

Министерство образования и науки Российской Федерации
Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
"Тамбовский государственный технический университет"

О.В. ЕВДОКИМЦЕВ, О.В. УМНОВА

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ
СТАЛЬНЫХ БАЛОЧНЫХ
КЛЕТОК**

Рекомендовано Учебно-методическим объединением вузов РФ
по образованию в области строительства
в качестве учебного пособия для студентов,
обучающихся по направлению 270100 "Строительство"



Тамбов
◆ Издательство ТГТУ ◆
2005

УДК 624.014.2(075)
ББК Н549
Е156

Рецензенты:
Доктор технических наук, профессор,
заведующий кафедрой "Металлические конструкции"
Московского государственного строительного университета
Ю.И. Кудишин
Доктор технических наук, профессор,
заведующий кафедрой ПГС
Саратовского государственного технического университета

В.К. Иноземцев
Генеральный директор ООО ФСК "Тамбоврегионстрой"
В.И. Скрылев

Евдокимцев, О.В.

E156 Проектирование и расчет стальных балочных клеток: учеб. пособие / О.В. Евдокимцев, О.В. Умнова. Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2005. 136 с.

В учебном пособии содержатся рекомендации по проектированию стальных конструкций балочных клеток: настила, балок настила, вспомогательных балок, главных балок, колонн; излагаются методики и примеры расчета стальных настилов, прокатных и сварных составных балок, сплошных и сквозных колонн.

Учебное пособие предназначено для использования в курсовом и частично в дипломном проектировании при расчетах конструкций балочных клеток студентами специальностей "Промышленное и гражданское строительство", "Архитектура", "Городское строительство и хозяйство".

УДК 624.014.2(075)
ББК Н549

ISBN 5-8265-0374-2

© Евдокимцев О.В., Умнова О.В.,
2005

© Тамбовский государственный
технический университет
(ТГТУ), 2005

Учебное издание

**Евдокимцев Олег Владимирович,
Умнова Ольга Владимировна**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ
СТАЛЬНЫХ БАЛОЧНЫХ КЛЕТОК**

Учебное пособие

Редактор Е.С. Мордасова
Компьютерное макетирование М.А. Филатовой

Подписано в печать 26.08.05
Формат 60 × 84 / 16. Бумага офсетная. Печать офсетная
Гарнитура Times New Roman. Объем: 7,9 усл. печ. л.; 7,6 уч.-изд. л.
Тираж 160 экз. С. 578^М

Издательско-полиграфический центр
Тамбовского государственного технического университета,
392000, Тамбов, Советская, 106, к. 14

*Памяти
Ляпина Наиля Искандяровича
посвящается*

ПРЕДИСЛОВИЕ

В повышении качества усвоения специальных дисциплин большое значение имеет курсовое проектирование. Опыт постановки и организации курсового проектирования показал, что для успешного выполнения проекта студенту необходимо учебное пособие, содержащее развитые методические указания, варианты конструктивного решения, необходимые сведения нормативной литературы и числовые примеры в наиболее сложных для усвоения частях проекта.

В учебном пособии изложены основные положения и приведены примеры расчета конструкций стальных балочных клеток в соответствии с действующими нормами проектирования [4]. Пособие предназначено для использования в курсовом и частично дипломном проектировании при расчетах конструкций балочных клеток студентами специальностей "Промышленное и гражданское строительство", "Архитектура" и "Городское строительство и хозяйство".

Учебное пособие состоит из двух глав и 10 приложений.

В первой главе подробно рассматриваются вопросы компоновки балочной клетки, расчета стального настила, прокатных и составных балок.

Во второй главе рассматриваются вопросы компоновки сечений, расчет стержней сквозных и сплошных центрально сжатых колонн, а также узловых сопряжений конструкций балочных клеток, дан вариант компоновки чертежей конструкций балочной клетки на листе.

В каждом параграфе излагаются методы расчета, конструктивные требования, приводятся примеры расчета.

В приложениях приведены справочные данные, необходимые для проектирования стальных конструкций.

1 ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛОК И БАЛОЧНЫХ КЛЕТОК

1.1 Общая характеристика балочных конструкций. Типы балочных клеток и их компоновка

Балки – наиболее распространенные строительные конструкции. Они нашли широкое применение в строительстве самых различных сооружений: в общественных, гражданских и промышленных зданиях; мостах; эстакадах; гидротехнических сооружениях и т.д. Балки просты по конструкции, недороги в изготовлении и надежны в работе. Они предназначены для восприятия нагрузок, приложенных в пролете, передачи их на опоры и работают, в основном, на поперечный изгиб. По статической схеме балки разделяют на разрезные, неразрезные и консольные. С точки зрения расхода материала наиболее эффективна двутавровая форма сечения балок.

Стальные балки бывают прокатными и составными. Прокатные балки, чаще всего, имеют двутавровое сечение с параллельными или наклонными гранями полок, реже применяют горячекатаные или холодногнутые швеллеры. Такие балки менее трудоемки в изготовлении, чем составные, но ограниченность сортамента делает невозможным их применение при больших изгибающих моментах. Составные балки изготавливают сварными, реже болтовыми и клепаными. Основной тип сечения балок – двутавровое из трех листов: вертикального – стенки и двух горизонтальных – полки.

Балочная клетка представляет собой конструктивный комплекс, образованный системой балок одного или нескольких направлений, предназначенный для восприятия нагрузок и передачи их на колонны или стены. Балочные клетки применяют в рабочих площадках, покрытиях и перекрытиях зданий, в пролетных строениях мостов, в затворах гидротехнических сооружений и т.д. На балочную клетку укладывают несущий настил (стальной или железобетонный).

В зависимости от назначения, габаритных размеров, значения и схемы расположения нагрузок, типа настила выбирают схему балочной клетки. При этом рассматривают разные типы балочных клеток и выбирают наилучший, исходя из наименьших затрат металла и труда на изготовление и монтаж конструкций. Сравнение вариантов производится на основании эскизного проектирования и приближенных расчетов нескольких вариантов.

По схеме компоновки в плане различают три типа балочных клеток: упрощенный, нормальный и усложненный.

Упрощенный тип основан на использовании балок одного направления, передающих нагрузку на опоры.

Нормальный тип (рис. 1) состоит из главных балок и балок настила, по которым укладывают настил. В балочной клетке нормального типа нагрузка с настила передается последовательно на балки настила (БН), на главные балки, а затем на колонны.

В усложненном типе (рис. 2) балочной клетки имеется три вида балок – главные (ГБ), вспомогательные (ВБ), воспринимающие нагрузку от балок настила, и балки настила. Усложненный тип целесообразно использовать, когда необходимо перекрыть сравнительно большие пролеты, а число внутренних колонн свести к минимуму.

Главные балки проектируют, как правило, составными, а вспомогательные балки и балки настила – прокатными. Главные балки ориентируют вдоль большей стороны ячейки (часть балочной клетки в пределах четырех соседних колонн), размер которой является пролетом главных балок L .

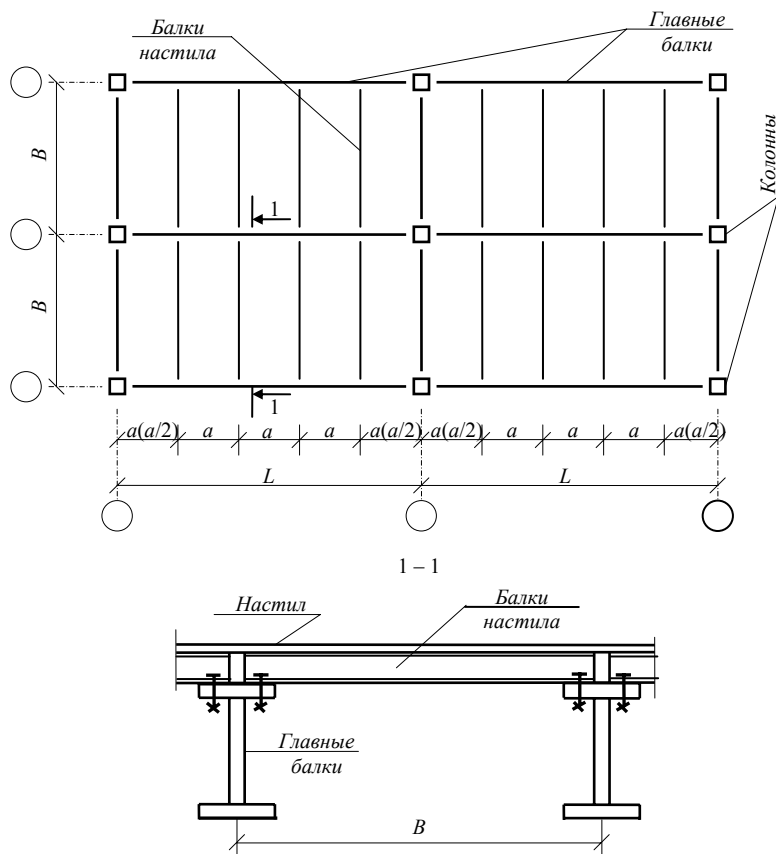


Рис. 1 Нормальный тип балочной клетки

(в скобках указано возможное смещение балок настила с оси колонн)

Расстояние между колоннами в перпендикулярном направлении представляет собой шаг балок B . Расстояние между балками настила и вспомогательными балками (шаг балок a и b соответственно) назначают оптимальными, исходя из наименьшей стоимости конструкций балочной клетки "в деле". Балки настила раскладываем по длине главных балок с одинаковым шагом в пределах 0,6...1,6 м при стальном и 2...3,5 м при железобетонном настиле. При этом возможно смещение БН на половину их шага с оси колонн (рис. 1).

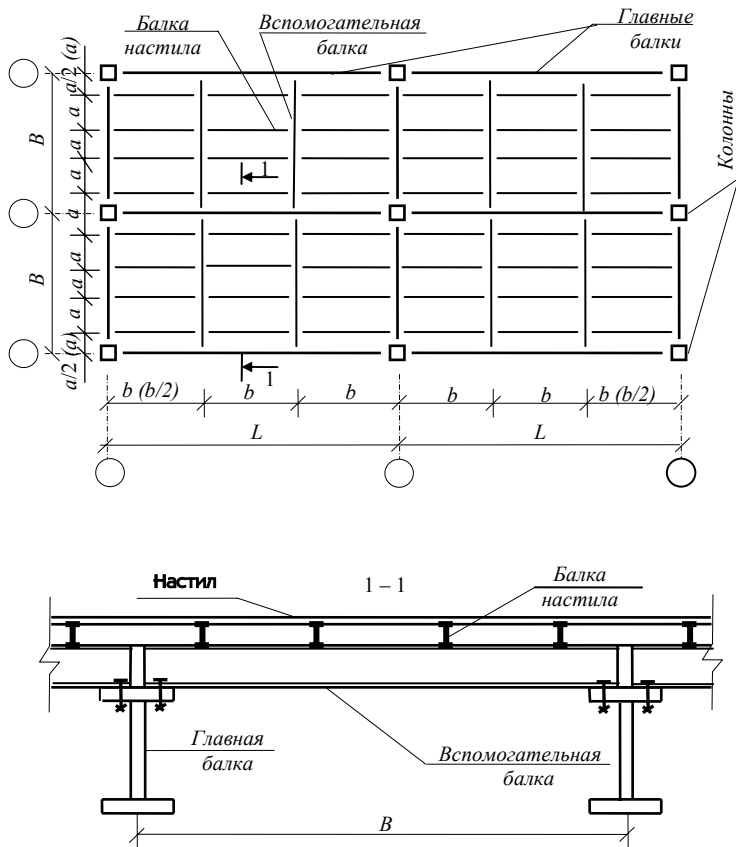


Рис. 2 Усложненный тип балочной клетки

(смещение балок настила на $a/2$ с оси главных балок необходимо при этажном сопряжении балок, на a – при пониженном)

Расстояние между вспомогательными балками назначают 2...5 м, и оно должно быть кратно пролету главной балки. ВБ также могут смещаться с оси колонн на половину их шага (рис. 2). Устанавливая шаг балок, необходимо соблюдать условие: ни одна из балок не должна опираться на главную в месте ее монтажного (укрупнительного) стыка. При компоновке балочной клетки можно ориентироваться на данные табл. 1.

Размеры балочной клетки в плане и по высоте (отметка верха настила (ОВН) и отметка низа конструкций (ОНК)) увязывают с требованиями технологической части проекта (габаритом). Если такие требования отсутствуют, то все размеры, в том числе и строительную высоту, назначают из экономических соображений. Строительная высота перекрытия (покрытия) $H_{стр}$ включает высоту главных балок, балок настила (при их этажном сопряжении с главными балками (рис. 3, а), толщину рабочего настила и конструктивный зазор (25...50 мм).

1 Ориентировочный шаг балок настила при $f_u/l = 1/120$, м

Полезная нагрузка, кН/м ²	Толщина листа стального настила, мм					Толщина железобетонной плиты, мм			
	6	8	10	12	14	60	100	140	180
10...15	1,2	1,5	–	–	–	1...1,5	2...2,5	2,5...3	–
15...20	0,9	1,2	1,5	–	–	1...1,5	2...2,5	2,5...3	–
20...25	0,8	1,0	1,3	1,5	–	–	1,5...2	2,5...3	–

25...3 0	0, 7	0, 9	1, 1	1, 3	1, 5	–	1,5 ...2	2...2 ,5	2,5 ...3
30...3 5	0, 6	0, 8	1, 0	1, 2	1, 4	–	–	1,5 ...2	2,5 ...3

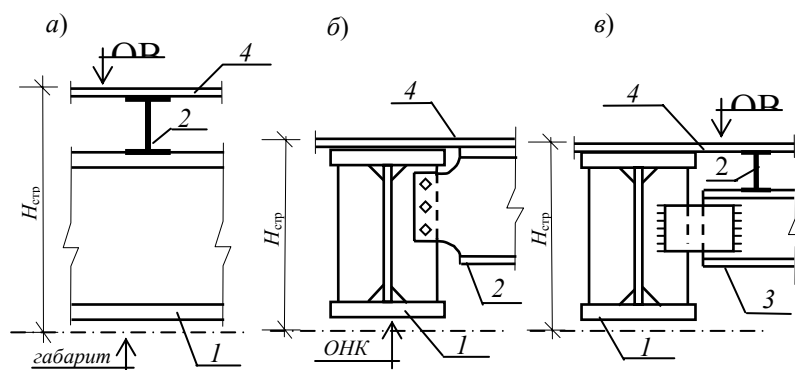


Рис. 3 Сопряжение балок:

а – этажное; *б* – в одном уровне; *в* – пониженное; *1* – главные балки; *2* – балки настила; *3* – вспомогательные балки; *4* – настил

Рациональность выбора типа балочной конструкции зависит от принятого способа сопряжения главных и вспомогательных балок.

Возможны три варианта сопряжений балок: этажное, в одном уровне и пониженное (рис. 3). Конструкция этажного сопряжения (рис. 3, *а*) наиболее проста, но ведет к увеличению строительной высоты. Такое сопряжение следует применять, когда позволяет строительная высота покрытия (перекрытия) площадки. Сопряжение в одном уровне (рис. 3, *б*) и пониженное (рис. 3, *в*) рекомендуется применять в случае ограничения строительной высоты покрытия (перекрытия): первое – в нормальном типе балочной клетки, второе – только в усложненном типе балочной клетки.

Таким образом, выбор рационального типа балочной клетки, типа сопряжения балок зависит от многих факторов, и целесообразность выбора для заданных условий может быть установлена только сравнением вариантов конструктивного решения.

1.2 Настил

Настилы балочных клеток бывают весьма разнообразными в зависимости от назначения и конструктивного решения перекрытия. Из различных типов настилов, применяемых в рабочих площадках промышленных зданий, наиболее распространенными являются стальные сплошные настилы из плоского или рифленого листа, железобетонные из сборных плит или монолитной плиты и сталежелезобетонные. Часто поверх несущего настила устраивают защитный настил (асфальтовый или бетонный пол толщиной 40...60 мм на железобетонном настиле, деревянный из торцевых брусков – на стальном).

Выбор материала настила и его конструктивное решение зависит от многих факторов (технологическое назначение площадки, характер и величина нагрузки, температурно-влажностный режим эксплуатации, агрессивность среды, экономический фактор).

Стальной настил (СН) может быть стационарным или съемным щитовым. Щитовой настил состоит из несущего стального листа, подкрепленного снизу продольными и поперечными ребрами (рис. 4) и может иметь размеры в плане до 3 × 12 м.

Для стального настила применяют плоские листы толщиной 6...16 мм из стали С235, привариваемые к поясам балок.

В конструктивном отношении стальной настил представляет собой пластину, приваренную по двум, трем или четырем сторонам к балкам и нагруженную вертикальной нагрузкой. Приварка настила

к балке делает невозможным сближение опор настила при его прогибе под нагрузкой и вызывает в нем растягивающие цепные усилия H , улучшающие работу настила.

Расчет настила при равномерно распределенной нагрузке зависит от отношения размеров большей стороны пластины к меньшей. При отношении меньшем или равном двум, пластина считается "короткой", в противном случае, что встречается в большинстве случаев, "длинной".

Для "длинных" пластин можно считать, что настил работает в условиях цилиндрического изгиба только вдоль короткой стороны.

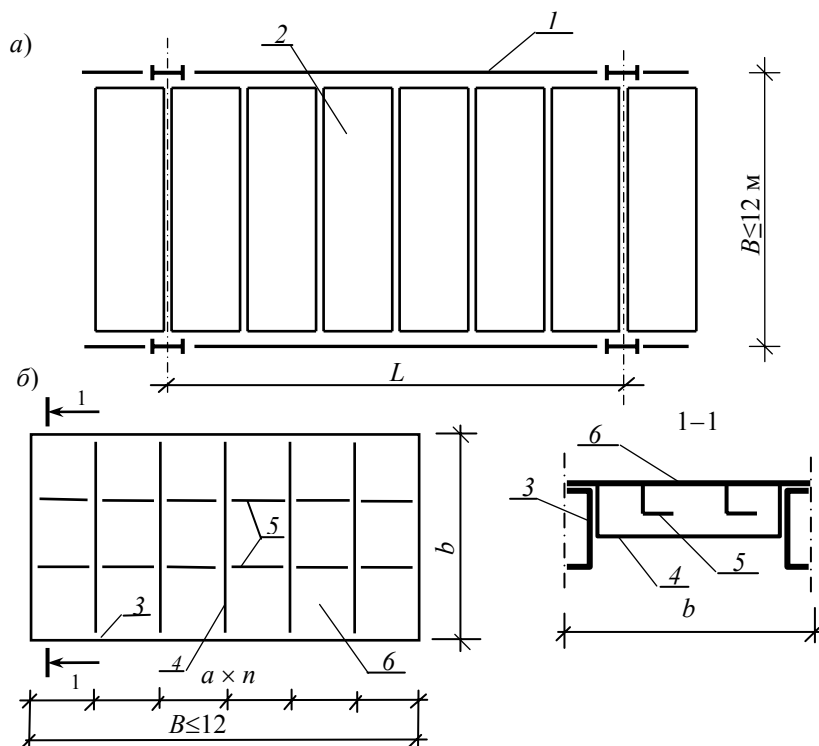


Рис. 4 Щитовой настил:

- a – схема раскладки щитов настила; b – схема щита;
 1 – главные балки; 2 – щиты настила; 3 – вспомогательные балки;
 4 – продольные несущие ребра щита; 5 – поперечные ребра;
 6 – стальной настил

Для расчета из пластины вырезается полоса шириной 1 м (1 см) вдоль короткой стороны настила (рис. 5) и рассчитывается как балка на двух опорах, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой. За расчетный пролет настила следует принимать расстояние между швами, однако на практике обычно принимают шаг балок, на которые он опирается (рис. 6).

Так как листы настила работают на изгиб и осевое растяжение, то полные напряжения можно определить по формуле:

$$\sigma = \sigma_{и} + \sigma_{о}, \quad (1)$$

где $\sigma_{и}$ – изгибные напряжения; $\sigma_{о}$ – осевые (цепные) напряжения.

Толщина настила обычно диктуется условием жесткости, т.е. его прогибом от нормативных нагрузок, и реже – условием прочности.

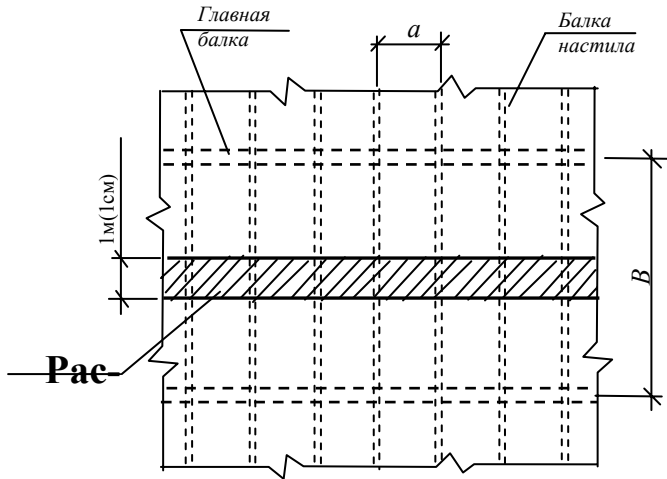


Рис. 5 К расчету настила

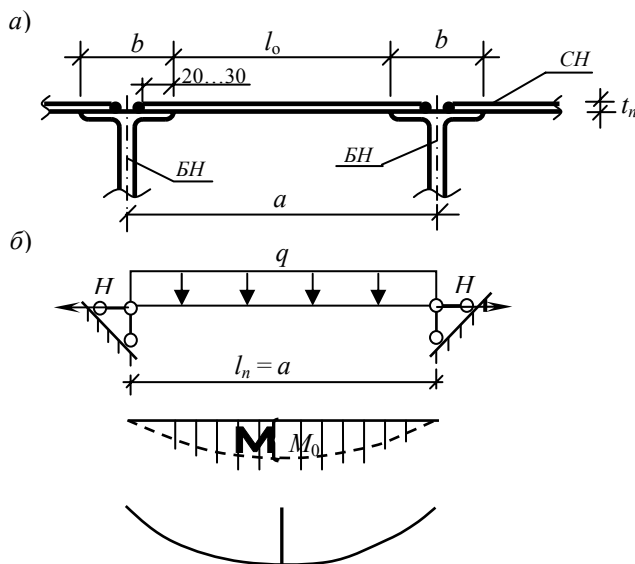


Рис. 6 Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы настила

Предельное отношение пролета настила к его толщине по условию жесткости можно определить по формуле

$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q_n} \right), \quad (2)$$

где $n_0 = \frac{l_n}{f_u}$ – отношение пролета настила к предельному прогибу (табл. П2.2); q_n – нормативная нагрузка на настил; $E_1 = \frac{E}{1-\nu^2}$ – цилиндрический модуль упругости; $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости стали; $\nu = 0,3$ – коэффициент Пуассона.

Зная предельное отношение $\frac{l_n}{t_n}$ по сортаменту принимают t_n и вычисляют предельное значение пролета l_n . Зная размеры настила, проверяют прогиб и несущую способность настила, пользуясь выражениями:

$$f = f_0 \frac{1}{1 + \alpha}; \quad (3)$$

$$\sigma = \frac{H}{A_n} + \frac{M}{W_n} \leq R_y \gamma_c; \quad (4)$$

$$H = \frac{\pi^2 E_1 I_n}{l_n^2} \alpha = P_3 \alpha; \quad (5)$$

$$M = M_0 \frac{1}{1 + \alpha}, \quad (6)$$

где P_3 – Эйлера сила; $M_0 = \frac{q l_n^2}{8}$ – балочный изгибающий момент; $A_n = 1 t_n$ – площадь поперечного сечения расчетной полосы; $q = \gamma_f q_n$ – расчетная временная нагрузка; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке [5]; $W_n = \frac{1 \cdot t_n^2}{6}$ – момент сопротивления полосы; α – определяется из уравнения $\alpha(1 + \alpha^2) = 3(f_0/t_n)^2$; $f_0 = \frac{5}{384} \frac{q_n l_n^4}{E_1 I_n}$ – балочный прогиб; R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести; γ_c – коэффициент условий работы.

Распор можно определить по приближенной формуле

$$H = \gamma_f \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{f_u}{l_n} \right]^2 E_1 t_n, \quad (7)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке; $\left[\frac{f_u}{l_n} \right]$ – предельно допустимый прогиб (табл. П2.2).

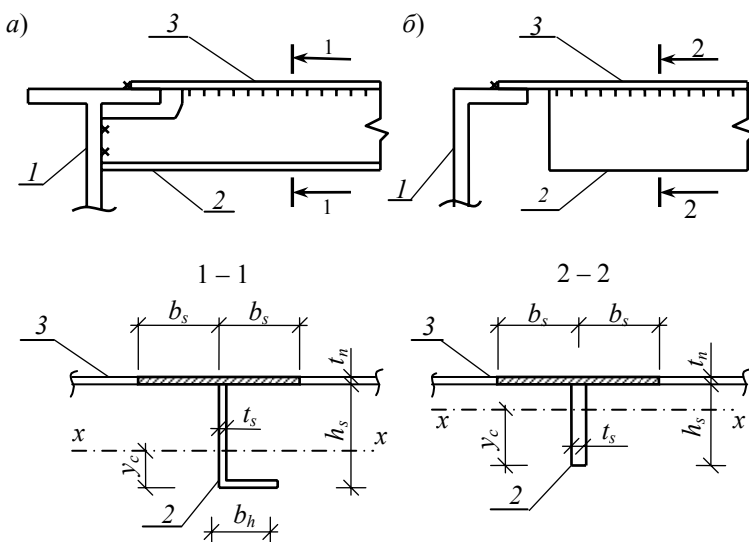
На действие распора необходимо проверить сварные швы, прикрепляющие настил к балкам настила:

по металлу шва
$$\frac{H}{k_f \beta_f \gamma_{wf} R_{wf}} \leq 1; \quad (8)$$

по границе сплавления
$$\frac{H}{k_f \beta_z \gamma_{wz} R_{wz}} \leq 1, \quad (9)$$

где k_f – катет сварного шва; R_{wf} , R_{wz} – расчетные сопротивления угловых швов срезу (условному) по металлу шва и границы сплавления соответственно; γ_{wf} , γ_{wz} – коэффициенты условий работы сварного шва.

Для щитовых настилов необходимо рассчитать ребра жесткости, которые могут соединяться (рис. 7, а) с поддерживающими балками ("жесткое" опирание) или не доходить (рис. 7, б) до них ("шарнирное" опирание). В случае "свободного" опирания ребра рассчитываются как однопролетные шарнирно закрепленные балки, в случае "жесткого" опирания – как неразрезные многопролетные балки.



**Рис. 7 "Жесткое" (а) и "шарнирное" (б) крепление
настила и ребер к балкам:**

1 – балка; 2 – ребро; 3 – настил

При определении моментов инерции и сопротивления ребра жесткости в его состав включают [2] прилегающие участки настила шириной по $b_s = 0,5t_n \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра (рис. 7).

Проверку прочности ребер проводят на действие максимального изгибающего момента M от линейной нагрузки

$$\frac{M}{W_{x, \min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (10)$$

где $W_{x, \min}$ – минимальный момент сопротивления расчетного сечения ребра с учетом включенных в работу участков настила.

Минимальный катет шва крепления ребер к настилу определяют по формуле:

$$k_f = \frac{Q_{\max} S_{n, x}}{(\beta R_w \gamma_w)_{\min} I_x}, \quad (11)$$

где Q_{\max} – максимальное значение поперечной силы в пролете ребра; $S_{n, x}$, I_x – соответственно статический момент настила, включенного в расчетное сечение, и момент инерции расчетного сечения ребра относительно оси $x-x$ (рис.7).

Методика проверки прочности прямоугольных "коротких" пластин настила описана в [2].

При выполнении курсовой работы в балочной клетке наряду со стальным настилом может применяться и железобетонная плита. Толщину железобетонной плиты для определения веса перекрытия рекомендуется принимать по табл. 2.

Таблица 2

Расчетный пролет плиты, м	Толщина сплошной железобетонной плиты, см, при временной нормативной нагрузке, кПа			
	15 – 20	20 – 25	25 – 30	30 – 35
1,5 – 2	10	12	12	14
2,1 – 2,5	12	12	14	16
2,6 – 3	14	14	16	18

Пример 1. Определить размеры несущего настила балочной клетки рабочей площадки производственного здания. Размеры балочной клетки в плане $3L \times 3B$. $L = 18$ м, $B = 6$ м. Временная равномерно распределенная нагрузка $p = 25$ кН/м². Коэффициент надежности по нагрузке γ_f при полном нормативном значении равномерно распределенной нагрузки 2,0 МПа и более принять равным 1,2 [5]. Расчет выполнить для трех вариантов балочной клетки (два нормального типа и один усложненного).

Вариант 1. Принимаем материал настила – сталь С235 по ГОСТ 27772–88 с расчетным сопротивлением $R_y = 230$ МПа = 23 кН/см² (прил. 1).

Предельно допустимый относительный прогиб $\left[\frac{f_u}{l_n} \right] = \frac{1}{120}$, где f_u – предельно допустимый прогиб

(табл. 2.2), а l_n – расчетный пролет настила. По короткой стороне листа настила вырезаем полосу шириной 1см (рис. 6, а). Временная равномерно распределенная нагрузка $p = 25$ кПа = 0,0025 кН/см², линейная распределенная нагрузка на полосу $q_n = 1 \cdot p = 0,0025$ кН/см. Расчетная схема настила показана на рис. 6, б.

Предельное отношение пролета настила к его толщине определяем по формуле (2)

$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 p} \right) = \frac{4 \cdot 120}{15} \left(1 + \frac{72 \cdot 2,26 \cdot 10^4}{120^4 \cdot 0,0025} \right) = 132,4,$$

где $n_0 = \frac{l_n}{f_u} = 120$; $E_1 = \frac{E}{1-\nu^2} = \frac{2,06 \cdot 10^5}{1-0,3^2} = 2,26 \cdot 10^5$ МПа = $2,26 \cdot 10^4$ кН/см².

Принимаем толщину настила $t_n = 7$ мм по ГОСТ 82–70 (табл. П9.7) и находим его пролет $l_n = 132,4 \cdot t_n = 132,4 \cdot 7 = 926,8$ мм.

Принимаем пролет настила $l_n = 0,9$ м < 0,927 м, который равен шагу балок настила, что соответствует целому числу пролетов по длине главной балки $n = \frac{L}{a} = \frac{18}{0,9} = 20$. Так как длина главной балки состав-

ляет 18 м, то ее необходимо разбить на два отправочных элемента с размещением монтажного стыка в середине балки. Место опирания балок настила и вспомогательных балок не должно совпадать с местом монтажного стыка. Учитывая вышеизложенные требования и четное число шагов балки настила, принимаем вариант балочной клетки со смещением балок настила от разбивочных осей на половину шага (рис. 8, а) и опиранием главных балок на колонны сверху.

Отношение длинной стороны листа настила к короткой $B/a = 6/0,9 > 2$, поэтому расчет настила производим как для длинной пластины. Проверим прогиб и несущую способность полосы настила шириной 1 см, пользуясь формулами (3, 4, 6, 7):

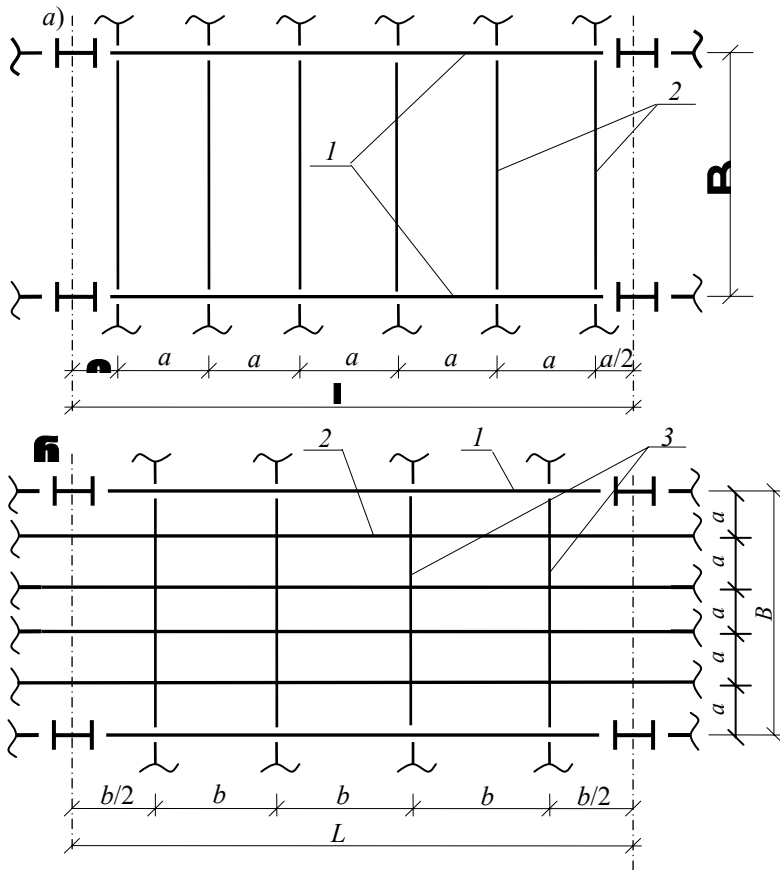


Рис. 8 Схема к примеру 1:

a – нормальный тип; b – усложненный тип;
 1 – главная балка; 2 – балка настила; 3 – вспомогательная балка

$$A_n = 1 \cdot t_n = 1 \cdot 0,7 = 0,7 \text{ см}^2; \quad W_n = \frac{1 \cdot t_n^2}{6} = \frac{1 \cdot 0,7^2}{6} = 0,082 \text{ см}^3;$$

$$I_n = \frac{1 \cdot t_n^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,7^3}{12} = 0,029 \text{ см}^4;$$

$$q = \gamma_f \cdot q_n = 1,2 \cdot 25 = 30 \text{ кН/м} = 0,003 \text{ кН/см};$$

$$M_0 = \frac{q l_n^2}{8} = \frac{0,003 \cdot 90^2}{8} = 3,04 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \frac{q_n l_n^4}{E_1 I_n} = \frac{5}{384} \frac{0,0025 \cdot 90^4}{2,26 \cdot 10^4 \cdot 0,029} = 3,26 \text{ см};$$

$$H = \gamma_f \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{f_u}{l_n} \right]^2 E_1 t_n \cdot 1 = 1,2 \cdot \frac{3,14^2}{4} \cdot \left[\frac{1}{120} \right]^2 \cdot 2,26 \cdot 10^4 \cdot 0,7 \cdot 1 = 3,25 \text{ кН};$$

$$P_3 = \frac{3,14^2 \cdot 2,26 \cdot 10^4 \cdot 0,029}{90^2} = 0,8 \text{ кН}; \quad \alpha = \frac{H}{P_3} = \frac{3,25}{0,8} = 4,06;$$

$$M = M_0 \frac{1}{1 + \alpha} = 3,04 \frac{1}{1 + 4,06} = 0,6 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = \frac{H}{A_n} + \frac{M}{W_n} = \frac{3,25}{0,7} + \frac{0,6}{0,082} = 11,96 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \cdot 1 = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$f = f_0 \frac{1}{1 + \alpha} = 3,26 \frac{1}{1 + 4,06} = 0,64 < f_u = \frac{l_n}{120} = \frac{90}{120} = 0,75 \text{ см},$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы (табл. П2.1).

Таким образом, прочность и жесткость настила при его толщине равной 7 мм обеспечена.

Расход стали на 1 м² настила равен: $7850 \text{ кг/м}^3 \cdot 0,007 \text{ м} = 54,95 \text{ кг/м}^2$.

Аналогично рассчитываем другие варианты балочной клетки.

Вариант 2. Толщина настила $t_n = 12$ мм, шаг балок настила $a = l_n = 1,5$ м. Расход стали на 1 м² настила – 94,2 кг/м².

Вариант 3. Толщина настила принята по 1 варианту ($t_n = 7$ мм) на основании технико-экономического сравнения первого и второго вариантов (табл. 3). Шаг балок настила $a = 0,857$ м.

1.3 Балки настила и вспомогательные балки

Для балок настила и вспомогательных балок применяют прокатные двутавры по ГОСТ 8239–89 или ГОСТ 26020–83 и реже – прокатные швеллеры.

Расчет балок выполняется в следующей последовательности:

1 Сбор нормативных и расчетных нагрузок на балку. Если на перекрытие (покрытие) действует равномерно распределенная нагрузка g , кН/м², то нагрузка на метр длины собирается с соответствующей грузовой площади $q = ga$, кН/м, где a – шаг балок. В балочных клетках нормального и усложненно-го типа определение нагрузок начинают с балок настила. Опорные реакции вышележащих балок служат нагрузками для нижележащих.

2 Статический расчет балки, в результате которого определяют расчетные изгибающие моменты M и поперечные силы Q в характерных сечениях.

3 Подбор сечения балки, который осуществляется исходя из требований обеспечения прочности и жесткости балок при минимальных затратах металла.

4 Проверка прочности балки (расчет по I группе предельных состояний), заключается в определении напряжений, вызванных действием усилий M_{\max} и Q_{\max} , местных напряжений, возникающих под сосредоточенными силами, а также комбинаций всех этих напряжений, и сравнении их с расчетными сопротивлениями металла.

5 Проверка прогиба балки (расчет по II группе предельных состояний) заключается в определении прогиба от действия нормативных нагрузок и сравнении его с предельно допустимым (табл. П2.2).

6 Проверка общей устойчивости балки.

7 Расчет узлов.

Подбор сечения прокатных балок заключается в выборе необходимого номера профиля по сортаменту. Для этого по расчетному изгибающему моменту находят требуемый момент сопротивления сечения по формуле

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} . \quad (12)$$

Согласно п. 5.18 СНиП II-23-81* [4] расчет разрезных балок сплошного сечения из стали с пределом текучести до 530 МПа, несущих статическую нагрузку при изгибе в одной из главных плоскостей и касательных напряжениях $\tau \leq 0,9R_s$ (кроме опорных сечений), следует выполнять с учетом развития пластических деформаций. Тогда требуемый момент сопротивления сечения можно определить по формуле

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{c_1 R_y \gamma_c} , \quad (13)$$

где $c_1 = c$ при $\tau \leq 0,5R_s$ и $c_1 = 1,05\beta c$ при $0,5R_s < \tau \leq 0,9R_s$; $\tau = \frac{Q}{th}$; $\beta = \sqrt{\frac{1 - (\tau/R_s)^2}{1 - \alpha(\tau/R_s)^2}}$; $R_s = 0,58R_y$ – расчетное со-

противление стали сдвигу; t и h – соответственно толщина и высота стенки; α – коэффициент, равный 0,7 для двутаврового сечения, изгибаемого в плоскости стенки, и 0 для других типов сечений; c – коэффициент, принимаемый по прил. 3; c_1 – коэффициент, принимаемый равным не менее единицы и не более коэффициента c (при подборе сечения можно принять $c_1 = 1,1$).

По полученному значению W_{req} выбирают по сортаменту номер профиля так, чтобы его момент сопротивления был не меньше требуемого.

Проверять прочность сечения на действие максимального изгибающего момента требуется только для балок, работающих с учетом развития пластических деформаций, поскольку при подборе сечения коэффициент c_1 предварительно задавался приближенным. После того как номер профиля выбран, уточняется значение c_1 и проверяется прочность сечения по формуле

$$\frac{M_{max}}{c_1 W_{n, min} R_y \gamma_c} \leq 1 . \quad (14)$$

Прочность сечения на действие максимальной поперечной силы Q_{max} проверяют по формуле

$$\frac{Q_{max} S_x}{I_x t R_s \gamma_c} \leq 1 , \quad (15)$$

где S_x и I_x – статический момент полусечения и момент инерции сечения относительно нейтральной оси.

Для балок, рассчитываемых с учетом пластических деформаций в опорных сечениях, где изгибающие моменты равны нулю, расчет следует выполнять по формуле

$$\frac{Q_{max}}{ht R_s \gamma_c} \leq 1 , \quad (16)$$

где h и t – высота и толщина стенки.

При ослаблении стенки отверстиями для болтов левые части формул (15) и (16) следует умножить на коэффициент $\alpha = a/(a-d)$, где a и d – соответственно шаг и диаметр отверстий.

В местах приложения локальной нагрузки, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных ребрами жесткости, следует дополнительно проверять прочность стенки по локальным напряжениям σ_{loc} :

$$\frac{F}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c , \quad (17)$$

где F – расчетное значение локальной нагрузки или опорная реакция; t_w – толщина стенки; $l_{ef} = b + 2t_f$ – условная длина распределения нагрузки (рис. 9); t_f – толщина верхнего пояса балки, если нижняя балка

сварная (рис. 9, а), или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (рис. 9, б).

При проверке жесткости балки проверяется выполнение неравенства:

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

в левую часть которого подставляется наибольший прогиб от действия нормативных нагрузок, а в правую предельно допустимый прогиб (табл. П2.2).

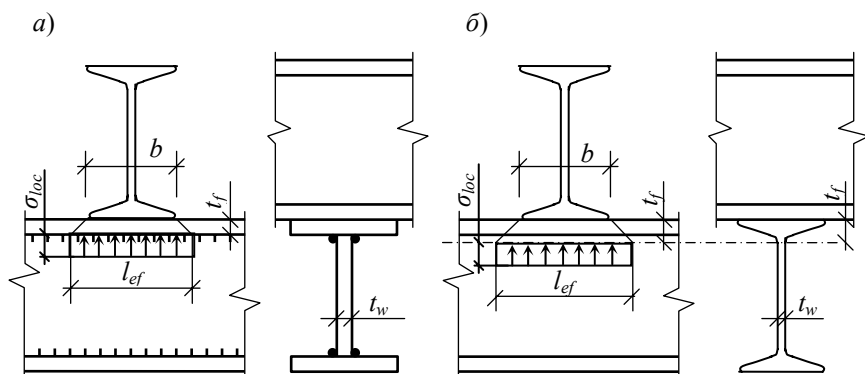


Рис. 9 Схемы для определения длины распределения нагрузки на балку:
а – сварную; б – прокатную

При невыполнении проверки на жесткость необходимо увеличить сечение балки и снова определить f_{\max} .

Помимо проверок прочности, балки в местах с большими нормальными напряжениями необходимо проверять на общую устойчивость. Устойчивость балок не требуется проверять:

а) при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный (плиты железобетонные, плоский и профилированный настил и т.п.);

б) при отношении расчетной длины балки l_{ef} к ширине сжатого пояса b , не превышающем значения, определяемого независимо от места приложения нагрузки к балке при $1 \leq h/b < 6$ и $15 \leq b/t \leq 35$ по формуле (18). За l_{ef} следует принимать расстояние между точками закрепления сжатого пояса балки от поперечных смещений, при отсутствии закреплений $l_{ef} = l$ (где l – пролет балки).

$$\frac{l_{ef}}{b} = \left[0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (18)$$

где b и t – соответственно ширина и толщина сжатого пояса; h – расстояние между осями поясов балки.

Для балок с отношением $b/t < 15$ в формуле (18) следует принять $b/t = 15$.

На балки настила по всей длине опирается стальной настил, следовательно, их общая устойчивость обеспечена. Верхний пояс вспомогательных балок закреплен от горизонтальных смещений балками настила, опирающимися на них этажно, и для обеспечения их общей устойчивости необходимо выполнение условия "б".

При невыполнении указанных требований общую устойчивость балок симметричного двутаврового сечения следует проверять по формуле

$$\frac{M_{\max}}{\varphi_b W_c R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (19)$$

где W_c – момент сопротивления сечения балки, определенный для сжатого пояса; φ_b – коэффициент, определяемый по [4, прил. 7*].

Для обеспечения общей устойчивости балок, рассчитываемых с учетом развития пластических деформаций, необходимо выполнение условия "а" или "б", при этом наибольшие значения отношения расчетной длины балки к ширине сжатого пояса l_{ef}/b , определяемые по формуле (18), должны быть уменьшены умножением на коэффициент $\delta = [1 - 0,7(c_1 - 1)/(c - 1)]$, здесь $1 < c_1 \leq c$.

Если при проверке выясняется, что общая устойчивость балки не обеспечена, то следует уменьшить расчетную длину сжатого пояса, изменив схему связей (уменьшить шаг вышележащих балок).

Пример 2. Требуется подобрать сечение балки настила для перекрытия балочной клетки объекта II уровня ответственности с коэффициентом надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$ [5]. Компоновка балочной клетки и нагрузки – по данным примера 1. Климатический район строительства – П4.

Рассмотрим три варианта компоновки балочной клетки и для каждого варианта подберем свое сечение балки настила. Толщина настила и шаг балок настила по примеру 1.

Вариант 1. Прокатная балка настила относится к третьей группе конструкций по назначению [4, табл. 50] и для нее с учетом климатического района строительства можно использовать сталь С245 с $R_y = 24$ кН/см² при толщине фасонного проката до 20 мм.

Расчетная схема балки настила – однопролетная шарнирно опертая балка (рис. 10, б).

Выполним предварительный подбор сечения балки без учета ее собственного веса. Нормативная и расчетная погонная нагрузки на балку настила

$$q_n = (q_{n1} + q_{n2}) \gamma_n = (25 + 0,55) \cdot 0,9 \cdot 0,95 = 21,8 \text{ кН/м}$$

$$q = (q_{n1} \gamma_{f1} + q_{n2} \gamma_{f2}) \gamma_n = (25 \cdot 1,2 + 0,55 \cdot 1,05) \cdot 0,9 \cdot 0,95 = 26,1 \text{ кН/м},$$

где q_{n1} – временная нагрузка; $q_{n2} = \gamma_n = 78,5 \cdot 0,007 = 0,55$ кН/м² – нагрузка от собственного веса настила, здесь $\gamma = 78,5$ кН/м³ – объемный вес стали; γ_{f1}, γ_{f2} – коэффициенты надежности по нагрузке от временной нагрузки и от собственного веса стальных конструкций; a – ширина грузовой площади (рис. 10, а).

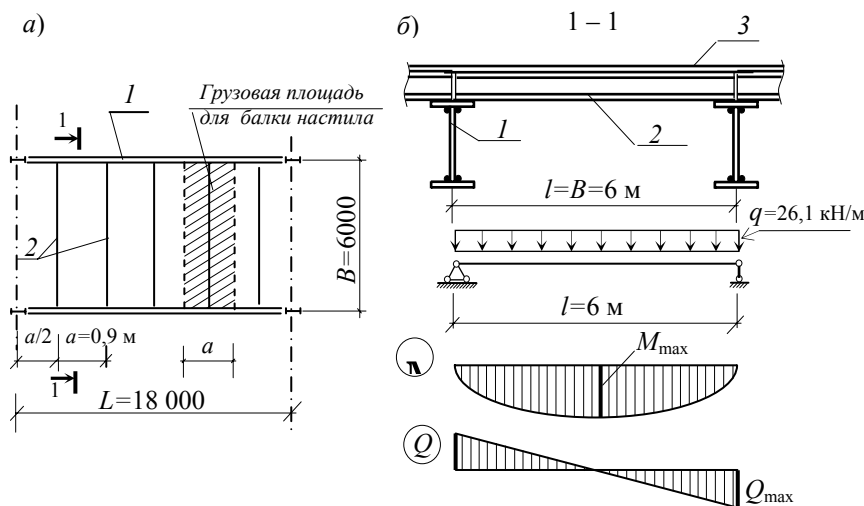


Рис. 10 К расчету балки настила (вариант 1):

1 – главная балка; 2 – балка настила; 3 – настил

Расчетный изгибающий момент и поперечная сила

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{26,1 \cdot 6^2}{8} = 117,5 \text{ кН} \cdot \text{м} = 11750 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{26,1 \cdot 6}{2} = 78,3 \text{ кН}.$$

Требуемый момент сопротивления определяем с учетом развития пластических деформаций по формуле (13), предварительно назначив $c_1 = 1,1$:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{11\,750}{1,1 \cdot 24 \cdot 1} = 445 \text{ см}^3,$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы конструкции (табл. П2.1, примечание 4).

Назначаем двутавр № 30 по ГОСТ 8239–89 (табл. П9.3) с характеристиками сечения: $W_x = 472 \text{ см}^3$ (момент сопротивления); $I_x = 7080 \text{ см}^4$ (момент инерции); $S_x = 268 \text{ см}^3$ (статический момент); $h = 30 \text{ см}$ (высота двутавра); $b = 13,5 \text{ см}$ (ширина полки двутавра); $t_w = 0,65 \text{ см}$ (толщина стенки); $t_f = 1,02 \text{ см}$ (толщина полки); $\rho_l = 36,5 \text{ кг/м}$ (линейная плотность).

Нагрузка от собственного веса балки составит

$$q_{n3}^* = \rho_l g = 36,5 \cdot 10 = 365 \text{ Н/м} = 0,365 \text{ кН/м}.$$

Ее доля по отношению к общей нагрузке на балку составляет

$$\frac{q_{n3}^*}{q_n} \cdot 100\% = \frac{0,365}{21,8} \cdot 100\% = 1,7\%,$$

в связи с чем уточнение нагрузки не требуется.

Проверку прочности балки выполняем по формулам (14) и (16):

$$\frac{M_{max}}{c_1 W_x R_y \gamma_c} = \frac{11\,750}{1,09 \cdot 472 \cdot 24 \cdot 1} = 0,95 < 1;$$

$$\frac{Q_{max}}{h t_w R_s \gamma_c} = \frac{78,3}{30 \cdot 0,65 \cdot 14 \cdot 1} = 0,29 < 1,$$

где $R_s = 14 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление стали срезу по прил. 1; $c_1 = 1,09$ – коэффициент, определенный по прил. 3 при $A_f/A_w = 0,76$, здесь A_f и A_w – соответственно площади пояса и стенки.

Прочность балки обеспечена.

Предельно допустимый относительный прогиб балки для $l = 6 \text{ м}$ – $\left[\frac{f_u}{l} \right] = \frac{1}{200}$ (табл. П2.2).

Проверка жесткости балки

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,218 \cdot 600^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 7080} = 2,5 \text{ см} < f_u = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}.$$

Жесткость балки обеспечена.

Общая устойчивость балки обеспечена настилом, опирающимся на ее сжатый пояс и жестко с ним соединенным.

Местную устойчивость элементов сечения балки настила не проверяем, поскольку она обеспечена их большими толщинами.

Настил привариваем к балкам настила автоматической сваркой под слоем флюса. Для автоматической сварки с учетом стали и климатического района строительства можно использовать сварочную проволоку Св-08А (табл. П4.1).

Определим сечение, по которому необходимо рассчитать угловой шов на срез (условный):

$$(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 18 \cdot 0,9 \cdot 1 = 16,2 \text{ кН/см}^2; \\ R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 16 \cdot 1,05 \cdot 1 = 16,8 \text{ кН/см}^2, \end{array} \right\} = 16,2 \text{ кН/см}^2,$$

где $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$ (табл. П4.2); $R_{wz} = 16 \text{ кН/см}^2$ (прил. 1); $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$ (табл. П4.4); $\gamma_{wf}, \gamma_{wz} = 1$.

Расчет углового шва на срез ведем по металлу шва при действии силы, равной величине распора, определенной при расчете настила (см. пример 1).

Расчетный катет шва крепления настила к балкам настила угловыми швами определим по формуле (11)

$$k_f = \frac{H}{(\beta R_w \gamma_w)_{\min} l_w} = \frac{3,25}{16,2 \cdot 1} = 0,2 \text{ см},$$

где $l_w = 1 \text{ см}$ – расчетная ширина полосы настила.

Конструктивные требования к сварным швам:

$$k_{f, \min} \leq k_f \leq k_{f, \max},$$

где $k_{f, \min} = 5 \text{ мм}$ – минимальный катет сварного шва, принимаемый по табл. П4.5 в зависимости от толщины наиболее толстого из свариваемых элементов $t_{\max} = t_f = 10,2 \text{ мм}$; $k_{f, \max} = t_n = 7 \text{ мм}$ – максимальный катет шва.

Принимаем катет сварного шва – 5 мм.

Масса балок настила на 1 м^2 – $\rho l/a = 36,5/0,9 = 40,6 \text{ кг/м}^2$.

Аналогично рассчитываем балки настила других вариантов компоновки балочной клетки.

Вариант 2. Двутавр № 40.

Масса балок настила на 1 м^2 – $57/1,5 = 38 \text{ кг/м}^2$.

Вариант 3. В общем случае шаг вспомогательных балок является объектом оптимизации. В нашем случае принимаем $b = 4,5 \text{ м}$ (рис. 8, б), исходя из опыта проектирования ($b = 2 \dots 5 \text{ м}$) и кратности пролету главной балки. Пролет балки настила равен шагу вспомогательных балок $l = b = 4,5 \text{ м}$. Шаг балок настила $a = 0,857 \text{ м}$. Балки настила – двутавр № 24.

Масса балок настила – $27,3/0,857 = 31,9 \text{ кг/м}^2$.

Пример 3. Требуется подобрать сечение вспомогательной балки для перекрытия балочной клетки объекта II уровня ответственности с коэффициентом надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$ [5]. Компоновка балочной клетки и нагрузки – по данным примеров 1, 2 (вариант 3). Климатический район строительства – П4.

Настил и балка настила определены в примерах 1 и 2 (вариант 3).

Вспомогательная балка относится к третьей группе конструкций по назначению [4, табл. 50] и для нее с учетом климатического района строительства можно использовать сталь С245 с $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ при толщине фасонного проката до 20 мм.

Выполним предварительный подбор сечения балки. При определении нагрузки на вспомогательную балку принимаем допущение: действие сосредоточенных сил (опорных реакций прокатных балок настила) заменяем эквивалентной погонной нагрузкой (при условии, что их в пролете не менее пяти). Шириной грузовой площади вспомогательных балок является их шаг b (рис. 11, а).

Расчетная схема вспомогательной балки – однопролетная шарнирно опертая балка (рис. 11, б).

Нормативная и расчетная погонные нагрузки на вспомогательную балку равны

$$q_n = (q_{n1} + q_{n2} + q_{n3})b\gamma_n = (25 + 0,55 + 0,32) \cdot 4,5 \cdot 0,95 = 110,6 \text{ кН/м};$$

$$q = (q_{n1}\gamma_{f1} + (q_{n2} + q_{n3})\gamma_{f2})b\gamma_n = (25 \cdot 1,2 + (0,55 + 0,32) \cdot 1,05) \cdot 4,5 \cdot 0,95 = 132,2 \text{ кН/м},$$

где q_{n1} – временная равномерно распределенная нагрузка;

$q_{n2} = \gamma_n = 78,5 \cdot 0,007 = 0,55 \text{ кН/м}^2$ – нагрузка от собственного веса настила;

$q_{n3} = \frac{\rho_l g}{a} = \frac{27,3 \cdot 10}{0,857} = 319 \text{ Н/м}^2 = 0,32 \text{ кН/м}^2$ – нагрузка от собственного веса балки настила, здесь

$\rho_l = 27,3 \text{ кг/м}$ – линейная плотность двутавра № 24 (балка настила в варианте 3).

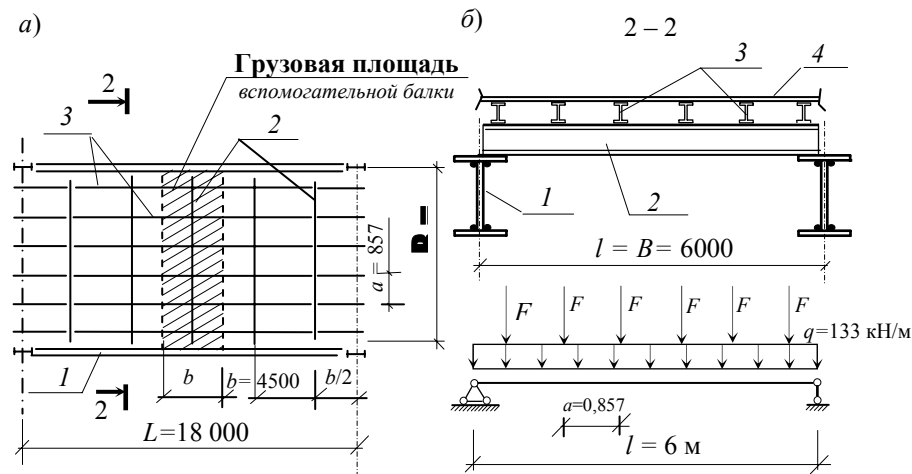


Рис. 11 К примеру 3:

1 – главная балка; 2 – вспомогательная балка;
3 – балка настила; 4 – настил

Расчетные значения поперечной силы, изгибающего момента и требуемый момент сопротивления:

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{132,2 \cdot 6}{2} = 396,6 \text{ кН};$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{132,2 \cdot 6^2}{8} = 594,9 \text{ кН} \cdot \text{м} = 59490 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{59\,490}{1,1 \cdot 24 \cdot 1} = 2253 \text{ см}^3,$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы конструкции (табл. П2.1).

Назначаем двутавр № 60 по ГОСТ 8239–89 (табл. П9.3) с характеристиками сечения: $W_x = 2560 \text{ см}^3$; $I_x = 78\,806 \text{ см}^4$; $S_x = 1491 \text{ см}^3$; $h = 60 \text{ см}$; $b = 19 \text{ см}$; $t_w = 1,2 \text{ см}$; $t_f = 1,78 \text{ см}$; $\rho_l = 108 \text{ кг/м}$.

Нагрузка от собственного веса балки составит $q_{n4}^* = 108 \cdot 10 = 1080 \text{ Н/м}$.

Доля этой нагрузки от общей составляет

$$\frac{q_{n4}^*}{q_n} \cdot 100\% = \frac{1,08}{110,6} \cdot 100\% = 1\%,$$

в связи с чем уточнения общей нагрузки не требуется.

Проверку прочности балки выполняем по формулам (14) и (16):

$$\frac{M_{\max}}{c_1 W_x R_y \gamma_c} = \frac{59\,490}{1,12 \cdot 2560 \cdot 24 \cdot 1} = 0,86 < 1;$$

$$\frac{Q_{\max}}{h t_w R_s \gamma_c} = \frac{396,6}{60 \cdot 1,2 \cdot 14 \cdot 1} = 0,39 < 1,$$

где $c_1 = 1,12$ – коэффициент, определенный по прил. 3 при $A_f/A_w = 0,5$; здесь A_f и A_w – соответственно площади пояса и стенки балки.

Проверим прочность стенки вспомогательной балки в местах опирания балок настила по формуле (17):

$$\frac{F}{t l_{ef}} = \frac{113,2}{1,2 \cdot 15,06} = 6,3 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2,$$

где $F = 2Q_{\max} = 2 \cdot 56,6 = 113,2$ кН – расчетное значение локальной нагрузки, здесь Q_{\max} – поперечная сила в балке настила в месте ее опирания на вспомогательную балку (по примеру 2 вариант 3); t – толщина стенки вспомогательной балки; $l_{ef} = b + 2t_f = 11,5 + 2 \cdot 1,78 = 15,06$ см – условная длина распределения нагрузки (рис. 9, б); здесь t_f – расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки вспомогательной балки (условно принято в запас прочности как толщина пояса вспомогательной балки); b – ширина полки балки настила.

Прочность балки обеспечена.

Предельно допустимый относительный прогиб балки для $l = 6$ м – $\left[\frac{f_u}{l} \right] = \frac{1}{200}$ (табл. П2.2).

Проверка прогиба балки:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,116 \cdot 600^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 78\,806} = 1,2 \text{ см} < f_u = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}.$$

Жесткость балки обеспечена.

Для обеспечения общей устойчивости вспомогательной балки необходимо выполнение условия "б", определяемого формулой (18).

При $1 < h/b = 60/19 = 3,2 < 6$ и $b/t = 19/1,78 = 10,7 < 35$ (так как $b/t < 15$, для расчета принимаем $b/t = 15$ (см. пояснения к формуле 18)):

$$\begin{aligned} \frac{l_{ef}}{b} = \frac{85,7}{19} = 4,5 < \delta \left[0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ = 0,3 \cdot \left[0,41 + 0,0032 \cdot 15 + \left(0,73 - 0,016 \cdot 15 \right) \frac{19}{60} \right] \sqrt{\frac{20600}{24}} = 5,4, \end{aligned}$$

где l_{ef} – расстояние между точками закрепления верхнего пояса вспомогательной балки (шаг балок настила); $\delta = [1 - 0,7(c_1 - 1)/(c - 1)] = 0,3$; здесь $c_1 = c$ (см. пояснения к формуле 13); h , b и t – соответственно высота, ширина пояса и толщина пояса вспомогательной балки.

Условие выполнено. Общая устойчивость вспомогательной балки обеспечена.

Масса вспомогательных балок на 1 м^2 – $\rho_l/b = 108/4,5 = 24 \text{ кг/м}^2$.

Пример 4. Требуется определить наиболее экономичный вариант компоновки балочной клетки (по данным примеров 1 – 3).

Данные расхода стали и другие показатели сводим в табл. 3.

3 Сравнение вариантов компоновки балочной клетки

Номер варианта	Расход стали, кг/м ²				Количество прокатных балок на ячейку
	настил	балки настила	вспомогательные балки	всего	
1	54,95	40,6	–	95,55	20
2	94,2	38	–	132,2	12
3	54,95	31,9	24	110,85	28

По расходу стали наиболее экономичным является вариант 1.

1.4 Главные балки

1.4.1 Общие сведения

В балочной клетке главные балки в большинстве случаев проектируют составными. В качестве главных балок могут также использоваться балки с гибкой, перфорированной, гофрированной стенкой, бистальные балки.

Составные балки могут быть сварными или клепаными, но последние применяют редко. Наибольшее применение получили балки двутаврового симметричного сечения (рис. 12). Такие балки проектируют из трех листов: вертикального листа – стенки и двух горизонтальных листов – полок. Полки соединяются со стенкой непрерывными угловыми поясными швами.

Расчет балок выполняется в последовательности, изложенной в п. 1.3.

1.4.2 Определение расчетной схемы главной балки

Расчетная схема главной балки определяется в зависимости от принятого типа балочной клетки.

На главную балку нагрузка от балок настила или вспомогательных балок передается в виде сосредоточенных сил. При частом расположении сосредоточенных сил, когда их в пролете не менее пяти, они могут быть заменены без существенного снижения точности расчета, эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой. Собственный вес балки можно принять ориентировочно в размере 1...2 % от нагрузки на нее.

Установив расчетную схему и собрав нагрузки, определяют изгибающий момент и поперечную силу.

1.4.3 Компоновка и подбор сечения составных балок, проверка прочности

Сечение составной сварной балки должно удовлетворять требованиям прочности, жесткости и устойчивости, быть экономичным по затрате металла.

Компоновку составного двутаврового сечения следует начинать с определения высоты балки (рис. 12, а). Высота балки определяется экономическими соображениями, максимально допустимым прогибом балки и строительной высотой перекрытия $H_{стр}$, равной разности отметок верха перекрытия и верха габарита помещения под перекрытием (полезная высота), в случаях ее ограничения (рис. 3). Кроме того, высота балки должна быть увязана с условиями перевозки подчиняться компоновочному модулю по высоте $m = 100$ мм.

Наименьшую высоту балки h_{\min} , при которой она будет удовлетворять условиям жесткости, называют минимальной высотой. Для однопролетной шарнирно опертой по концам балки, нагруженной равномерно распределенной по всему пролету нагрузкой и рассчитываемой с учетом ограниченного развития пластических деформаций, минимальную высоту можно определить по формуле

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{c_1 R_y \gamma_c l n q_n}{E q}, \quad (20)$$

где $n = l / f_u$ – норма прогиба; q_n, q – нормативная и расчетная нагрузки соответственно.

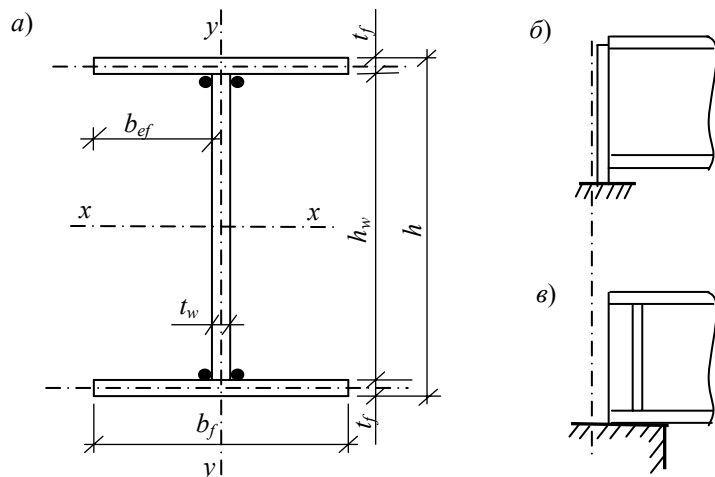


Рис. 12 К расчету сечения составной балки

Высота балки h_{opt} , которой соответствует наименьший расход металла, называется оптимальной. Определить ее можно по формуле

$$h_{opt} = k \sqrt{W_{req} / t_w}, \quad (21)$$

где k – коэффициент, принимаемый равным 1,15...1,2 для сварных балок и 1,2...1,25 – для клепаных (меньшие значения следует применять для балок переменного по длине сечения); t_w – толщина стенки.

Задавшись ориентировочно высотой балки $[(1/10...1/13)l$ – для разрезных балок], толщину стенки в формуле (21) назначают по табл. 4 с учетом сортамента прокатываемых листов (таб. П9.6).

4 Рекомендуемые толщины стенок балок

$h, \text{ м}$	1	1,5	2,0
$t_w, \text{ мм}$	8...10	10...12	12...14
$\lambda_w = h / t_w$	100...125	125...150	145...165

В случае, когда строительная высота перекрытия ограничена, следует проверить, укладывается ли принятая высота главной балки (с балками настила, вспомогательными балками и настилом при этажном сопряжении) в габарит строительной высоты:

$$h \leq h_{\max},$$

где $h_{\max} = H_{\text{стр}} - t_n - (25...50 \text{ мм})$ в случае сопряжения балок в одном уровне или пониженного и $h_{\max} = H_{\text{стр}} - t_n - h_b - (25...50 \text{ мм})$ для этажного сопряжения балок, здесь h_b – высота балки настила (нормальный тип балочной клетки) или сумма высот вспомогательной балки и балки настила (усложненный тип балочной клетки).

Если условие не выполняется необходимо принять сопряжение балок в одном уровне или пониженное.

При окончательном выборе высоты сечения балки следует произвести сопоставительный анализ величин: h_{\min} , h_{opt} , h_{\max} . При $h_{\min} < h_{opt} < h_{\max}$ высоту балки принимают близкой к оптимальной с округлением в меньшую сторону до значения кратного модулю $m = 100$ мм. Поскольку расход стали при отклонении от полученного по формуле (21) значения h_{opt} на 10...15 % мало изменяется, можно высоту балки назначать на 10...15 % ниже оптимальной для уменьшения строительной высоты перекрытия (покрытия). При $h_{\min} > h_{opt}$, но $h_{\min} < h_{\max}$ высоту балки можно принять равной h_{\min} или заменить марку стали на менее прочную, что обеспечит сближение оптимальной и минимальной высот балки при снижении ее стоимости. Когда оптимальная высота балки не вписывается в габариты, ее высоту принимают равной h_{\max} оптимальной с округлением в меньшую сторону до значения кратного модулю $m = 100$ мм. Высоту балки следует согласовывать с размерами ширины листов по сортаменту (ГОСТ 19903–74* (табл. П9.6) или ГОСТ 82-70* (табл. П9.7)).

Следующим определяемым параметром сечения балки является толщина стенки t_w . Толщину стенки устанавливают, исходя из прочности на срез, устойчивости стенки, конструктивных условий и в соответствии со стандартной толщиной листового проката.

Минимальную толщину стенки определяют из условия ее работы на срез в сечении с наибольшей поперечной силой

$$t_{w, \min} = k \frac{Q_{\max}}{h R_s \gamma_c}, \quad (22)$$

где $k = 1,5$ при работе на срез только стенки (рис. 12, б), $k = 1,2$ при работе на срез всего двутаврового сечения (рис. 12, в) и $k = 1$ при учете развития пластических деформаций.

В балках высотой более 2 м целесообразно для уменьшения толщины и повышения устойчивости стенки укреплять ее дополнительным продольным ребром. В этом случае толщину стенки принимают в пределах $(1/200 \dots 1/250)h$. Минимальную толщину стенки, необходимую для обеспечения ее местной устойчивости без постановки продольного ребра жесткости в балках высотой до 2 м, определяют по формуле

$$t_{w, \min} = \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (23)$$

По конструктивным требованиям минимальную толщину стенки из условия обеспечения стойкости против коррозии, надежности при транспортировке и монтаже следует принимать 8 мм. При неагрессивной среде эксплуатации толщину стенки можно допустить равной 6 мм. Толщину стенок принимают согласно ГОСТ 19903–74* на листовой прокат (табл. П9.6).

Если толщина стенки, полученная по формулам (22) и (23), будет отличаться от толщины, принятой в формуле (21), более чем на 2 мм, то необходимо вернуться к формуле (21) и повторить расчет до удовлетворения всем условиям.

Размеры горизонтальных поясных листов назначают исходя из необходимой несущей способности балки. Момент инерции двутаврового симметричного сечения (рис. 12, а) относительно оси xx можно определить, пренебрегая моментами инерции поясов относительно их собственных осей, тогда минимально необходимую площадь сечения одного пояса можно получить исходя из доли требуемого момента инерции, приходящейся на пояса, по следующей методике:

$$I_{req} = W_{req} \cdot \frac{h}{2}; \quad I_w = \frac{t_w h_w^3}{12}; \quad I_{f, req} = I_{req} - I_w = 2 A_{f, req} \left(\frac{h_0}{2} \right)^2;$$

$$\text{отсюда } A_{f, req} = \frac{2 I_{f, req}}{h_0^2}, \quad (24)$$

где W_{req} – требуемый момент сопротивления, определенный по формуле (12) или (13); $h_0 = h - t_f$ – расстояние между центрами тяжести поясов.

Так как $A_f = b_f t_f$, то, задав одну из неизвестных величин, можно определить другую.

При назначении размеров поясов следует учитывать конструктивные требования, условия обеспечения общей устойчивости балки и местной устойчивости сжатого пояса.

Конструктивно ширина поясов должна приниматься не менее 180 мм по условиям обеспечения опирания вышележащих балок или прикрепления настила.

Ширину полки рекомендуется выдерживать в пределах (1/3...1/5) высоты балки, так как при $b_f/h > 1/3$ и $b_f > 30t_f$ будет существенно проявляться неравномерность распределения напряжений по ширине пояса, а при $b_f/h < 1/5$ мала боковая жесткость балки, что ухудшает условия монтажа и общую устойчивость балки.

Толщину горизонтального поясного листа желательно принимать не более трех толщин стенки ($t_w \leq t_f \leq 3t_w$) и не более 40 мм, так как при большой разнице толщин свариваемых элементов снижается качество шва из-за неравномерности прогрева свариваемых элементов, а применение толстого металлопроката нерационально еще и потому, что толстые листы имеют пониженные расчетные сопротивления.

Исходя из требований местной устойчивости, отношение неокаймленного свеса пояса $b_{ef} = 0,5(b_f - t_w)$ к его толщине t_f ограничивается при работе балки в пределах упругих деформаций условием

$$b_{ef}/t_f \leq 0,5\sqrt{E/R_y}, \quad (25)$$

а при развитии пластических деформаций – условием

$$b_{ef}/t_f \leq 0,11h_{ef}/t_w, \quad (26)$$

но не более $0,5\sqrt{E/R_y}$,

где h_{ef} – расчетная высота стенки балки, принимаемая для сварных балок равной ее геометрической высоте.

Ширину и толщину поясов следует согласовывать с ГОСТ 19903–74* (табл. П9.6). Рекомендуется ширину пояса принимать кратной 1 см.

Назначив размеры поперечного сечения балки, необходимо найти ее фактические геометрические характеристики и выполнить проверку прочности. Проверка прочности подобранного сечения выполняется так же, как и для прокатных балок (п. 1.3) по наибольшим нормальным, касательным и местным напряжениям.

Фактическое напряжение может быть получено выше или ниже расчетного сопротивления. При перенапряжении необходимо увеличить сечение, при недонапряжении нужно установить его величину в процентах ($\frac{R_y\gamma_c - \sigma}{R_y\gamma_c} \cdot 100$ %), и если оно превышает 1...3 %, сечение следует уменьшить. Изменение сечения рекомендуется осуществлять путем изменения ширины полки.

Пример 5. Требуется скомпоновать составное сварное сечение и проверить прочность главной балки балочной клетки исходя из условий, приведенных в примерах 1 – 4 по первому варианту компоновки. Строительная высота перекрытия – 2,1 м. Предельно допустимый относительный прогиб при $L = 18$ м – $\left[\frac{f_u}{l}\right] = \frac{1}{225}$ (табл. П2.2).

Главная балка относится ко второй группе конструкций по назначению [4, табл. 50] и для нее с учетом климатического района строительства можно использовать сталь С255 с $R_y = 24$ кН/см² при толщине листового проката до 20 мм и $R_y = 23$ кН/см² при толщине 21...40 мм (прил. 1). Определение ширины грузовой площади для главной балки показано на рис. 13, а. Ввиду частого расположения сосредоточенных сил (опорные реакции балок настила) заменяем их действие эквивалентной погонной нагрузкой, приложенной вдоль верхнего пояса главной балки (рис. 13, б).

Собственный вес балки принимаем ориентировочно в размере 2 % от действующей на нее нагрузки.

Нормативная и расчетная погонные нагрузки на балку:

$$q_n = 1,02(q_{n1} + q_{n2} + q_{n3})\gamma_n = 1,02(25 + 0,55 + 0,41) \cdot 6 \cdot 0,95 = 150,9 \text{ кН/м};$$

$$q = 1,02(q_{n1}\gamma_{f1} + (q_{n2} + q_{n3})\gamma_{f2})B\gamma_n =$$

$$= 1,02(25 \cdot 1,2 + (0,55 + 0,41) \cdot 1,05) \cdot 6 \cdot 0,95 = 180,3 \text{ кН/м},$$

где q_{n1} – временная равномерно распределенная нагрузка; $q_{n2} = 0,55 \text{ кН/м}^2$ – нагрузка от собственного веса настила (вариант 1); $q_{n3} = \frac{q_{n3}^*}{a} = \frac{0,365}{0,9} = 0,41 \text{ кН/м}^2$ – нагрузка от собственного веса балки настила (вариант 1), здесь $a = 0,9 \text{ м}$ – шаг балок настила; $B = 6 \text{ м}$ – ширина грузовой площади главной балки.

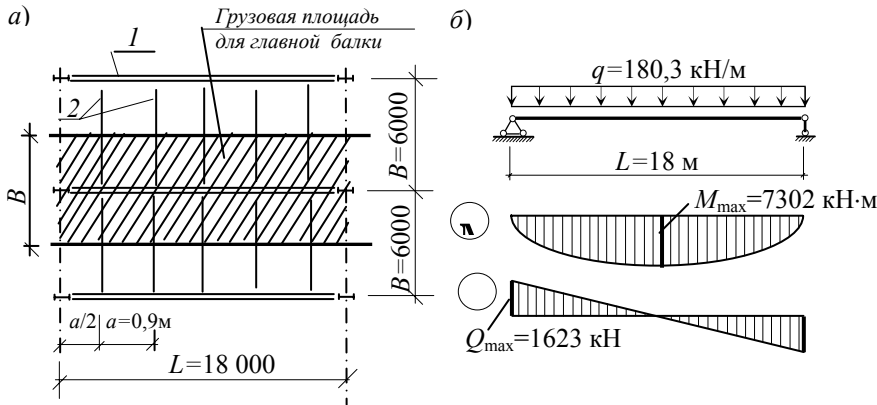


Рис. 13 Расчетная схема главной балки:

1 – главная балка; 2 – балка настила

Расчетные усилия:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{180,3 \cdot 18^2}{8} = 7302 \text{ кН} \cdot \text{м} = 730\,200 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{180,3 \cdot 18}{2} = 1623 \text{ кН}.$$

Требуемый момент сопротивления определяем с учетом развития пластических деформаций по формуле (13), предварительно назначив $c_1 = 1,1$:

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{730\,200}{1,1 \cdot 23 \cdot 1} = 28\,862 \text{ см}^3,$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы конструкции (табл. П2.1).

Ориентировочно назначаем толщину стенки 12 мм по табл. 4, принимая высоту балки равной $h = (1/10)L = 1,8 \text{ м}$.

Оптимальную высоту балки определим по формуле (21)

$$h_{\text{opt}} = k \sqrt{W_{\text{req}} / t_w} = 1,15 \sqrt{28862 / 1,2} = 178 \text{ см}.$$

Минимальную высоту балки определим по формуле (20)

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{c_1 R_y \gamma_c n L}{E} \frac{q_n}{q} = \frac{5}{24} \cdot \frac{1,1 \cdot 23 \cdot 1 \cdot 225 \cdot 1800}{2,06 \cdot 10^4} \cdot \frac{150,9}{180,3} = 87 \text{ см}.$$

Для этажного сопряжения балок

$$h_{\max} = H_{\text{стр}} - t_n - h_b - 5,0 = 210 - 0,7 - 30 - 5,0 = 174,3 \text{ см},$$

где h_b – высота балки настила.

Высота балки должна быть больше минимальной, достаточно близкой к оптимальной и кратной модулю унификации по вертикали – 100 мм. Принимаем $h = 1700$ мм.

Минимальную толщину стенки из условия ее работы на срез определим по формуле (22)

$$t_{w, \min} = k \frac{Q_{\max}}{h R_s \gamma_c} = 1,5 \cdot \frac{1623}{170 \cdot 14 \cdot 1} = 1,02 \text{ см},$$

где $R_s = 14$ кН/см² (прил. 1).

Для того чтобы не укреплять стенку продольным ребром, толщина стенки должна быть больше минимальной, определенной по формуле (23)

$$t_{w, \min} = \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{164}{5,5} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,02 \text{ см},$$

где $h_w = h - 2t_f = 170 - 2 \cdot 3 = 164$ см – высота стенки при толщине полок балки – $t = 3$ см.

Окончательно принимаем $t_w = 12$ мм.

Требуемую площадь сечения пояса определим по формуле (24)

$$I_{req} = W_{req} \frac{h}{2} = 28862 \cdot \frac{170}{2} = 2453270 \text{ см}^4; \quad I_w = \frac{t_w h_w^3}{12} \frac{1,2 \cdot 164}{12} = 441094 \text{ см}^4;$$

$$I_{f, req} = I_{req} - I_w = 2453270 - 441094 = 2012176 \text{ см}^4;$$

$$h_0 = h - t_f = 170 - 3 = 167 \text{ см}; \quad A_{f, req} = \frac{2I_{f, req}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 2012176}{167^2} = 144,3 \text{ см}^2.$$

Определим требования, предъявляемые к размерам поясов.

Ширина поясов должна быть в пределах

$$\frac{1}{5}h = 33,2 \text{ см} \leq b_f \leq \frac{1}{3}h = 55,3 \text{ см}.$$

Толщина пояса должна быть в пределах $t_w = 1,2 \text{ см} \leq t_f \leq 3t_w = 3,6 \text{ см}$, но не более 4 см.

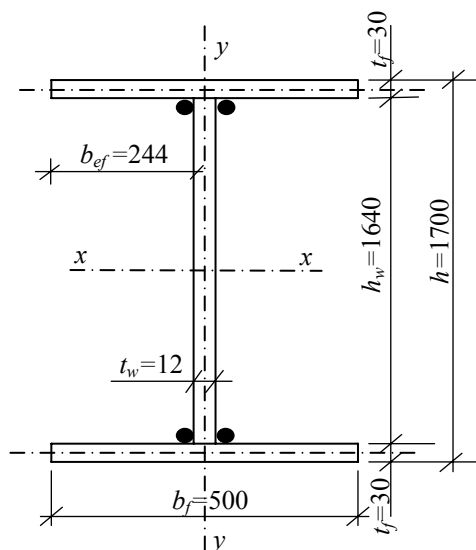


Рис. 14 Сечение главной балки, к примеру 5

Принимаем сечение пояса из листа 30×500 мм по табл. П9.6.

$$A_f = b_f t_f = 3 \cdot 50 = 150 \text{ см}^2 .$$

Проверим выполнение требований местной устойчивости сжатого пояса

$$b_{ef} / t_f = 24,4 / 3 = 8,1 < 0,11 h_{ef} / t_w = 0,11 \cdot 164 / 1,2 = 15 \text{ и равно } 0,5 \sqrt{E / R_y} = 0,5 \sqrt{20\,600 / 23} = 15 ,$$

где $b_{ef} = 0,5(b_f - t_w) = 0,5 \cdot (50 - 1,2) = 24,4$ см – свес пояса (рис. 14).

Местная устойчивость пояса обеспечена.

Определим геометрические характеристики сечения главной балки (рис. 14):

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left(\frac{b_f t_f^3}{12} + A_f \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{1,2 \cdot 164^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{50 \cdot 3^3}{12} + 150 \cdot \left(\frac{170 - 3}{2} \right)^2 \right) = 2\,532\,994 \text{ см}^4 ,$$

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{2\,532\,994 \cdot 2}{170} = 29\,800 \text{ см}^3 ;$$

$$A = 2A_f + A_w = 2 \cdot 150 + 1,2 \cdot 164 = 496,8 \text{ см}^2 .$$

Определим нагрузку от собственного веса балки

$$q_{n5} = A \gamma / B = 496,8 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5 / 6 = 0,65 \text{ кН/м}^2 .$$

Уточним полную фактическую нагрузку и расчетные усилия

$$q_n = (q_{n1} + q_{n2} + q_{n3} + q_{n5}) B \gamma_n = (25 + 0,55 + 0,41 + 0,65) \cdot 6 \cdot 0,95 = 151,6 \text{ кН/м} ; ,$$

$$q = (q_n \gamma_{f1} + (q_{n2} + q_{n3} + q_{n5}) \gamma_{f2}) B \gamma_n = (25 \cdot 1,2 + (0,55 + 0,41 + 0,65) \cdot 1,05) \cdot 6 \cdot 0,95 = 180,6 \text{ кН/м} ,$$

$$M_{\max} = \frac{180,6 \cdot 18^2}{8} = 73143 \text{ кН} \cdot \text{м} = 731\,430 \text{ кН} \cdot \text{см} ; \quad Q_{\max} = \frac{180,6 \cdot 18}{2} = 1625 \text{ кН} .$$

Проверим прочность сечения главной балки по формулам (14) и (17)

$$\frac{M_{\max}}{c_1 W_x R_y \gamma_c} = \frac{731\,430}{1,09 \cdot 29\,800 \cdot 23 \cdot 1} = 0,98 ;$$

$$\frac{F}{t_w l_{ef}} = \frac{156,6}{1,2 \cdot 19,5} = 6,7 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2 ,$$

где $c_1 = 1,09$ – коэффициент, определенный по прил. 3 при $A_f / A_w = 0,76$; $F = 2Q_{\max} = 2 \cdot 78,3 = 155,66$ кН – поперечная сила в балке настила (вариант 1); $l_{ef} = b + 2t_f = 13,5 + 2 \cdot 3 = 19,5$ см – условная длина распределения нагрузки (рис. 9, а), здесь t_f – толщина полки, b – ширина балки настила.

Прочность балки обеспечена. Недонапряжение составляет 2 %.

1.4.4 Изменение сечения главной балки и проверка прочности

С целью экономии стали сечение составных балок, подбираемое по максимальному изгибающему моменту, рекомендуется уменьшать в соответствии с эпюрой изгибающего момента. Однако каждое изменение сечения, дающее экономию материала, несколько увеличивает трудоемкость ее изготовления и поэтому экономически целесообразно только для балок, пролетом 10...12 м и более. Как правило, в разрезных сварных балках пролетом до 30 м сечение изменяют один раз – симметрично относительно середины пролета балки. Сечение в средней части балки компонуют по изгибающему моменту в середине пролета, а сечение крайних ее частей – по изгибающему моменту в месте изменения сечения.

Наибольший эффект дает изменение сечения на расстоянии 1/6 пролета от опоры. Изменить сечение балки можно, уменьшив ее высоту или сечение поясов (рис. 15). Первый способ более сложен и может потребовать увеличения толщины стенки для восприятия касательных напряжений, а потому применяется крайне редко. Уменьшить сечение пояса можно, изменив его толщину или ширину. Обычно меняют ширину пояса, сохраняя постоянной отметку верха балки, чтобы не усложнять опирание балок настила при этажном сопряжении.

Задачу изменения сечения балки по длине можно решить двумя способами:

1 Определив изгибающий момент в месте изменения сечения, можно найти требуемый момент сопротивления и подобрать новую ширину пояса;

2 Назначив размеры полок уменьшенного сечения и определив момент сопротивления, находят расстояние от опоры до места изменения сечения.

Соединение поясных листов измененного и изначально подобранного сечения выполняют сваркой встык, выбирая один из вариантов: 1) прямым швом с выводом концов шва на подкладки с применением физических методов контроля качества сварного шва; 2) косым равнопрочным стыковым швом; 3) прямым швом с выводом концов шва на подкладки без применения физических методов контроля качества сварного шва. В первых двух случаях при компоновке измененного сечения ориентируются на расчетное сопротивление стали. В третьем случае вместо R_y используют R_{wy} ($R_{wy} = 0,85R_y$).

В балках переменного сечения развитие пластических деформаций следует учитывать только в одном сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием M и Q , в остальных сечениях развитие пластических деформаций не допускается.

Алгоритм компоновки сечения для первого способа изменения сечения следующий:

- определяем изгибающий момент M_1 на расстоянии 1/6 пролета от опоры;
- определяем требуемый момент сопротивления (в случаях, указанных выше, вместо R_y следует подставлять R_{wy})

$$W_{req,1} = \frac{M_1}{R_y \gamma_c}; \quad (27)$$

- определяем требуемую площадь пояса

$$I_{req,1} = W_{req,1} \cdot \frac{h}{2}; \quad I_w = \frac{t_w h_w^3}{12}; \quad I_{f1,req} = I_{req,1} - I_w = 2A_{f1,req} \left(\frac{h_0}{2} \right)^2;$$

$$A_{f1,req} = \frac{2I_{f1,req}}{h_0^2}; \quad (28)$$

- определяем ширину пояса

$$b_{f1} = \frac{A_{f1}}{t_f}; \quad \frac{1}{10} h \leq b_{f1} \leq \frac{1}{2} b_f; \quad b_{f1} \geq 180 \text{ мм};$$

- проверку прочности стенки по приведенным напряжениям в уровне поясных швов выполняем согласно [4, п. 5.14*]

$$\sqrt{\sigma_{1x}^2 + 3\tau_{1xy}^2} \leq 1,15R_y\gamma_c, \quad \tau_{xy} \leq R_s\gamma_c, \quad (29)$$

где $\sigma_{1x} = \frac{M_1 h_w}{W_{x1} h}$, $\tau_{1xy} = \frac{Q_1 S_{f1}}{I_{x1} t_w}$, здесь M_1 и Q_1 – изгибающий момент и поперечная сила в месте изменения сечения; I_{x1} , W_{x1} и S_{f1} – момент инерции, момент сопротивления измененного сечения и статический момент пояса относительно оси xx_1 .

Второй способ решения задачи изменения сечения эффективен, когда ширина полки получается меньше конструктивно допустимого размера. Задавшись размерами поперечного сечения, например шириной полки 180 мм, определим момент сопротивления и далее несущую способность этого сечения: $M(x) = W_{x1} R_y \gamma_c$. Изгибающий момент на расстоянии x от опоры можно найти по формуле:

$M(x) = qx(L-x)/2$. Исходя из данного выражения и определяют место изменения сечения x .

Уменьшение ширины пояса приводит к снижению общей устойчивости и повышению прогиба и требует дополнительной проверки. Для шарнирно опертой по концам балки при равномерно распределенной нагрузке и изменении сечения на расстоянии $1/6$ пролета от опоры величину максимального прогиба можно определить по формуле

$$f_{\max} = \frac{q_n L^4}{54 \cdot 384} \left(\frac{13}{EI_{x1}} + \frac{257}{EI_x} \right). \quad (30)$$

Пример 6. Требуется изменить сечение сварной балки, подобранное в примере 5.

Место изменения сечения принимаем на расстоянии $1/6$ пролета от опоры $x = L/6 = 18/6 = 3$ м (рис. 15). Сечение изменяем уменьшением ширины поясов. Соединение листов поясов осуществляем сварным швом встык электродами Э42А без применения физических методов контроля качества сварного шва ($R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 23 = 19,5$ кН/см²).

Определим момент и поперечную силу в расчетном сечении

$$M_1 = qx(L-x)/2 = 180,6 \cdot 3 \cdot (18-3)/2 = 4063,5 \text{ кН} \cdot \text{м} = 406 \text{ 350 кН} \cdot \text{см};$$

$$Q_1 = q(L/2 - x) = 180,6 \cdot (18/2 - 3) = 1083,6 \text{ кН}.$$

Определим требуемые момент сопротивления и площадь пояса по формулам (27) и (28)

$$W_{req,1} = \frac{M_1}{R_{wy} \gamma_c} = \frac{406 \text{ 350}}{19,5 \cdot 1} = 20 \text{ 838 см}^3;$$

$$I_{req,1} = W_{req,1} \cdot \frac{h}{2} = 20838 \cdot \frac{170}{2} = 1771230 \text{ см}^4;$$

$$I_{f1,req} = I_{req,1} - I_w = 1771230 - 441094 = 1330136 \text{ см}^4;$$

$$A_{f1,req} = \frac{2I_{f1,req}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 1330136}{167^2} = 95,4 \text{ см}^2.$$

Определим ширину пояса

$$b_{f1} = \frac{A_{f1,req}}{t_f} = \frac{95,4}{3} = 31,8 \text{ см}.$$

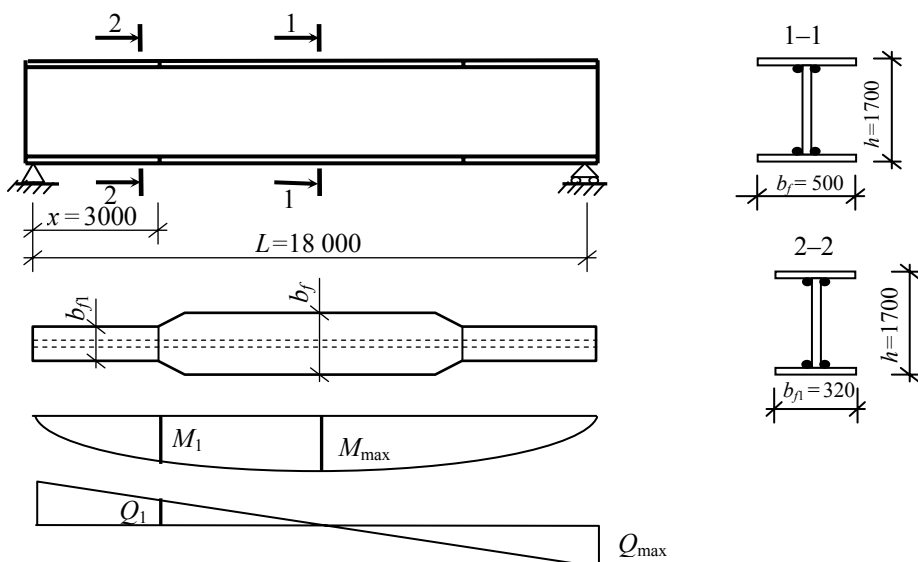


Рис. 15 Изменение сечения балки по длине

Принимаем пояс 30×320 мм по табл. П9.6.

Проверим выполнение конструктивных требований

$$\frac{1}{10}h = 16,6 \text{ см} < b_{f1} = 32 \text{ см} > \frac{1}{2}b_f = 25 \text{ см}; \quad b_{f1} = 320 \text{ мм} > 180 \text{ мм}.$$

Определим геометрические характеристики измененного сечения:

$$I_{x1} = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left(\frac{b_{f1} t_f^3}{12} + A_{f1} \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{1,2 \cdot 164^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot \left(\frac{32 \cdot 3^3}{12} + 32 \cdot 3 \cdot \left(\frac{170 - 3}{2} \right)^2 \right) = 1\,799\,910 \text{ см}^4;$$

$$W_{x1} = \frac{I_{x1}}{h/2} = \frac{1\,799\,910 \cdot 2}{170} = 20\,940 \text{ см}^3;$$

$$S_{f1} = A_{f1} \frac{h_0}{2} = 32 \cdot 3 \cdot \frac{167}{2} = 8016 \text{ см}^3.$$

Определим нормальные и касательные напряжения в стенке на уровне поясных швов и проверим прочность измененного сечения по формуле (29):

$$\sigma_{1x} = \frac{M_1 h_w}{W_{x1} h} = \frac{406\,350 \cdot 164}{20\,940 \cdot 170} = 18,7 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{1xy} = \frac{Q_1 S_{f1}}{I_{x1} t_w} = \frac{1083,6 \cdot 8016}{1799910 \cdot 1,2} = 4 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sqrt{\sigma_{1x}^2 + 3\tau_{1xy}^2} = \sqrt{18,7^2 + 3 \cdot 4^2} = 19,9 \text{ кН/см}^2 < 1,15R_y \gamma_c = 1,15 \cdot 24 = 27,6 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность сечения обеспечена.

Проверим жесткость балки с учетом уменьшения ширины поясов по формуле (30):

$$f_{\max} = \frac{1,516 \cdot 1800^4}{54 \cdot 384} \left(\frac{13}{20\,600 \cdot 1\,799\,910} + \frac{257}{20\,600 \cdot 2\,532\,994} \right) = 4 \text{ см};$$

$$f_{\max} = 4 \text{ см} < f_u = \frac{1800}{225} = 8 \text{ см}.$$

Жесткость балки обеспечена.

1.4.5 Проверка общей и местной устойчивости составных балок. Расчет ребер

Узкие и слабо раскрепленные в горизонтальной плоскости балки могут потерять устойчивость раньше, чем будет исчерпана их несущая способность по прочности.

Общую устойчивость составных двутавровых балок, изгибаемых в плоскости стенки, проверяют по формуле (19). В ряде случаев (см. п. 1.3) общая устойчивость считается обеспеченной и не требует проверки. Если результаты проверки показывают, что общая устойчивость не обеспечена, то необходимо увеличить ширину поясов балки или увеличить количество горизонтальных связей.

Местное выпучивание отдельных элементов под действием сжимающих нормальных или касательных напряжений называется потерей местной устойчивости. Местная потеря устойчивости элементов сечения может предшествовать общей потере устойчивости балки или происходить с ней одновременно.

В балках потерять устойчивость могут сжатый пояс от действия нормальных напряжений и стенка от действия касательных или нормальных напряжений, а также от их совместного действия. Потеря устойчивости каким-либо элементом поперечного сечения (рис. 16) искажает форму последнего и сильно ослабляет сечение, часто превращая симметричное сечение в несимметричное и смещая центр изгиба сечения, что может привести к преждевременной потере несущей способности всей балки.

Местная потеря устойчивости пояса может произойти при действии сжимающих напряжений (рис. 16). Устойчивость сжатого пояса обеспечивается при подборе сечения надлежащим выбором отношения свеса пояса к его толщине (формулы 25 и 26), поэтому дополнительная проверка устойчивости не требуется.

Стенка балки представляет собой длинную тонкую пластину, упруго защемленную в поясах, испытывающую действие касательных напряжений от сдвига, нормальных напряжений от изгиба и локальных воздействий.

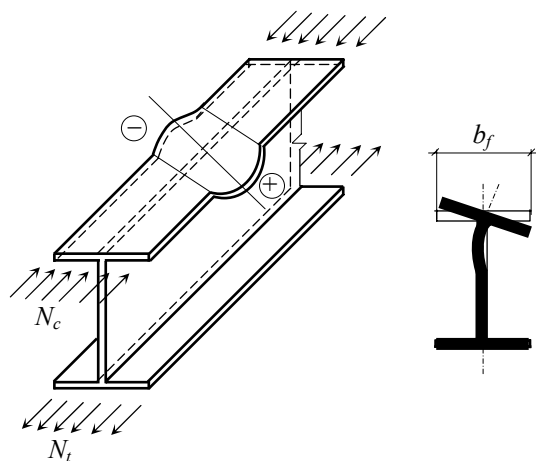


Рис. 16 Потеря местной устойчивости элементов балки

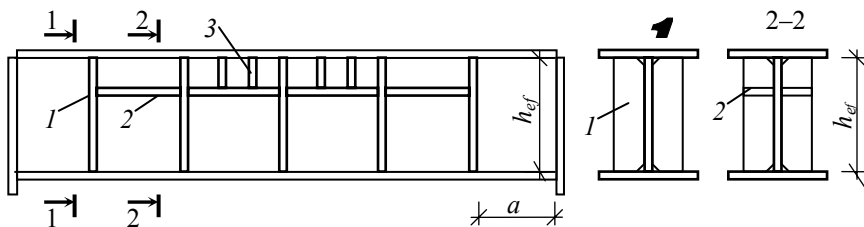


Рис. 17 Расстановка ребер жесткости на стенке балки:

1 – основные поперечные; 2 – продольные; 3 – дополнительные поперечные

Предотвратить потерю местной устойчивости стенки можно, увеличив ее толщину, что привело бы к неоправданно высокому расходу металла. Чтобы повысить устойчивость стенки, при необходимости ее укрепляют специальными ребрами жесткости, расположенными нормально к поверхности выпучивания листа и увеличивающими жесткость стенки. Ребра жесткости делят стенку на отсеки (рис. 17), которые могут потерять устойчивость независимо один от другого.

Согласно [4, п. 7.3] устойчивость стенок балок, работающих в упругой стадии, не требуется проверять, если при выполнении условия

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_{loc} + \sigma_{loc}^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c,$$

условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ не превышает значений: 3,5 – при отсутствии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами; 3,2 – то же, в балках с односторонними поясными швами (односторонние поясные швы применяют в балках, в которых при проверке устойчивости стенок значения левой части формулы (33) не превышают $0,9\gamma_c$ при $\bar{\lambda}_w < 3,8$ и γ_c при $\bar{\lambda}_w \geq 3,8$); 2,5 – при наличии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами.

При этом следует устанавливать поперечные основные ребра жесткости согласно [4, п. 7.10, 7.12, 7.13].

Вблизи опоры стенка балки подвергается воздействию значительных касательных напряжений, под влиянием которых она может потерять устойчивость и выпучиться, образуя волны, наклонные к продольной оси балки. Поперечные ребра жесткости пересекают возможные волны выпучивания и увеличивают критическое касательное напряжение, определяемое по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}}, \quad (31)$$

где $\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$; d – меньшая из сторон отсека (h_{ef} или a); h_{ef} – расчетная высота стенки (рис. 17), равная в сварных балках полной высоте стенки; a – расстояние между осями поперечных ребер; μ – отношение большей стороны отсека к меньшей (при отсутствии ребер $\mu = L / h_{ef}$).

Согласно [4, п. 7.10], требуется укреплять стенку балки поперечными ребрами жесткости, если значения условной гибкости стенки балки $\bar{\lambda}_w > 3,2$ при отсутствии подвижной нагрузки и 2,2 – при наличии подвижной нагрузки на поясе балки, а также под каждым сосредоточенным грузом в области пластических деформаций в балке, где местные напряжения не допускаются.

В областях, примыкающих к сечениям балки с $M = M_{max}$, влияние касательных напряжений на стенку незначительно и она может потерять устойчивость от действия нормальных напряжений от изгиба. Выпучиваясь, стенка образует в сжатой зоне балки волны с направлением фронта, параллельного поперечным ребрам, вследствие этого поперечные ребра не могут существенно препятствовать такой форме потери устойчивости. Поэтому для предотвращения потери устойчивости стенкой от нормальных напряжений рекомендуется при $\bar{\lambda}_w \geq 5,5$ ставить продольные ребра жесткости (рис. 17). При $\bar{\lambda}_w < 5,5$ ограничиваются постановкой поперечных ребер жесткости.

Критические нормальные напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (32)$$

где c_{cr} – коэффициент, определяемый по табл. 5 в зависимости от значения параметра $\delta = \beta(t_f/t_w)^3 b_f/h_{ef}$, здесь $\beta = \infty$ для всех балок, кроме подкрановых, при непрерывном опирании жестких плит на пояс балки и $\beta = 0,8$ в прочих случаях.

При совместном действии нормальных и касательных напряжений потеря устойчивости стенки наступит раньше. Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при отсутствии местного напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) и условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w \leq 6$ следует выполнять по формуле

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (33)$$

где $\sigma = (M/I)y$ – сжимающее напряжение у расчетной границы стенки ($y = h_{ef}/2$); $\tau = Q/(t_w h_w)$; M и Q – средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека больше его расчетной высоты, то M и Q следует определять для наиболее напряженного участка с длиной, равной высоте отсека (рис. 18).

Местные напряжения также могут вызвать потерю устойчивости стенки, по форме весьма схожей с потерей устойчивости стенки от нормальных напряжений общего изгиба.

5 Значения коэффициента c_{cr} для стенок балок

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

При наличии местных напряжений устойчивость стенки балки симметричного сечения, укрепленной только поперечными ребрами жесткости, выполняют по формуле

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (34)$$

где $\sigma_{loc} = F/(t_w l_{ef})$ – местные напряжения (см. формулу 17).

Критические значения напряжений зависят от расстояния между ребрами жесткости и соотношения размеров отсека. Рассматривают три возможных случая определения критических нормальных и местных напряжений.

В отсеках, расположенных около зоны с максимальным изгибающим моментом, квадрат следует располагать в зоне с наибольшими моментами

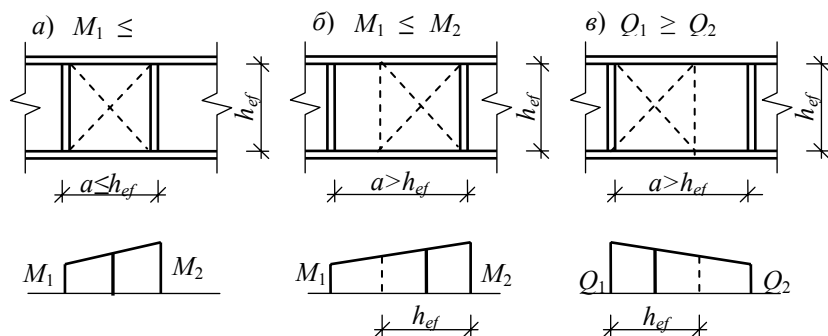


Рис. 18 К определению расчетного изгибающего момента

изгиба. В отсеках, расположенных около зоны с максимальной поперечной силой (в основном опорные отсеки), квадрат следует располагать в зоне с наибольшей поперечной силой (рис. 18, в), так как здесь возникают максимальные касательные напряжения.

• При частом расположении ребер жесткости ($a/h_{ef} \leq 0,8$) σ_{cr} определяют по формуле (32). Критические местные напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2}, \quad (35)$$

где c_1 – коэффициент, определяемый по табл. 6 в зависимости от отношения a/h_{ef} и значения параметра

$$\delta; \bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

6 Коэффициент c_1 для стальных сварных балок

δ	Значение c_1 при a/h_{ef} , равном								
	$\leq 0,5$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥ 2
≤ 1	11,5	12,4	14,8	18,0	22,1	27,1	32,6	38,9	45,6
2	12,0	13,0	16,1	20,4	25,7	32,1	39,2	46,5	55,7
4	12,3	13,3	16,6	21,6	28,1	36,3	45,2	54,9	65,1
6	12,4	13,5	16,8	22,1	29,1	38,3	48,7	59,4	70,4
10	12,4	13,6	16,9	22,5	30,0	39,7	51,0	63,3	76,5
≥ 3	12,5	13,7	17,0	22,9	31,0	41,6	53,8	68,2	83,6
0									

7 Предельные значения σ_{loc}/σ для стенок балок

Балки	δ	Значения σ_{loc}/σ при a/h_{ef} , равном							
		0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥ 2
Сварные	≤ 1	0	0,14	0,18	0,26	0,35	0,44	0,54	0,61
	2	0	6	3	7	9	5	0	8
	4	0	0,10	0,16	0,27	0,40	0,54	0,65	0,79
	6	0	9	9	7	6	3	2	9
	10	0	0,07	0,12	0,28	0,47	0,71	0,93	1,13
	≥ 3	0	2	9	1	9	1	0	2
	0		0,06	0,12	0,28	0,53	0,87	1,19	1,46
			6	7	8	6	4	2	8
			0,05	0,12	0,29	0,57	1,00	1,53	2,15
			9	2	6	4	2	9	4
		0,04	0,11	0,30	0,63	1,28	2,24	3,93	
		7	2	0	3	3	9	9	

• При более редкой постановке ребер жесткости ($a/h_{ef} > 0,8$) и отношении σ_{loc}/σ больше граничных значений (табл. 7) σ_{cr} определяют по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (36)$$

где c_2 – коэффициент, определяемый по табл. 8.

Критические местные напряжения определяют по формуле (35), в которой при $a/h_{ef} > 2$ следует принять $a = 2h_{ef}$.

• При $a/h_{ef} > 0,8$ и отношении σ_{loc}/σ , не превышающем значений, указанных в табл. 7, σ_{cr} определяют по формуле (32), а $\sigma_{loc, cr}$ – по формуле (35), но с подстановкой $0,5a$ вместо a при вычислении $\bar{\lambda}_a$.

Во всех случаях τ_{cr} вычисляют по формуле (31) по действительным размерам отсека.

8 Коэффициент c_2 для стальных сварных балок

a/h_{ef}	$\leq 0,8$	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥ 2
c_2	$c_2 = c_{cr}$	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,6

Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения в зоне развития пластических деформаций при отсутствии местного напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) и при $\tau \leq 0,9R_s$; $A_f/A_w \geq 0,25$; $2,2 < \bar{\lambda}_w \leq 6$ следует выполнять по формуле

$$M \leq R_y \gamma_c h_{ef}^2 t_w (A_f/A_w + \alpha), \quad (37)$$

где $\alpha = 0,24 - 0,15(\tau/R_s)^2 - 8,5 \cdot 10^{-3}(\bar{\lambda}_w - 2,2)^2$ (для определения τ смотри пояснения к формуле 33).

Расчет устойчивости стенок, укрепленных поперечными и продольными ребрами жесткости рассмотрен в [1, 4].

Система ребер жесткости может состоять: только из поперечных основных ребер жесткости (такое решение является предпочтительным для балок высотой до 2 м и $\bar{\lambda}_w \leq 6$); из основных поперечных ребер и продольных ребер, расположенных на расстоянии $h_1 = (0,25 \dots 0,3)h_{ef}$ от сжатого пояса, а по длине балки – в зоне действия больших изгибающих моментов; из поперечных основных ребер, продольных и поперечных коротких ребер, расположенных между сжатым поясом и продольным ребром (рис. 17).

Основные поперечные ребра жесткости в главных балках желателно располагать в местах приложения сосредоточенных сил (опорные реакции поперечных балок). При редкой расстановке поперечных (вспомогательных) балок в усложненном варианте балочной клетки, кроме ребер под ними, ставят еще и промежуточные ребра. При частой расстановке поперечных балок (балок настила в нормальном типе балочной клетки) ребра могут быть поставлены не под каждой балкой. Ребра жесткости желателно располагать с постоянным шагом по длине балки. Расстояние между основными поперечными ребрами жесткости согласно [4, п. 7.10] не должно превышать $2h_{ef}$ при условной гибкости $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $2,5h_{ef}$ – при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$. В некоторых случаях при обеспечении устойчивости стенки и общей устойчивости балки допускается увеличивать расстояние до $3h_{ef}$ с обязательной проверкой отсека на местную устойчивость стенки. Ребра жесткости нельзя располагать в местах монтажных стыков. При монтажном стыке на сварке ребра удаляют от места стыка на 400...500 мм, чтобы уменьшить сварочные напряжения от монтажной сварки; при стыке на высокопрочных болтах расположение ребер не должно мешать размещению стыковых накладок.

Ребра жесткости изготавливают из полосовой стали и устанавливают попарно с двух сторон стенки (парные ребра, допускается использование одиночных уголков) или только с одной (односторонние ребра) с приваркой непрерывными угловыми швами к стенке (рис. 19). В балках, несущих статическую нагрузку, поперечные ребра приваривают к поясам. Торцы ребер должны иметь скосы размером 40×60 мм для пропуска поясных швов и их разгрузки от сварочных напряжений.

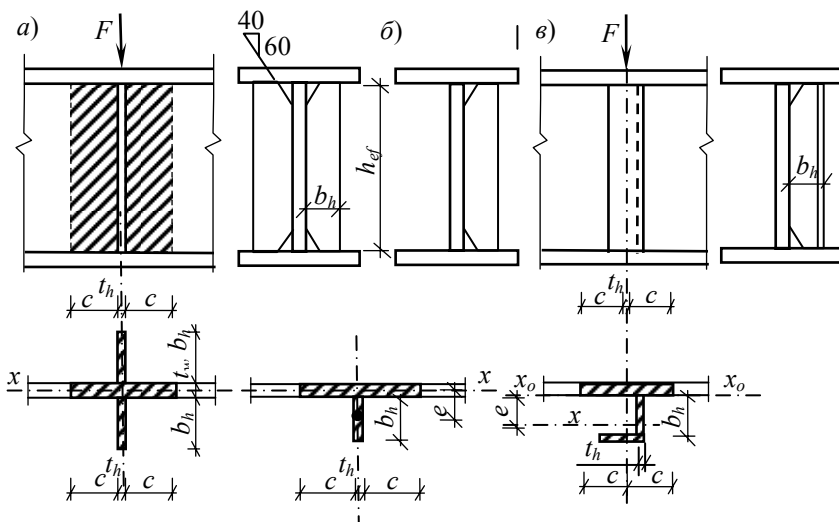


Рис. 19 Парное (а) и одностороннее (б, в) ребра жесткости

Размеры поперечных ребер принимают следующими:

- ширина парного ребра, мм, $b_h \geq h_{ef} / 30 + 40$;
- ширина одностороннего ребра, мм, $b_h \geq h_{ef} / 24 + 50$;
- толщина ребра $t_h \geq 2b_h \sqrt{R_y / E}$.

Односторонние ребра из одиночных уголков крепятся к стенке главной балки пером непрерывными угловыми швами (рис. 19, в). Уголок размещают так, чтобы ось его центра тяжести уголка совпадала с осью передачи опорной реакции вышележащей балки. Момент инерции такого ребра, вычисляемый относительно оси, совпадающей с ближайшей гранью стенки (x_0x_0 , рис. 19, в), должен быть не менее чем для симметричного ребра ($I_{x0} \geq I_x$).

Поперечные ребра жесткости, расположенные в местах приложения сосредоточенных сил (на пример, этажное сопряжение балок), подлежат дополнительному расчету.

Ребро жесткости, расположенное в месте приложения сосредоточенной силы F (рис. 19), рассчитывают как стойку, включая в ее сечение участок стенки шириной $c = 0,65t_w \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра. Длина стойки принимается равной высоте стенки. Парные ребра (рис. 19, а) рассчитывают как центрально-сжатую стойку, а одностороннее ребро (рис. 19, б) – как стойку, сжатую силой F , приложенной с эксцентриситетом e (внецентренно-сжатая стойка).

Пример 7. Проверить общую устойчивость главной балки. Исходные данные – по примерам 5, 6.

Верхний сжатый пояс главной балки закреплен в горизонтальной плоскости балками настила, расставленными с шагом 0,9 м. В зоне действия максимального изгибающего момента допускается ограниченное развитие пластических деформаций, следовательно, для обеспечения общей устойчивости балки необходимо выполнение условия, определяемого формулой (18).

При $1 < h/b_f = 1700/500 = 3,4 < 6$ и $15 < b_f/t_f = 500/30 = 16,7 < 35$.

$$\begin{aligned} \frac{l_{ef}}{b_f} = \frac{90}{50} &= 1,8 < 8 \left[0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ &= 0,3 \cdot \left[0,41 + 0,0032 \frac{50}{3} + \left(0,73 - 0,016 \frac{50}{3} \right) \cdot \frac{50}{170} \right] \cdot \sqrt{\frac{20\ 600}{23}} = 5,4, \end{aligned}$$

где l_{ef} – расстояние между точками закрепления верхнего пояса главной балки (шаг балок); h , b_f и t_f – соответственно высота, ширина пояса и толщина пояса главной балки.

Условие выполнено. Общая устойчивость балки обеспечена.

Проверим необходимость расчета общей устойчивости в измененном сечении главной балки. Устойчивость балки не требуется проверять, если при $1 < h/b_{f1} = 1700/320 = 5,3 < 6$ и $15 > b_{f1}/t_f = 320/30 = 10,7 < 35$ (так как $b_{f1}/t_f < 15$, для расчета принимаем $b_{f1}/t_f = 15$, (см. пояснения к формуле 18), выполняется условие

$$\begin{aligned} \frac{l_{ef}}{b_{f1}} = \frac{90}{32} &= 2,8 < \left[0,35 + 0,0032 \frac{b_{f1}}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b_{f1}}{t_f} \right) \frac{b_{f1}}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ &= \left[0,35 + 0,0032 \cdot 15 + (0,76 - 0,02 \cdot 15) \cdot \frac{32}{170} \right] \cdot \sqrt{\frac{20\ 600}{23}} = 14,5. \end{aligned}$$

Условие выполнено. Общую устойчивость балки в измененном сечении проверять не требуется.

Пример 8. Проверить местную устойчивость сжатого пояса и стенки главной балки, исходя из данных, приведенных в примерах 5, 6.

Местная устойчивость сжатого пояса обеспечивается выполнением условия (26) при компоновке поперечного сечения главной балки.

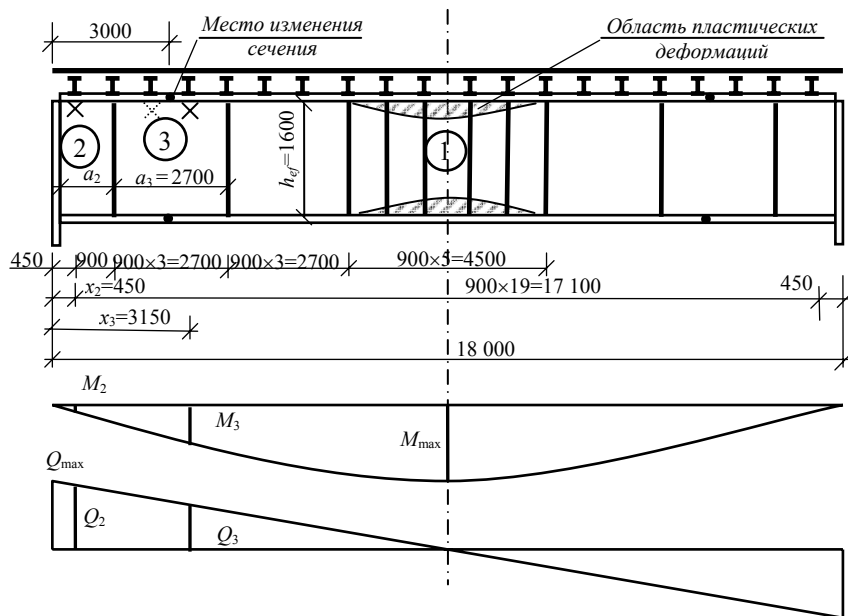


Рис. 20 К примеру 8

Так как условная гибкость стенки балки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{164}{1,2} \sqrt{\frac{24}{20\,600}} = 4,66 > 3,2,$$

укрепляем стенку поперечными ребрами жесткости. Ребра располагаем в местах опирания балок настила (рис. 20) с шагом не более $2h_{ef} = 2 \cdot 164 = 328$ см. В зоне развития пластических деформаций поперечное ребро необходимо ставить под каждой балкой настила (рис. 20).

Определяем ширину зоны пластических деформаций

$$s = L \sqrt{1 - h/(c_1 h_w)} = 18 \sqrt{1 - 1,7/(1,09 \cdot 1,64)} = 3,98 \text{ м.}$$

Так как $\bar{\lambda}_w = 4,66 > 2,5$ согласно [4, п. 7.3], требуется проверка местной устойчивости стенки. Выполним расчет местной устойчивости стенки балки в 1 – 3 отсеках (рис. 20).

Проверку устойчивости стенки балки 1-го отсека (зона развития пластических деформаций) при отсутствии местного напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) и при $\tau = 0 < 0,9R_s$, $A_f/A_w = 0,76 > 0,25$, $2,2 < \bar{\lambda}_w = 4,66 < 6$ выполним по формуле (39)

$$M = 731\,430 \text{ кН} \cdot \text{см} < R_y \gamma_c h_{ef}^2 t_w (A_f/A_w + \alpha) = \\ = 24 \cdot 1 \cdot 164^2 \cdot 1,2 \cdot (0,76 + 0,19) = 735\,874,6 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где $\alpha = 0,24 - 0,15(\tau/R_s)^2 - 8,5 \cdot 10^{-3}(\bar{\lambda}_w - 2,2)^2 = 0,24 - 8,5 \cdot 10^{-3} \cdot (4,66 - 2,2)^2 = 0,19$.

Условие выполнено.

Устойчивость стенки балки во 2-м отсеке проверим по формуле (34). Так как $a_2 = 1350 \text{ мм} < h_{ef} = 1640 \text{ мм}$, тогда расчетное сечение отсека (рис. 20) находится в середине отсека ($a_2/2 = 1350/2 = 675 \text{ мм}$), совместим его с местом опирания балки настила ($x_2 = 450 \text{ мм}$). Определим значения изгибающего момента, поперечной силы, нормальных, касательных и местных напряжений в расчетном сечении:

$$M_2 = qx(L-x)/2 = 180,6 \cdot 0,45 \cdot (18 - 0,45)/2 = 713 \text{ кН} \cdot \text{м} = 71\,300 \text{ кН} \cdot \text{см}; \\ Q_2 = q(L/2 - x) = 180,6 \cdot (18/2 - 0,45) = 1544 \text{ кН}; \\ \sigma_2 = \frac{M_2 h_w}{2I_{x1}} = \frac{71300 \cdot 164}{2 \cdot 1799910} = 3,2 \text{ кН/см}^2; \tau_2 = \frac{Q_2}{t_w h_w} = \frac{1544}{1,2 \cdot 164} = 7,8 \text{ кН/см}^2; \\ \sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}} = \frac{156,6}{1,2 \cdot 19,5} = 6,7 \text{ кН/см}^2 \text{ (см. пример 5).}$$

Так как $a_2/h_{ef} = 1350/1640 = 0,82 > 0,8$, $\delta = 0,8(3/1,2)^3 \cdot 32/164 = 2,44$ и $\sigma_{loc}/\sigma_2 = 7,8/3,2 = 2,44$ превышает предельное значение для стенок балок, указанное в табл. 7, σ_{cr} определим по формуле (36), а $\sigma_{loc, cr}$ – по формуле (35). Критическое касательное напряжение вычислим по формуле (31).

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{34,3 \cdot 24}{34,66^2} = 37,9 \text{ кН/см}^2; \bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1350}{12} \cdot \sqrt{\frac{24}{20\,600}} = 3,84;$$

$$\sigma_{loc, cr} = \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2} = \frac{16,4 \cdot 24}{3,84^2} = 26,7 \text{ кН/см}^2; \bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1350}{12} \sqrt{\frac{24}{20\,600}} = 3,84; \mu = a/h_{ef} = 1350/1640 = 0,82;$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{0,82^2}\right) \cdot \frac{14}{3,84^2} = 20,8 \text{ кН/см}^2,$$

где коэффициенты c_1 и c_2 определены по табл. 6 и 8.

Проверим местную устойчивость стенки

$$\sqrt{(3,2/37,9 + 6,7/26,7)^2 + (7,8/20,8)^2} = 0,5 < \gamma_c = 1.$$

Устойчивость стенки отсека обеспечена.

Аналогично проверяем устойчивость стенки 3-го отсека. Расчетное сечение отсека (рис. 18, б, 20) найдем на расстоянии $h_{ef}/2 = 820$ мм от правой стороны отсека и совместим его с местом опирания балки настила. Однако в левой части отсека сечение балки уменьшено и оно расположено достаточно близко от опорного ребра (зоны максимальных касательных напряжений), поэтому проверим устойчивость стенки и в сечении на расстоянии $h_{ef}/2 = 820$ мм от левой стороны, совместив его также с местом опирания балки настила в измененном сечении (на рис. 20 показано пунктиром). Так необходимо поступать во всех случаях, когда возникают сомнения по поводу правильности определения положения расчетного сечения.

$a_3 = 2700$ мм; на расстоянии $x_3 = 3150$ мм (рис. 20) от опорного ребра;

$$M_3 = 180,6 \cdot 3,15 \cdot (18 - 3,15)/2 = 4224 \text{ кН} \cdot \text{м} = 422\,400 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$Q_3 = 180,6 \cdot (18/2 - 3,15) = 1056,5 \text{ кН};$$

$$\sigma_3 = \frac{M_3 h_{ef}}{2I_x} = \frac{422\,400 \cdot 164}{2 \cdot 2\,532\,994} = 13,7 \text{ кН/см}^2; \tau_3 = \frac{1056,5}{1,2 \cdot 164} = 5,4 \text{ кН/см}^2.$$

Так как $a_3/h_{ef} = 2700/1640 = 1,64 > 0,8$, $\delta = 0,8 \cdot (3/1,2)^3 \cdot 50/164 = 3,8$ и $\sigma_{loc}/\sigma_3 = 6,7/13,7 = 0,49$ не превышает предельное значение для стенок балок, указанное в табл. 7, σ_{cr} определим по формуле (32), а $\sigma_{loc, cr}$ – по формуле (35), но с подстановкой $0,5a$ вместо a при вычислении $\bar{\lambda}_a$. Критическое касательное напряжение вычислим по формуле (31).

$$\sigma_{cr} = \frac{34,5 \cdot 24}{4,66^2} = 38,1 \text{ кН/см}^2; \bar{\lambda}_a = \frac{0,5 \cdot 2700}{12} \cdot \sqrt{\frac{24}{20\,600}} = 3,84; \sigma_{loc, cr} = \frac{46,5 \cdot 24}{3,84^2} = 75,7 \text{ кН/см}^2;$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1640}{12} \sqrt{\frac{24}{20\,600}} = 4,66;$$

$$\mu = 1,64; \tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,64^2}\right) \cdot \frac{14}{4,66^2} = 8,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sqrt{(13,7/38,1 + 6,7/75,7)^2 + (5,4/8,5)^2} = 0,78 < \gamma_c = 1.$$

На расстоянии $x_3 = 2250$ мм от опорного ребра;

$$M_3 = 180,6 \cdot 2,25 \cdot (18 - 2,25)/2 = 3200 \text{ кН} \cdot \text{м} = 320\,000 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$Q_3 = 180,6 \cdot (18/2 - 2,25) = 1219,1 \text{ кН};$$

$$\sigma_3 = \frac{M_3 h_{ef}}{2I_{x1}} = \frac{320\,000 \cdot 164}{2 \cdot 1\,799\,910} = 14,6 \text{ кН/см}^2; \tau_3 = \frac{1219,1}{1,2 \cdot 164} = 6,2 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sqrt{(14,6/38,1 + 6,7/75,7)^2 + (6,2/8,5)^2} = 0,87 < \gamma_c = 1.$$

Устойчивость стенки третьего отсека обеспечена.

Для укрепления стенки применяем односторонние поперечные ребра из полосовой стали по ГОСТ 103–76* (табл. П9.8) или из одиночного уголка, прикрепленного пером к стенке главной балки. Размеры ребер из полосовой стали назначаем согласно п. 1.4.5. Ширина ребра $b_h \geq 1640/24 + 50 = 118$ мм. Принимаем $b_h = 120$ мм. Толщина ребра $t_h \geq 2 \cdot 120 \cdot \sqrt{24/20 \cdot 600} = 8,2$ мм. Окончательно принимаем ребро из полосы 9×120 мм (табл. П9.8).

Уголок для одностороннего ребра принимаем таким образом, чтобы момент инерции уголка, относительно оси x_0x_0 (рис. 19, в), был не менее момента инерции парного ребра, относительно оси xx (рис. 19, б), т.е. $I_{x_0} = I_x$.

Назначим размеры парного ребра. Ширина ребра $b_h \geq 1640/30 + 40 = 94,7$ мм. Принимаем $b_h = 100$ мм. Толщина ребра $t_h \geq 2 \cdot 100 \cdot \sqrt{24/20 \cdot 600} = 0,683$ мм. Парные ребра принимаем из полос 7×100 мм. Определим момент инерции парного ребра

$$I_x = 2 \left[\frac{b_h^3 t_h}{12} + b_h t_h \left(\frac{b_h + t_w}{2} \right)^2 \right] = 2 \left[\frac{10^3 \cdot 0,7}{12} + 10 \cdot 0,7 \cdot \left(\frac{10 + 0,7}{2} \right)^2 \right] = 419,4 \text{ см}^4.$$

Для одностороннего ребра принимаем равносторонний уголок $\perp 80 \times 7$ с размерами: $A = 10,8 \text{ см}^2$, $z_0 = 2,23 \text{ см}$, $I_x = 65,3 \text{ см}^4$. Момент инерции ребра

$$I_{x_0} = I_x + A (b_h - z_0)^2 = 65,3 + 10,8 \cdot (8 - 2,23)^2 = 424,9 \text{ см}^4 > 419,4 \text{ см}^4.$$

1.4.6 Расчет деталей и узлов балок. Опираия и сопряжения балок

Сопряжение балок со стальными колоннами осуществляется путем их опирания сверху или примыканием сбоку к колонне. Различные варианты конструктивного решения такого сопряжения показаны в [3]. Балку в месте передачи опорной реакции укрепляют опорным ребром, которое может быть вынесено на торец (рис. 21, а) или для усиления стенки смещено внутрь от торца балки (рис. 21, б). Нижние торцы опорных ребер строгуют и плотно пригоняют к нижнему поясу балки (рис. 21, б) или оголовку колонны (рис. 21, а).

Расчет ребер аналогичен расчету поперечных ребер при действии локальных нагрузок (см. п. 1.4.5). Опорные ребра вместе с примыкающими участками стенки рассчитывают как центрально-сжатые стойки с шарнирными концами, загруженные опорными реакциями. Кроме того, торцевые ребра (рис. 22) должны проверяться на смятие ($F/A_h \leq R_p \gamma_c$) при $a \leq 1,5t_h$ или сжатие ($F/A_h \leq R_y \gamma_c$) при $a > 1,5t_h$, здесь $A_h = b_h t_h$ – площадь ребра; R_p – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности. Выступающую часть торцевого опорного ребра обычно принимают равной 15...20 мм.

Если необходимо определить размеры торцевых опорных ребер, то можно использовать следующий алгоритм:

- Требуемую площадь опорного ребра находят из условия смятия торцевой поверхности ($a \leq 1,5t_h$) по формуле $A_{rs,h} = F/(R_p \gamma_c)$ (F – опорная реакция балки);

- Назначают размеры ребра, исходя из требований местной устойчивости и конструктивных соображений

$$b_{eh}/t_h \leq 0,5\sqrt{E/R_y}; \quad b_h \geq 180 \text{ мм}; \quad t_h \geq 16 \text{ мм}; \quad A_h = b_h t_h \geq A_{rs,h}; \quad b_{eh} = \frac{(b_h - t_w)}{2} - \text{расчетный свес опорного ребра};$$

- Проверяют опорную часть балки как условную шарнирно опертую центрально-сжатую стойку на устойчивость $\frac{F}{\phi A_{st} R_y \gamma_c} \leq 1$, где $A_{st} = A_h + ct_w$ – для рис. 21, а; $A_{st} = A_h + 2(c + l_1)t_w$, где $l_1 \leq c$ расстояние от ребра до торца балки – для рис. 21, б; $c = 0,65t_w \sqrt{E/R_y}$ – часть стенки, включаемая в расчетное сечение стойки с обеих сторон ребра;

- Определяют катет сварного шва крепления ребра к стенке при $l_w = 85k_f \beta \leq h_w$ по формуле

$$k_f = \frac{1}{\beta} \sqrt{\frac{F}{n 85 (R_w \gamma_w)_{\min}}},$$

где n – количество сварных швов.

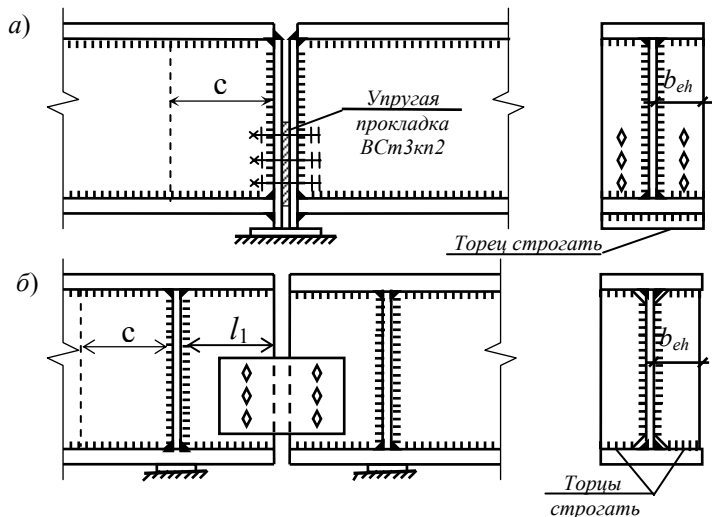


Рис. 21 Конструкция опорных частей сварных балок:
 a – с торцевыми ребрами; b – с внутренними ребрами

Алгоритм подбора сечений внутренних опорных ребер приведен в [2].

Сопряжение главных, вспомогательных балок и балок настила может быть этажным, в одном уровне и пониженным (см. п. 1.1). При этажном опирании балок на главные балки сопряжения не рассчитывают. При сопряжении в одном уровне или пониженном балки примыкают к главной сбоку с передачей нагрузки через опорные столики или соединительные элементы. Соединения проектируют болтовыми или сварными. Предпочтения следует отдавать болтовым соединениям. Конструктивные варианты сопряжения балок показаны в [3].

Расчет сопряжения балок заключается в определении числа болтов и размеров сварных швов, работающих на срез и скрепляющих балки. При болтовом соединении на болтах нормальной и повышенной точности необходимое количество болтов можно найти по формуле

$$n \geq \frac{1,2F_b}{N_{b,\min}\gamma_c}, \quad (38)$$

где F_b – расчетное усилие в стыке (коэффициент 1,2 учитывает неравномерность вовлечения болтов в работу); $N_{b,\min}$ – несущая способность болта.

В случае ослабления сечения балки или соединительных элементов (отверстия, вырез полок и т.п.) его необходимо проверить на срез по площади нетто.

Пример 9. Рассчитать опорное ребро главной балки, исходя из данных, приведенных в примерах 5, 6. Конструкция опорной части и опирание приняты по рис. 21, a .

Опорная реакция главной балки $F = Q_{\max} = 1625$ кН. Примем $a = 20$ мм (рис. 22).

Требуемую площадь опорного ребра находим по формуле

$$A_{rs,h} = F / (R_p \gamma_c) = 1625 / (37 \cdot 1) = 43,9 \text{ см}^2,$$

где $R_p = 37$ кН/см² (прил. 1).

Принимаем ребро сечением 18×250 мм по табл. П9.6.

$$b_h = 250 > 180 \text{ мм}; \quad t_h = 18 > 16 \text{ мм}; \quad a = 20 < 1,5t_h = 1,5 \cdot 18 = 27 \text{ мм}; \quad A_h = b_h t_h = 1,8 \cdot 25 = 45 \text{ см}^2 > A_{rs,h} = 43,9 \text{ см}^2;$$

$$b_{eh} = \frac{b_h - t_w}{2} = \frac{250 - 12}{2} = 119 \text{ мм};$$

$$b_{eh} / t_h = 119 / 18 = 8,4 < 0,5 \sqrt{E / R_y} = 0,5 \sqrt{20 \cdot 600 / 24} = 14,6.$$

Проверяем устойчивость опорной части балки (рис. 22, разрез 1 – 1).

$$A_{st} = A_h + ct_w = 45 + 22,9 \cdot 1,2 = 72,5 \text{ см}^2;$$

$$c = 0,65t_w\sqrt{E/R_y} = 0,65 \cdot 1,2\sqrt{20\,600/24} = 22,9 \text{ см};$$

$$I_z = \frac{t_h b_h^3 + ct_w^3}{12} = \frac{1,8 \cdot 25^3 + 22,9 \cdot 1,2^3}{12} = 2347 \text{ см}^4; \quad i_z = \sqrt{I_z / A_{st}} = \sqrt{2347 / 72,5} = 5,7 \text{ см}; \quad \lambda = (h + a) / i_z = (170 + 2) / 5,7 = 30;$$

$$\frac{F}{\varphi A_{st} R_y \gamma_c} = \frac{1625}{0,931 \cdot 72,5 \cdot 24 \cdot 1} = 1 = 1,$$

где $\varphi = 0,931$ (прил. 7).

Устойчивость ребра обеспечена.

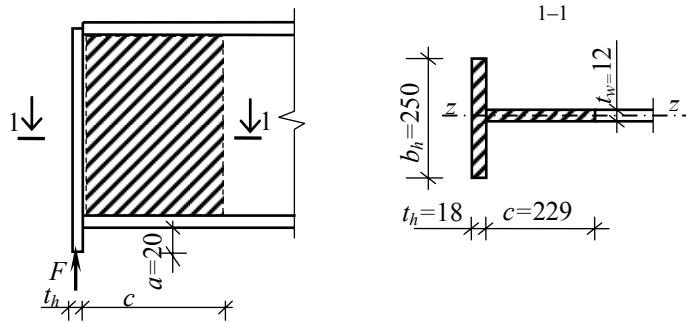


Рис. 22 Расчетное сечение условной стойки

Торцевое ребро привариваем сплошными швами к стенке ручной сваркой электродами Э42. Предварительно определим сечение, по которому необходимо рассчитать угловой шов на срез (условный)

$$(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = \min \begin{cases} R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 18 \cdot 0,7 \cdot 1 = 12,6 \text{ кН/см}^2; \\ R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 16,5 \cdot 1 \cdot 1 = 16,5 \text{ кН/см}^2, \end{cases}$$

где $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$; $R_{wz} = 16,5 \text{ кН/см}^2$ (прил. 1); $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1$ (табл. П4.4).

Расчет следует проводить по металлу шва.

Определим катет сварного шва по формуле

$$k_f = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{F}{n \cdot 85 R_{wf} \gamma_{wf}}} = \frac{1}{0,7} \sqrt{\frac{1625}{2 \cdot 85 \cdot 18 \cdot 1}} = 1,04 \text{ см}.$$

Принимаем $k_f = 11 \text{ мм}$. Проверим выполнение конструктивных требований к сварным швам (табл. П4.5).

$$k_{f, \min} = 6 \text{ мм} < k_f = 11 \text{ мм} < k_{f, \max} = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ мм}.$$

Проверяем длину рабочей части сварного шва

$$l_w = 85 k_f \beta_f = 85 \cdot 1,1 \cdot 0,7 = 65 \text{ см} < h_w = 164 \text{ см}.$$

Прочность сварного шва обеспечена.

Пример 10. Рассчитать соединение балки настила с главной балкой в случае их сопряжения в одном уровне. Исходные данные – в примерах 2, 5.

Балки настила крепим к главным на болтах к поперечным ребрам, совмещаемым с ребрами жесткости стенки балки (рис. 23). В местах отсутствия поперечных ребер жесткости (рис. 20) дополнительно устанавливаем короткие ребра, длиной равной высоте балки настила. Сечение ребер принимаем $9 \times 120 \text{ мм}$. Для установки балки настила верхний пояс балки и часть нижнего срезаем.

Принимаем болты диаметром 16 мм класса прочности 5.8.

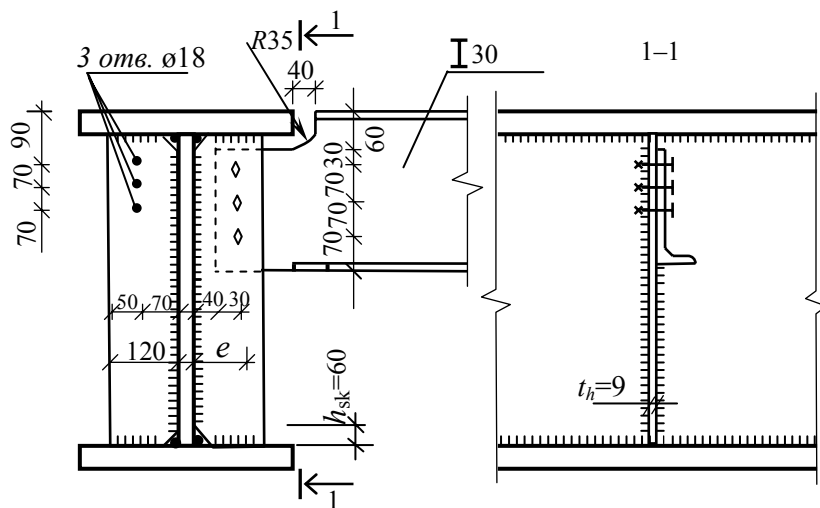


Рис. 23 Сопряжение балки настила с главной балкой

Предварительно определим требуемое количество болтов по формуле

$$n \geq \frac{1,2F}{\gamma_c N_{b,\min}} = \frac{1,2 \cdot 78,3}{1 \cdot 36} = 2,61,$$

где $F = Q_{\max} = 78,3$ кН, здесь Q_{\max} – поперечная сила в балке настила (пример 2); $N_{b,\min} = N_{bs} = 36$ кН (табл. 9).

Принимаем $n = 3$.

9 Расчетные усилия N_{bs} , кН, которые могут быть восприняты одним болтом многоболтового соединения на срез с одной плоскостью среза

Класс прочности болтов	N_{bs} при номинальном диаметре болтов, мм			
	16	20	24	27
5.8	36	57	81	103
6.6	41	64	93	118
8.8	58	90	130	164
10.9	72	113	179	226

Отверстия под болты проектируем диаметром 18 мм. Для болтов нормальной точности (класс В) диаметр отверстий принимается на 2 мм больше диаметра болта. Размещаем болты по длине уголка, выполняя конструктивные требования, предъявляемые к болтовым соединениям (табл. П6.2).

Определим несущую способность болта

$$N_b = \min \begin{cases} R_{bs} A_b \gamma_b n_s = 20 \cdot 2,01 \cdot 0,9 \cdot 1 = 36,2 \text{ кН}; \\ R_{bp} d \gamma_b \sum t_{\min} = 43 \cdot 1,6 \cdot 0,65 \cdot 0,9 = 40,2 \text{ кН}, \end{cases}$$

где R_{bp}, R_{bs} – расчетные сопротивления болтового соединения смятию и срезу соответственно (прил. 1, табл. П6.3); A_b – площадь сечения болта (табл. П6.1); γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения (табл. П6.5); d – диаметр болта; $\sum t_{\min}$ – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении (в данном случае толщина стенки балки настила).

Сварные швы, прикрепляющие ребро к стенке балки, следует рассчитать на совместное действие F и $M = Fe$, где e – расстояние от оси болтов до угловых швов (рис. 23).

Поперечные ребра привариваем к стенке балки двумя угловыми швами электродами Э42 (табл. П4.2). Назначаем $k_f = k_{f,\min} = 6$ мм (табл. П4.5).

Расчет проводим по металлу шва (пример 9).

Прочность сварных швов проверим по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{F}{2\beta_f k_f l_w}\right)^2 + \left(\frac{6Fe}{2\beta_f k_f l_w^2}\right)^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c.$$

Так как в случае дополнительных укороченных ребер длина сварных швов меньше, то проверим именно их прочность. Длина сварных швов $l_w = h_r - h_{sk} - 10$ мм = $300 - 60 - 10 = 230$ мм, здесь h_r – высота ребра; h_{sk} – высота скоса ребра; 10 мм – запас на непровар.

$$\sqrt{\left(\frac{78,3}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 23}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 78,3 \cdot 7}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 23^2}\right)^2} = 8,4 < 18 \text{ кН/см}^2,$$

где $e = 70$ мм – расстояние между стенкой главной балки и осью болтов (см. рис. 23).

Прочность сварных швов обеспечена.

Сечение балки проверим на срез с учетом ослабления отверстиями под болты и вырезом части стенки:

$$\frac{F}{(ht - ndt)} = \frac{78,3}{24 \cdot 0,65 - 3 \cdot 1,8 \cdot 0,65} = 6,5 < R_s \gamma_c = 14 \text{ кН/см}^2,$$

где h – высота сечения балки настила на опоре с учетом среза; t – толщина стенки балки настила; n и d – количество и диаметр отверстий.

Прочность сечения обеспечена.

Пример 11. Рассчитать соединение вспомогательной балки с главной балкой в случае их пониженного сопряжения. Исходные данные – в примерах 3, 5.

Крепление вспомогательных балок к главным предусматриваем с помощью опорных столиков (рис. 24). Основные поперечные ребра главной балки не совмещаем с осями вспомогательных балок. Вся нагрузка с вспомогательной балки через опорный столик передается на поперечное ребро и далее через сварные швы на стенку балки.

Сечение ребер принимаем 12×150 мм. Ширину опорного столика назначаем на 20...30 мм больше ширины вспомогательной балки, принимаем сечение 20×250 мм. Для фиксации балки на монтаже устанавливаем два болта М16. Диаметр отверстий 19 мм.

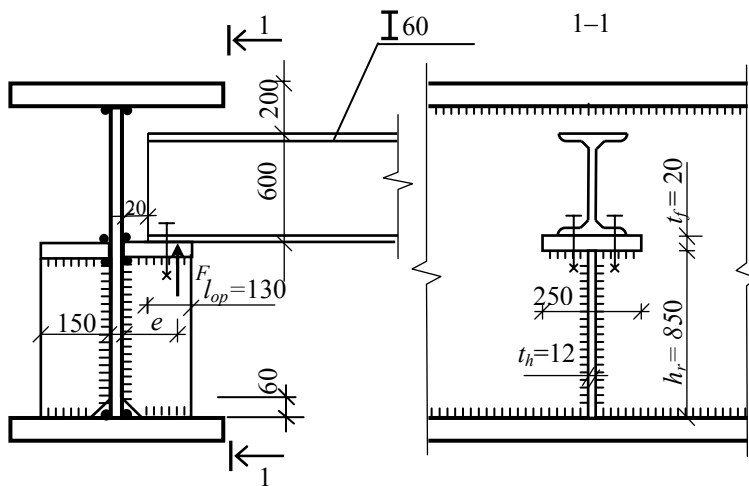


Рис. 24 Сопряжение балки настила с главной балкой

Проверим местные напряжения, возникающие под опорным столиком в ребре балки.

$$\frac{F}{t_h l_{ef}} = \frac{396,6}{1,2 \cdot 15} = 22 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2,$$

где $F = Q_{\max} = 396,6$ кН – расчетное значение локальной нагрузки, здесь Q_{\max} – поперечная сила во вспомогательной балке (пример 3); t_h – толщина ребра балки; $l_{ef} = l_{op} + t_f = 13 + 2 = 15$ см – условная длина распределения нагрузки, здесь t_f – толщина опорного столика; l_{op} – длина зоны опирания балки настила.

Прочность ребра обеспечена.

Сварные швы, прикрепляющие ребро к стенке балки, рассчитаем на совместное действие F и $M = Fe$, где e – расстояние от равнодействующей опорной реакции до угловых швов (рис. 24).

Ребро и столик привариваем к стенке балки двумя угловыми швами электродами Э42. Назначаем $k_f = 8_{мм} > k_{f, \min} = 6 \text{ мм}$ (табл. П4.5).

Расчет проводим по металлу шва (пример 9).

Прочность сварных швов проверим по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{F}{2\beta_f k_f l_w}\right)^2 + \left(\frac{6Fe}{2\beta_f k_f l_w^2}\right)^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c.$$

Так как

$l_w = h_r - h_{sk} - 10 \text{ мм} = 850 - 60 - 10 = 780 \text{ мм} > 85k_f \beta_f = 85 \cdot 8 \cdot 0,7 = 476 \text{ мм}$, принимаем $l_w = 595 \text{ мм}$; здесь h_r – ребра; h_{sk} – высота скоса ребра; 10 мм – запас на непровар.

$$\sqrt{\left(\frac{396,6}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 47,6}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 396,6 \cdot 10,7}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 47,6^2}\right)^2} = 12,46 < 18 \text{ кН/см}^2,$$

где $e = 20 + \frac{2}{3} l_{op} = 20 + \frac{2}{3} \cdot 130 = 107 \text{ мм}$ – расстояние между стенкой главной балки и равнодействующей опорной реакции балки настила (см. рис. 24).

Прочность сварных швов обеспечена.

1.4.7 Соединения поясов со стенкой

Соединение поясов со стенкой в балках осуществляют двусторонними, односторонними угловыми швами или через промежуточные элементы на высокопрочных болтах. Поясные соединения обеспечивают совместную работу поясов и стенки, препятствуют их взаимному сдвигу.

Поясные швы и высокопрочные болты рассчитывают на сдвигающее усилие, возникающее между стенкой и поясами при изгибе балки.

В сварных балках сдвигающее усилие на 1 см длины балки:

$$T = \frac{QS_f}{I}, \quad (39)$$

где Q , S_f , I – соответственно поперечная сила, статический момент пояса и момент инерции балки относительно нейтральной оси в рассматриваемом сечении.

Поясные швы рассчитывают на наибольшую поперечную силу, т.е. на Q_{\max} , равную опорной реакции балки. Расчет поясных швов в месте, не укрепленном ребром жесткости, при этажном опирании балок следует производить на равнодействующую:

$$N_f = \sqrt{T^2 + V^2}, \quad (40)$$

где $V = F/l_{ef}$ – усилие в шве от сосредоточенного груза, здесь l_{ef} – условная длина распределения силы F (см. пояснения к формуле 17); T и V вычисляют в одном и том же сечении.

Пояса к стенке крепятся, как правило, двусторонними сплошными поясными швами одинаковой наименьшей толщины, применяя автоматическую или полуавтоматическую сварку. Применять односторонние угловые швы можно при выполнении условий, описанных в [4, п. 13.26]. Требуемый катет углового шва, исходя из условия прочности сварных швов на срез, определяют по формуле

$$k_f \geq \frac{N_f}{n(\beta \gamma_w R_w)_{\min} \gamma_c}, \quad (41)$$

где n – количество швов.

При $\sigma_{loc} = 0$ в формуле (41) $N_f = T$. При окончательном назначении катета сварного шва следует обеспечить выполнение условия $k_{f, \min} \leq k_f \leq k_{f, \max}$ (табл. П4.5).

Пример 12. Рассчитать поясные швы сварной балки. Исходные данные – в примерах 5, 6.

Так как подбор сечения балки выполнен с учетом ограниченного развития пластических деформаций, поясные швы выполняем двусторонними, автоматической сваркой в лодочку, сварочной проволокой Св-08А. Балки настила опираются на главную балку этажно, поэтому расчет выполняем на равнодействующую N_f в месте опирания первой от опоры балки настила (рис. 20):

$$N_f = \sqrt{\left(\frac{QS_f}{I}\right)^2 + \left(\frac{F}{l_{ef}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{1544 \cdot 8016}{1\,799\,910}\right)^2 + \left(\frac{156,6}{19,5}\right)^2} = 10,6 \text{ кН/см},$$

где $Q = Q_2 = 1544 \text{ кН}$ (см. пример 8); $I = I_{x1} = 1\,799\,910 \text{ см}^4$; $S_f = A_f(h_w + t_f)/2 = 32 \cdot 3 \cdot (164 + 3)/2 = 8016 \text{ см}^3$; $F = 156,6 \text{ кН}$; $l_{ef} = 19,5 \text{ см}$ (см. пример 5).

Предварительно определим сечение, по которому необходимо рассчитывать угловой шов на срез

$$(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = \min \begin{cases} R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 18 \cdot 1,1 \cdot 1 = 19,8 \text{ кН/см}^2; \\ R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 16,5 \cdot 1,15 \cdot 1 = 19 \text{ кН/см}^2, \end{cases}$$

где $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$; $R_{wz} = 16,5 \text{ кН/см}^2$ (табл. П4.2, прил. 1); $\beta_f = 1,1$; $\beta_z = 1,15$ (табл. П4.4).

Расчет следует проводить по границе сплавления.

Требуемый катет шва находим по формуле (43)

$$k_f \geq \frac{N_f}{n(\beta \gamma_w R_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{10,6}{2 \cdot 19 \cdot 1} = 0,28 \text{ см}.$$

Принимаем $k_f = 7 \text{ мм}$. Проверим выполнение конструктивных требований $k_{f,\min} = 7 \text{ мм} = k_f < k_{f,\max} = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ мм}$.

1.4.8 Стыки сварных балок

Различают два типа стыков балок: заводские и монтажные.

К заводским стыкам, выполняемым на заводе-изготовителе металлических конструкций, прибегают в том случае, если длина металлопроката оказывается меньше длины изготавливаемых элементов. Заводские стыки выполняют сварными. Их расположение обусловлено длиной проката или конструктивными соображениями. Стыки поясов и стенки выполняют обычно в разных местах, т.е. вразбежку (рис. 25, а).

Монтажные стыки, необходимые для объединения отпавочных элементов в единую конструкцию, выполняют в условиях строительной площадки. Их применяют при необходимости членения конструкций на отпавочные элементы, размеры которых ограничиваются условиями транспортировки и грузоподъемностью монтажных механизмов. Расположение стыков должно предусматривать членение балки на отдельные, по возможности одинаковые, отпавочные элементы. В разрезной балке стык обычно располагают в середине пролета или симметрично относительно середины балки. Стыки составных балок могут быть сварными и болтовыми.

Сварные стыки. *Сварные стыки составных балок обычно осуществляют без накладок с полным проваром сечения. Стык стенки выполняют прямым швом встык.*

Стыки поясов следует устраивать посредством прямого шва с выводом его на подкладки. Если стык растянутого пояса расположен в зоне балки, где напряжения в поясе превышают $0,85R_y$, применение прямого шва возможно только при использовании физических методов контроля качества сварного шва и выводов начала и конца шва на технологические планки. На монтаже применение физических методов контроля качества шва затруднено, поэтому стык устраивают косым с углом наклона скоса не менее 60° (рис. 25, б). В тех случаях, когда выполнены все приведенные выше конструктивные требования, стык является равнопрочным основному металлу и не рассчитывается.

Для уменьшения сварочных напряжений при сварке монтажного стыка балки нужно придерживаться последовательности, указанной на рис. 25, б, т.е. сначала сваривают стенку, потом полки, затем участки поясных швов, оставленные незаваренными на заводе.

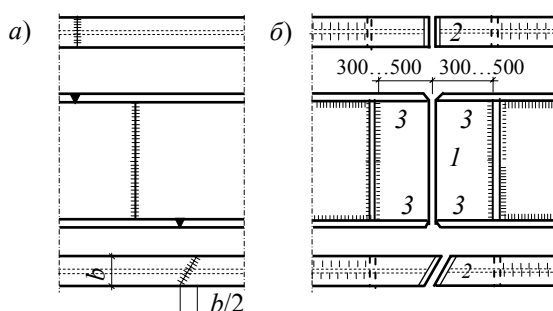


Рис. 25 Стыки составных сварных балок:

a – заводской; *б* – монтажный

Стык на высокопрочных болтах. Монтажные стыки на болтах выполняют с накладками (рис. 26). Каждый пояс балки перекрывают тремя накладками с двух сторон, а стенку – двумя вертикальными накладками, площадь сечения которых должна быть не меньше площади сечения перекрываемого элемента.

Болты в стыке ставят на минимальных расстояниях друг от друга, чтобы уменьшить размеры и вес соединяющих элементов.

Расчет поясных накладок и накладок на стенку ведут отдельно, принимая распределение изгибающего момента между поясами и стенкой пропорционально их жесткости. Момент, приходящийся на пояс, и расчетное усилие в поясах можно найти по формулам:

$$M_f = \frac{MI_f}{I} \quad \text{и} \quad N_f = \frac{M_f}{h_{ef}}, \quad (42)$$

где M и I – соответственно полный расчетный изгибающий момент и момент инерции всего сечения в месте стыка балки; I_f – момент инерции поясов балки; h_{ef} – расстояние между центрами тяжести поясов.

Необходимое количество высокопрочных болтов, прикрепляющих накладки к поясу:

$$n \geq \frac{N_f}{k\gamma_c Q_{bh}}, \quad (43)$$

где k – количество поверхностей трения соединяемых элементов; Q_{bh} – расчетное усилие, которое может воспринимать одна поверхность трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом.

$$Q_{bh} = (R_{bh}\gamma_b A_{bn}\mu) / \gamma_h, \quad (44)$$

где $R_{bh} = 0,7R_{bun}$ – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта (табл. Пб.4); μ – коэффициент трения, принимаемый по табл. Пб.8; γ_h – коэффициент надежности, принимаемый по табл. Пб.8; A_{bn} – площадь сечения болта нетто; γ_b – коэффициент условий работы соединения, принимаемый равным 0,8 при $n < 5$; 0,9 при $5 \leq n < 10$; 1,0 при $n \geq 10$.

В ослабленных отверстиями сечениях пояса для крайнего ряда болтов должно выполняться условие:

$$\frac{N_f}{A_{ef}} \left(1 - 0,5 \frac{n_i}{n}\right) \leq R_y, \quad (45)$$

где A_{ef} – расчетная площадь сечения пояса, принимаемая равной: A_n – при динамических нагрузках; A – при статических нагрузках и $A_n \geq 0,85A$; $1,18A_n$ – при статических нагрузках и $A_n < 0,85A$, здесь A_n и A – соответственно площади сечения пояса нетто и брутто; n_i – число рабочих болтоконтактов в проверяемом сечении; n – число рабочих болтоконтактов в соединении, здесь число рабочих болтоконтактов равно числу болтов, умноженному на число поверхностей трения.

Стык стенки рассчитывают на совместное действие перерезывающей силы Q и части изгибающего момента, воспринимаемого стенкой:

$$M_w = \frac{MI_w}{I}, \quad (46)$$

где I_w – момент инерции стенки балки.

Максимальное усилие от этих воздействий, получающееся в болтах крайнего ряда, можно определить по формуле

$$S_b = \sqrt{N^2 + V^2}, \quad (47)$$

где $N = \frac{M_w a_{\max}}{m \sum a_i^2}$ – максимальное горизонтальное усилие от изгибающего

момента, здесь m – число вертикальных рядов на полунакладке (не менее двух); a_{\max} – расстояние между крайними рядами болтов по высоте стенки; a_i – расстояние между рядами болтов относительно центра тяжести стенки (рис. 26); $V = Q/n$, здесь n – число болтов на полунакладке.

Проверку прочности стыка стенки следует производить по формуле

$$S_b \leq Q_{bh} k \gamma_c. \quad (48)$$

При действии на стык только изгибающего момента максимальное горизонтальное усилие, действующее на каждый крайний болт, можно найти по формуле

$$N_{\max} = \frac{M_w}{m a_{\max} \alpha} \leq Q_{bh} k \gamma_c, \quad (49)$$

где α – коэффициент, определяемый по табл. 10 в зависимости от числа болтов в вертикальном ряду накладки n_1 .

Размеры накладок назначают конструктивно, исходя из условия размещения найденного количества болтов.

10 Коэффициенты стыка стенки балки

n_1	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
α	1,4	1,5	1,7	1,8	2,0	2,2	2,3	2,5	2,6	2,8
	0	5	1	7	4	0	6	2	9	6

Пример 13. Рассчитать монтажный стык сварной балки из примера 5 на высокопрочных болтах.

Стык размещаем в середине пролета, где $M = 7314,3$ кН·м и $Q = 0$.

Для стыка поясов и стенки балки применяем высокопрочные болты диаметром 24 мм ($A_{bn} = 3,52$ см² по табл. Пб.1) из стали 40Х "селект" с нормативным временным сопротивлением $R_{bun} = 1100$ МПа (табл. Пб.4). Способ обработки соединяемых поверхностей – дробеметный с консервацией. Способ регулирования натяжения болтов – по углу поворота гайки.

Расчетное усилие, которое может воспринимать одна поверхность трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определим по формуле (44):

$$Q_{bh} = (R_{bh} \gamma_b A_{bn} \mu) / \gamma_h = (77 \cdot 1 \cdot 3,52 \cdot 0,5) / 1,02 = 132,9 \text{ кН},$$

где $R_{bh} = 0,7 \cdot 110 = 77$ кН/см²; $\mu = 0,5$ (табл. Пб.8); $\gamma_h = 1,02$ (табл. Пб.8); $\gamma_b = 1$ (см. пояснения к формуле (44)).

Размеры накладок поясов назначаем по принципу равнопрочности. Каждый пояс перекрываем тремя накладками. Верхнюю накладку принимаем из листа 500×18 мм, нижние полунакладки из листа 220×18 мм. Общая площадь накладок $A_{nf} = 50 \cdot 1,8 + 2 \cdot 22 \cdot 1,8 = 169,2$ см² $> A_f = 50 \cdot 3 = 150$ см².

Усилие в поясах определим по формуле (42)

$$M_f = \frac{M I_f}{I} = \frac{7314,3 \cdot 2091901}{2532994} = 6040,6 \text{ кН·м};$$

$$N_f = \frac{M_f}{h_0} = \frac{6040,6}{1,67} = 3617 \text{ кН},$$

где $I_f = 2 \cdot \left(\frac{50 \cdot 3^3}{12} + 50 \cdot 3 \cdot \left(\frac{170-3}{2} \right)^2 \right) = 2091901$ см⁴ – момент инерции поясов относительно нейтральной оси.

Требуемое число высокопрочных болтов, прикрепляющих накладку к поясу, определим по формуле (43)

$$n \geq \frac{N_f}{k \gamma_c Q_{bh}} = \frac{3617}{2 \cdot 1 \cdot 132,9} = 13,6.$$

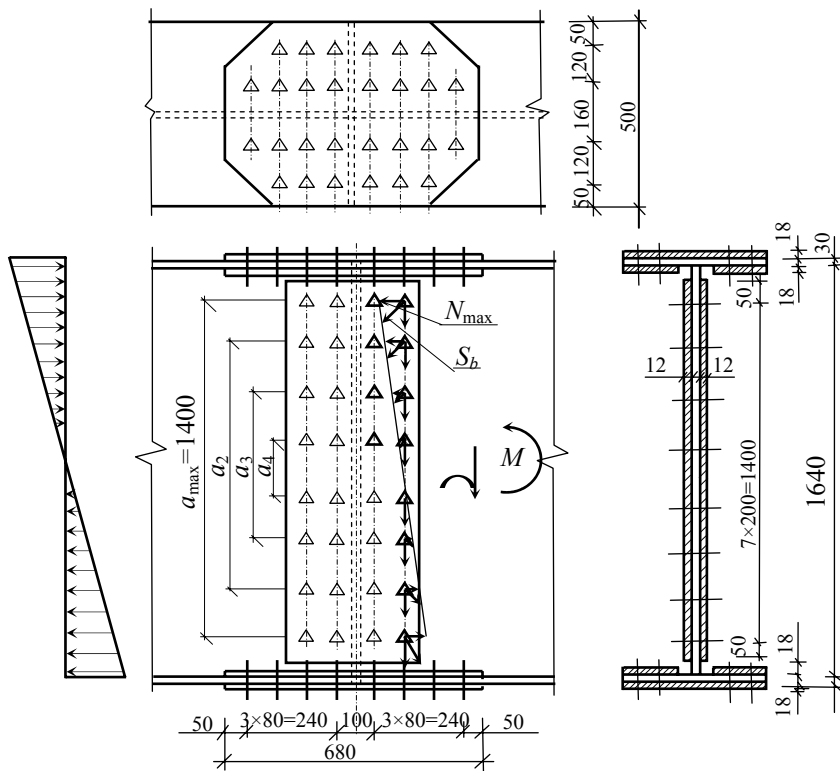


Рис. 26 Монтажный стык сварной балки

Принимаем $n = 14$ и размещаем их согласно рис. 26.

Проверим ослабление пояса по крайнему ряду болтов. Пояс ослаблен двумя отверстиями диаметром 26 мм по краю стыка.

Так как $A_n = 3 \cdot (50 - 2 \cdot 2,6) = 134,4 \text{ см}^2 > 0,85 A_f = 127,5 \text{ см}^2$, то в формулу (45) подставляем площадь сечения брутто $A_{ef} = A_f$:

$$\frac{N_f}{A_{ef}} \left(1 - 0,5 \frac{n_i}{n} \right) = \frac{3619}{150} \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{2 \cdot 2}{2 \cdot 14} \right) = 22,3 \text{ кН/см}^2 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Условие выполнено.

Момент, действующий на стенку, определим по формуле

$$M_w = M \frac{I_w}{I} = 7314,3 \frac{441093}{2532994} = 1273,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимаем расстояние между крайними рядами болтов $a_{\max} = 140 \text{ см}$ (рис. 26). Из формулы (49) определим коэффициент α

$$\alpha = \frac{M_w}{m a_{\max} Q_{bh} k \gamma_c} = \frac{127370}{2 \cdot 140 \cdot 132,9 \cdot 2 \cdot 1} = 1,71.$$

Из табл. 10 определим требуемое количество болтов в вертикальном ряду стыка: $n_1 = 8$. Размещаем болты согласно рис. 26.

Так как $Q = 0$, проверим стык по формуле

$$N = \frac{M_w a_{\max}}{m \sum a_i^2} = \frac{1273,7 \cdot 1,4}{2 \cdot 3,36} = 265,4 \text{ кН} < Q_{bh} k \gamma_c = 132,9 \cdot 2 \cdot 1 = 265,8 \text{ кН},$$

где $\sum a_i^2 = 20^2 + 60^2 + 100^2 + 140^2 = 33 \ 600 \text{ см}^2 = 3,36 \text{ м}^2$.

Прочность стыка стенки обеспечена.

2 ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

2.1 Общая характеристика колонн

Колонны – это элементы сооружений, служащие опорами вышележащих конструкций и передающие нагрузку от них на нижележащие. Стальные колонны состоят из трех основных частей: стержня, который является основным несущим элементом; оголовка, служащего для опирания и крепления вышележащей конструкции; базы, которая распределяет нагрузку от стержня колонны на фундамент и обеспечивает прикрепление к нему колонны с помощью анкерных болтов. В центрально-сжатых колоннах продольная сила приложена по оси стержня, т.е. в центре тяжести сечения, и вызывает в нем только равномерно распределенные по сечению сжимающие напряжения. Центрально-сжатые колонны применяются для поддержания перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, эстакадах и т.п.

По конструкции стержня колонны делятся на сплошные и сквозные. Сплошные колонны имеют непрерывное распределение материала по сечению. Стержень сквозной колонны состоит из нескольких ветвей,

При выборе сечения стержня колонны следует учитывать экономичность колонны, трудоемкость изготовления и удобство эксплуатации. Наиболее рациональны такие сечения, которые обеспечивают одинаковую гибкость (равноустойчивость) колонны относительно главных центральных осей сечения. Если расчетные длины колонны в двух главных плоскостях одинаковы, то рационально круглое трубчатое сечение (рис. 27, а). Однако из-за трудностей решения узлов примыкания ригелей к круглым трубам и их высокой стоимости этот тип сечения применяется редко. Сечение колонны из двух швеллеров (рис. 27, б) неравноустойчиво. Более рациональным является сечение колонны из двух швеллеров, усиленных листом (рис. 27, в). Колонны из двух уголков (рис. 27, г), сваренных в коробку сплошными швами, применяются при небольших нагрузках и длинах. Весьма экономичное решение легкой колонны может быть получено из тонкостенных гнуто-сварных профилей (рис. 27, д). Колонны закрытого типа компактны, имеют хороший внешний вид, но требуют полной изоляции внутренней полости от вредных воздействий внешней среды. Колонны открытого типа удобнее в монтаже, их поверхности доступны для ремонта и окраски, но такие колонны не обладают равноустойчивостью, за исключением крестового сечения. Двутавр балочного типа (рис. 27, е), при одинаковых расчетных длинах относительно двух главных осей инерции, меньше всего отвечает требованию равноустойчивости и поэтому применяется редко. Наибольшее распространение получили колонны из широкополочных двутавров колонного типа (рис. 27, ж). У таких двутавров радиусы инерции отличаются в два раза, что не соответствует равноустойчивости, но все же дает сечение, вполне пригодное для колонн.

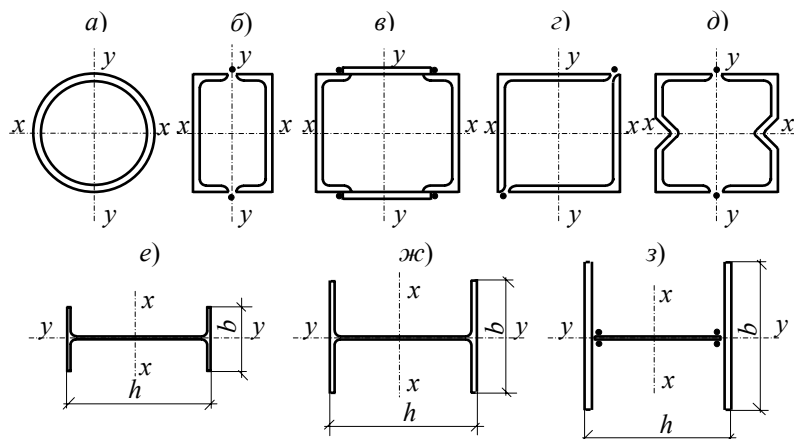


Рис. 27 Типы сечения сплошных колонн

Традиционным сечением является Н-образное сварное сечение из трех листов (рис. 27, з). Колонны с таким сечением из-за простоты изготовления и решения узлов примыкания нашли широкое распространение. Данное сечение может быть равноустойчивым, если ширину полки принять в 2 раза большей высоты. Однако стержень таких габаритов неудобен для изготовления, и, кроме того, при широких полках возникают затруднения в обеспечении их местной устойчивости.

В практике обычно принимают ширину полки равной высоте сечения колонны.

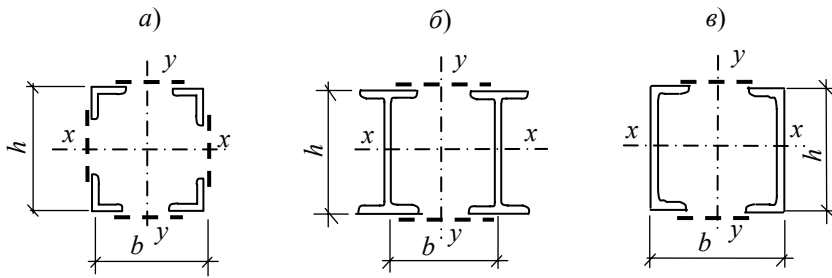


Рис. 28 Сечения сквозных колонн

При малых нагрузках и больших длинах рациональны сквозные колонны. Они более экономичны по расходу стали по сравнению со сплошными, но отличаются большей трудоемкостью изготовления, меньшей хладостойкостью, выносливостью и коррозионной стойкостью, более низкими эстетическими свойствами и сравнительно небольшой несущей способностью. Равноустойчивость сквозных колонн обеспечивается раздвижкой ветвей до требуемого расстояния. Наиболее распространенные поперечные сечения показаны на рис. 28.

Сквозные колонны чаще выполняют из двух прокатных швеллеров (рис. 28, в), причем швеллеры выгоднее ставить полками внутрь. При больших нагрузках ветви выполняют из прокатных (рис. 28, б) или сварных двутавров. Для колонн, несущих небольшие нагрузки, но имеющих значительную длину, стержень рационально проектировать из четырех уголков, соединенных решетками в четырех плоскостях (рис. 28, а).

Решетки предназначены для обеспечения совместной работы ветвей стержня колонны и существенно влияют на устойчивость как колонны в целом, так и ее ветвей. Они могут быть безраскосными в виде соединительных планок (рис. 29, а) и раскосными (рис. 29, б – в). Центрально-сжатые колонны чаще выполняют на планках, так как они имеют более простую конструкцию и лучший внешний вид. Колонны с раскосной решеткой обладают большей жесткостью при изгибе и применяются при действии внецентренного сжатия или когда элементы безраскосной решетки получаются тяжелыми (расстояние между ветвями 0,8...1 м и более).

Работа сквозных колонн под нагрузкой отличается от работы сплошных колонн. Ось, пересекающую ветви колонны, называют материальной (ось xx на рис. 28, б, в), а ось, пересекающую решетку, – свободной (ось yy на рис. 28). В некоторых сечениях (рис. 28, а) материальная ось отсутствует вообще. Относительно материальной оси колонна работает как центрально-сжатый сплошной стержень. Относительно свободной оси, вследствие деформативности решетки, сквозные колонны в меньшей степени сопротивляются продольной силе, чем сплошные, имеющие ту же площадь поперечного сечения и ту же гибкость. Поэтому при расчете сквозных колонн на устойчивость относительно свободной оси пользуются приведенной гибкостью, т.е. расчет сквозных стержней производят по тем же правилам, что и сплошных, но с заменой гибкости стержня относительно свободной оси приведенной гибкостью.

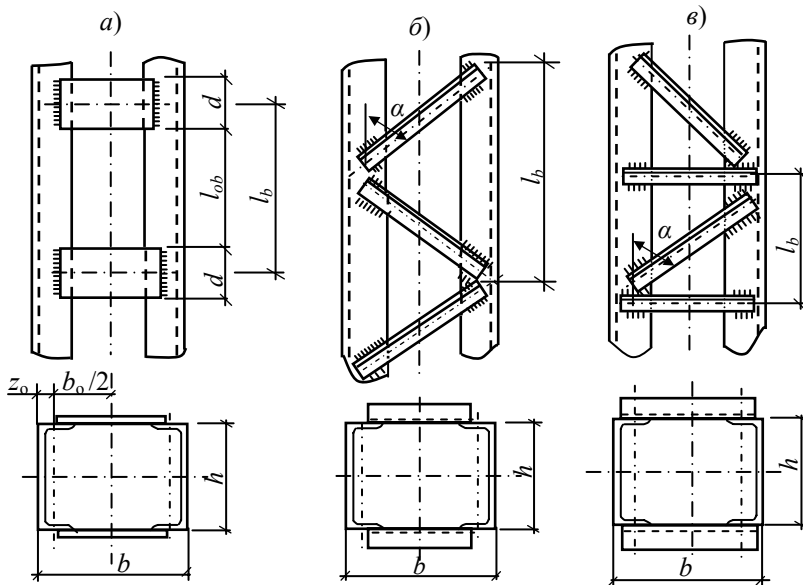


Рис. 29 Типы решеток сквозных колонн:
a – безраскосная; *б* – раскосная треугольная;
в – раскосная треугольная с распорками

Соединительные элементы ветвей (планки или раскосы) работают на поперечную силу, возникающую при изгибе колонны от действия продольной силы при потере устойчивости.

2.2 Расчет и конструирование стержня колонны

2.2.1 Сплошные колонны

Подбор сечения сплошной колонны обычно включает следующие этапы:

1 Определение расчетной продольной силы:

$$N = A \sum q_i, \quad (50)$$

где A – грузовая площадь колонны; $\sum q_i$ – суммарная интенсивность всех постоянных и временных нагрузок.

2 Определение расчетной схемы колонны. Расчетная схема одноярусной колонны определяется способами закрепления ее в фундаменте, прикрепления балок. Так как потеря устойчивости колонны может произойти относительно любой из главных центральных осей ее сечения, то нужно учитывать в расчете условия закрепления концов стержня колонны в двух главных плоскостях. Расчетные длины колонны или ее участка между связями можно найти по формулам:

$$l_{ef,x} = \mu_x l_x; \quad l_{ef,y} = \mu_y l_y, \quad (51)$$

где l_x, l_y – длины участков колонны между точками закрепления; μ_x, μ_y – коэффициенты расчетной длины, зависящие от условий закрепления концов стержня и вида нагрузки (прил. 5).

Концы колонн балочных клеток в плоскости расположения главных балок обычно закрепляются шарнирно (рис. 30, *a*) либо нижний конец жестко защемляется в фундаменте, а верхний шарнирно крепится к балкам (рис. 30, *б*), в перпендикулярной плоскости оба конца закрепляются шарнирно ($\mu_y = 1$).

При отсутствии связей по высоте колонны и опирании главных балок на колонну сверху

$$l_x = l_y = H_{\text{о.в.н.}} - H_{\text{кон}} - a + h_3, \quad (52)$$

где $H_{\text{о.в.н.}}$ – отметка верха настила; $H_{\text{кон}}$ – конструктивная высота перекрытия, равная разности отметок верха настила и низа главных балок; a – выступающая часть торцевого опорного ребра главной балки; h_3 – размер колонны ниже отметки пола (при подборе сечения можно принять $h_3 = 0,6 \dots 1,0$ м).

3 Выбирают сталь и komponуют сечение центрально сжатой колонны.

Задавшись гибкостью колонны λ (гибкость колонны можно принять равной: $\lambda = 100 \dots 70$ при нагрузке до 3000 кН; $\lambda = 70 \dots 50$ при нагрузке 3000...4000 кН и $\lambda = 50 \dots 40$ при нагрузке более 4000 кН), определяют требуемую площадь сечения:

$$A_{\text{req}} = \frac{N}{\phi R_y \gamma_c}, \quad (53)$$

где ϕ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по прил. 7 в зависимости от гибкости колонны и расчетного сопротивления стали.

Затем определяют требуемые радиусы инерции сечения колонны и находят габаритные размеры колонны:

$$i_x = l_{ef,x} / \lambda, \quad i_y = l_{ef,y} / \lambda, \quad h = i_x / \alpha_1, \quad b = i_y / \alpha_2, \quad (54)$$

где α_1 и α_2 – коэффициенты для определения соответствующих радиусов инерции (для наиболее распространенных сечений значения коэффициентов приведены в прил. 8).

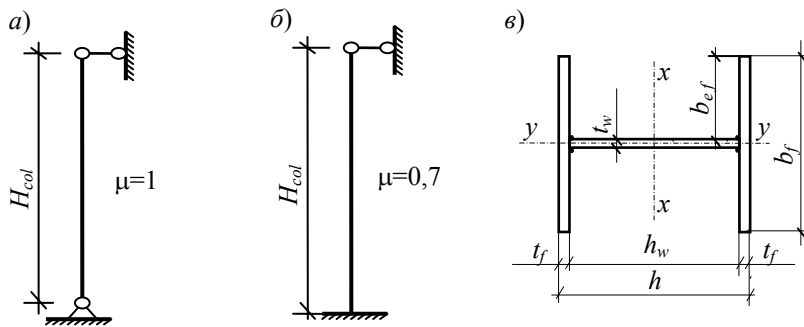


Рис. 30 Расчетные схемы колонн (а, б); расчетное сечение сплошной колонны (в)

Если сечение колонны принимается из прокатного широкополочного двутавра, номер профиля по сортаменту выбирается с учетом требуемой площади сечения.

Для двутавровых сварных сечений следует принимать:

$$h \approx b = i_y / \alpha_2, \quad (55)$$

если это возможно по технологическим условиям изготовления (рис. 4.21 [2])

При компоновке сварного двутаврового сечения необходимо обеспечить местную устойчивость полок и стенки колонны. Предельные отношения свеса полки и расчетной высоты стенки к их толщинам соответственно определяют по формулам:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}; \quad (56)$$

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq (1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2) \sqrt{E/R_y} \quad \text{при } \bar{\lambda} < 2,0;$$

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq (1,2 + 0,35\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{E/R_y}, \text{ но не более } 2,3 \cdot \sqrt{E/R_y} \quad \text{при } \bar{\lambda} \geq 2,0, \quad (57)$$

где $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$ – условная гибкость колонны.

При известной площади и габаритах сечения с учетом требований местной устойчивости назначают толщины листов для составных сечений. Для полок сварных двутавровых колонн применяют листы толщиной 8...40 мм, а для стенки 6...16 мм.

4 При необходимости корректируют расчетное сопротивление стали в зависимости от принятой толщины полок и затем проверяют устойчивость колонны.

После компоновки сечения колонны определяют его геометрические характеристики и делают проверку устойчивости колонны в плоскости наибольшей гибкости по формуле

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (58)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по прил. 7 в зависимости от λ_{\max} (максимальное значение из $\lambda_x = l_{ef,x}/i_x$ и $\lambda_y = l_{ef,y}/i_y$).

Если это условие не выполнено или имеется значительное недонапряжение (для прокатных профилей больше 5 %, для составных сварных сечений больше 2 %), то необходимо внести корректировку в принятые размеры сечения и вновь проверить устойчивость колонны по формуле (58). При недонапряжении колонн с прокатными сечениями берут следующий по сортаменту номер с меньшей площадью, у составных сечений последовательно уменьшают ширину полок по 1 см и делают проверку устойчивости.

При $h_{ef}/t_w \geq 2,3 \cdot \sqrt{E/R_y}$ стенку колонны следует укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5 \dots 3)h_{ef}$ одно от другого, но не менее двух на каждом отправочном эле-

менте, здесь h_{ef} – расчетная высота стенки. Размеры ребер определяют так же, как в составных балках (см. п. 1.4.5).

2.2.2 Сквозные колонны

Расчет стержня сквозной колонны можно разделить на следующие этапы:

- 1 Определение расчетной продольной силы (см. п. 2.2.1).
- 2 Определение расчетной схемы колонны (см. п. 2.2.1).
- 3 Расчет сечения колонны относительно материальной оси (ось xx на рис. 31). Выбирают сталь и, задавшись гибкостью колонны λ (гибкость колонны можно принять равной $\lambda = 80 \dots 50$ при нагрузке до 2000 кН и $\lambda = 60 \dots 40$ при нагрузке более 2000 кН), определяют требуемую площадь сечения колонны

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c},$$

где φ – коэффициент продольного изгиба (определяется по прил. 7), в зависимости от гибкости колонны и расчетного сопротивления стали.

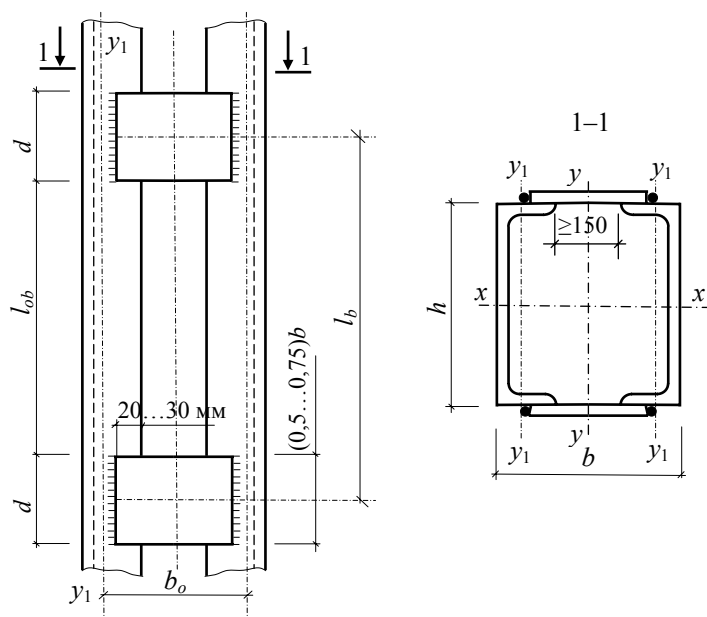


Рис. 31 К расчету стержня сквозной колонны

По сортаменту прокатных профилей подбирают сечение ветвей A_b так, чтобы их суммарная площадь была не меньше требуемой площади сечения A_{req} колонны. Затем проверяют устойчивость колонны относительно материальной оси по формуле (58). Если устойчивость не обеспечена или получен большой запас, то изменяют номер профиля и вновь делают проверку.

4 Назначение расстояния между ветвями. Расстояние между ветвями колонны назначают так, чтобы обеспечить равноустойчивость колонны относительно материальной и свободной осей, т.е. гибкость относительно материальной оси λ_x и приведенная гибкость λ_{ef} относительно свободной оси должны быть равны. Для этого приближенно определяют требуемую гибкость относительно свободной оси:

- для колонн на планках $\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_b^2}$;
- при раскосной решетке $\lambda_y = \lambda_x$,

где $\lambda_b = 25 \dots 40$ – гибкость ветви относительно своей оси (ось y_1y_1 на рис. 31).

Гибкости λ_y соответствует радиус инерции $i_y = l_{ef,y} / \lambda_y$. Расстояние между ветвями b можно определить по формуле $b \cong i_y / \alpha_2$. Конструктивно расстояние b должно быть таким, чтобы обеспечить зазор между внутренними кромками ветвей не менее 100...150 мм.

5 Конструирование и расчет соединительных элементов. Расстояние между планками определяется принятой гибкостью ветви $l_{ob} = i_b \lambda_b$.

При раскосной решетке расстояние между узлами решетки можно найти по этой же формуле, задавшись гибкостью ветви (не более 80 и не более приведенной гибкости колонны). Следует также помнить, что желательно обеспечить оптимальный угол наклона раскосов $\alpha = 45 \dots 55^\circ$.

Расчет элементов решетки производится с учетом условной поперечной силы, которую можно определить по формуле (59) или приближенно по табл. 11.

11 Условные поперечные силы

Расчетное сопротивление стали $R_y, \text{кН/см}^2$	21	26	29	38	44	53
$Q_{fic}, \text{кН}$	0,2 <i>A</i>	0,3 <i>A</i>	0,4 <i>A</i>	0,5 <i>A</i>	0,6 <i>A</i>	0,7 <i>A</i>

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}. \quad (59)$$

Расчет планок состоит в проверке их сечения и расчете прикрепления их к ветвям колонны. Планки работают на срез и изгиб. Высоту планки d на стадии компоновки принимают в пределах $(0,5 \dots 0,75) b$, где b – ширина колонны, а толщину $t_{pl} = 6 \dots 10$ мм. Поперечную силу и наибольший изгибающий момент, в месте прикрепления планки (в сварном шве), определяют по формулам:

$$T = \frac{Q_{fic} l_b}{2b_o}; \quad M = \frac{Q_{fic} l_b}{4}, \quad (60)$$

где $l_b = l_{ob} + d$; $b_o = b - 2z_o$ – расстояние между осями ветвей (рис. 31).

Прочность планки на изгиб проверяют по формуле

$$\frac{6M}{t_{pl} d^2 R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (61)$$

Обычно толщину планки принимают равной катету прикрепляющего шва. Не следует принимать толщину планки менее 6 мм. Планки заводят на ветви 20...30 мм и приваривают угловыми швами (рис. 31).

Расчет сварных швов, прикрепляющих планки, выполняется по равнодействующим напряжениям от изгиба и сдвига:

$$\sigma = \sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad \tau_w = \frac{T}{\beta_f k_f l_w}; \quad \sigma_w = \frac{6M}{\beta_f k_f l_w^2}. \quad (62)$$

Раскосную решетку сквозных колонн обычно выполняют из равнополочных уголков (не менее 40×5 мм). Усилие в раскосе определяют по формуле

$$N_d = \frac{Q_{fic}}{n \sin \alpha}, \quad (63)$$

где n – количество раскосов, участвующих в восприятии поперечной силы; α – угол между раскосом и поясом.

Устойчивость раскоса проверяют по формуле

$$\frac{N_d}{\varphi_{\min} A_d R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (64)$$

где A_d – площадь сечения раскоса; φ_{\min} – коэффициент продольного изгиба, определяемый по прил. 7 в зависимости от гибкости раскоса (при определении гибкости одиночного уголка его расчетную длину следует делить на минимальный радиус инерции).

6 Проверка устойчивости колонны относительно свободной оси.

Проверка устойчивости центрально сжатой колонны производится по формуле (58). Коэффициент продольного изгиба φ определяется в зависимости от приведенной гибкости λ_{ef} сквозной колонны на планках, определяемой по формулам:

$$\text{при } \frac{I_{pl}l_b}{I_b b_0} < 5 \quad \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_b^2(1+n)};$$

$$\text{а при } \frac{I_{pl}l_b}{I_b b_0} \geq 5 \quad \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_b^2}, \quad (65)$$

где $\lambda_b = \frac{l_{ob}}{i_b}$ – гибкость ветви относительно оси y_1y_1 (рис. 31); $n = \frac{I_b b_0}{I_{pl}l_b}$ – отношение погонной жесткости ветви к погонной жесткости одной планки, здесь I_b момент инерции ветви относительно оси y_1 , $I_{pl} = t_{pl}d^3 / 12$.

При раскосной решетке приведенную гибкость сквозных колонн определяют по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + k \frac{A}{A_d}}, \quad (66)$$

где $k = \frac{\pi^2}{\sin^2 \alpha \cos \alpha}$, α – угол наклона раскоса к ветви.

Если устойчивость колонны относительно свободной оси не обеспечена, то увеличивают расстояние между ветвями. Если условие (58) выполняется с большим запасом, то расстояние b можно уменьшить, но так, чтобы обеспечить зазор между внутренними кромками ветвей 100...150 мм.

Пример 14. Требуется подобрать сечение сплошной центрально сжатой колонны. Закрепление колонны – шарнирное снизу и сверху. На колонну сверху опираются главные балки, входящие в состав балочной клетки, рассмотренной в примерах 1, 2, 5, 6, 9. Отметка верха настила – 8,0 м. Расчет ведем в последовательности, изложенной в п. 2.2.1.

1 На колонну нагрузка передается с двух главных балок. Продольную сжимающую силу определяют по формуле (50), но так как расчет главной балки произведен в примере 5 и нагрузка, передающаяся на колонну (опорная реакция главной балки) получена, то продольную силу определяем по формуле

$$N = 2Q_{\max} = 2 \cdot 1625 = 3250 \text{ кН},$$

где Q_{\max} – максимальная поперечная сила в главной балке (см. пример 5).

2 Расчетная схема колонны представлена на рис. 30, а. По прил. 5 $\mu_x = \mu_y = 1$. Расстояние между точками закрепления (отметками низа главной балки и обреза фундамента) определим по формуле (52) $l_x = l_y = H_{\text{о.в.н.}} - H_{\text{кон}} - a + h_3 = 8000 - 2007 - 20 + 900 = 6873 \text{ мм}$, здесь $H_{\text{кон}} = 1700 + 300 + 7 = 2007 \text{ мм}$; $h_3 = 900 \text{ мм}$ – размер колонны ниже отметки пола.

Расчетные длины колонн определим по формулам (51)

$$l_{ef,x} = \mu_x l_x = 1 \cdot 687,3 = 687,3 \text{ см}; \quad l_{ef,y} = \mu_y l_y = 1 \cdot 687,3 = 687,3 \text{ см}.$$

3 Колонна относится к третьей группе конструкций по назначению [4, табл. 50] и для нее с учетом климатического района строительства можно использовать сталь С235 с $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ при толщине листового проката до 20 мм. Задаемся гибкостью колонны $\lambda = 70$ ($N > 3000 \text{ кН}$), $\varphi = 0,76$ (прил. 7). Требуемую площадь сечения колонны определяем по формуле

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{3250}{0,76 \cdot 23 \cdot 1} = 185,9 \text{ см}^2.$$

Компонуем сварное двутавровое сечение колонны (рис. 32). Габариты сечения колонны определим по формуле (55)

$$h \approx b = i_y / \alpha_2 = 9,82 / 0,24 = 40,9 \text{ см},$$

где $i_y = l_{ef,y} / \lambda = 687,3 / 70 = 9,82 \text{ см}$; $\alpha_2 = 0,24$ (прил. 8).

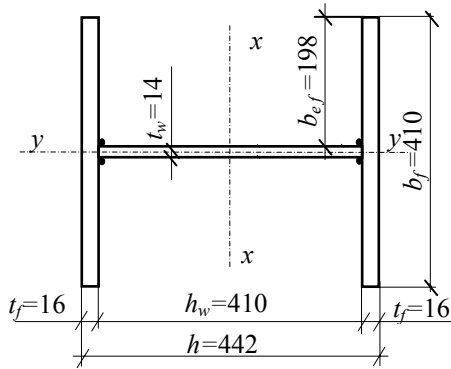


Рис. 32 Сечение колонны, к примеру 14

Принимаем стенку из листа 410×14 мм, а пояса – 410×16 мм.

Площадь сечения колонны $A = 1,4 \cdot 41 + 2 \cdot 1,6 \cdot 41 = 188,6 \text{ см}^2 > A_{req}$.

Определим геометрические характеристики сечения (рис. 32):

$h = 410 + 2 \cdot 16 = 442 \text{ мм}$, $b_f = 410 \text{ мм}$, $b_{ef} = (410 - 14) / 2 = 198 \text{ мм}$,

$$I_y = \frac{2 \cdot 1,6 \cdot 41^3}{12} + \frac{41 \cdot 1,4^3}{12} = 18388,4 \text{ см}^4, \quad i_y = \sqrt{\frac{18388,4}{188,6}} = 9,9 \text{ см},$$

$$\lambda_y = \lambda_{max} = \frac{687,3}{9,9} = 69, \quad \bar{\lambda} = 69 \cdot \sqrt{23 / 20 \cdot 600} = 2,31 > 2.$$

Проверим местную устойчивость поясов и стенки колонны по формулам (56) и (57):

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{19,8}{1,6} = 12,4 < (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,1 \cdot 2,31) \cdot \sqrt{\frac{20 \cdot 600}{23}} = 17,7;$$

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{41}{1,4} = 29,3 < (1,2 + 0,35\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (1,2 + 0,35 \cdot 2,31) \cdot \sqrt{\frac{20 \cdot 600}{23}} =$$

$$= 60,15 < 2,3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 68,8.$$

Местная устойчивость элементов сечения колонны обеспечена.

4 Проверим устойчивость колонны по формуле (58)

$$\frac{N}{\varphi_{min} A R_y \gamma_c} = \frac{3250}{0,767 \cdot 188,6 \cdot 23 \cdot 1} = 0,98 < 1,$$

где $\varphi_{min} = 0,767$ (прил. 7) по $\lambda_{max} = \lambda_y = 69$.

Устойчивость колонны обеспечена. Недонапряжение сечения колонны не более 2 %.

Пример 15. Требуется подобрать сечение сквозной центрально-сжатой колонны. Закрепление колонны – шарнирное снизу и сверху. Нагрузка от вышележащих конструкций $N = 1800 \text{ кН}$. Конструктивная высота перекрытия $H_{кон} = 1800 \text{ мм}$. Отметка верха настила – +8,0 м.

Расчет ведем в последовательности, изложенной в п. 2.2.2.

1 $N = 1800 \text{ кН}$.

2 Расчетная схема колонны представлена на рис. 30, а.

$$l_x = l_y = H_{о.в.н} - H_{кон} - a + h_3 = 8000 - 1800 - 20 + 600 = 6780 \text{ мм};$$

$$l_{ef,x} = \mu_x l_x = 678 \text{ см}; \quad l_{ef,y} = \mu_y l_y = 678 \text{ см},$$

где $h_3 = 600 \text{ мм}$ – размер колонны ниже отметки пола.

3 Для колонны применяем сталь С235 с $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ при толщине фасонного проката до 20 мм. Задаемся гибкостью колонны $\lambda = 50$ ($N < 2000 \text{ кН}$). По прил. 7 – $\varphi = 0,856$. Требуемую площадь сечения колонны определяем по формуле:

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{1800}{0,856 \cdot 23 \cdot 1} = 91,4 \text{ см}^2, \quad A_{b,req} = \frac{A_{req}}{2} = \frac{91,4}{2} = 45,7 \text{ см}^2.$$

По сортаменту (табл. П9.4) принимаем сечение ветвей из швеллеров №33 ГОСТ 8240–93 с $A = 46,5 \text{ см}^2$; $h = 330 \text{ мм}$; $b = 105 \text{ мм}$;

$z_0 = 25,9 \text{ мм}$; $I_x = 7980 \text{ см}^4$; $I_y = 410 \text{ см}^4$; $i_x = 13,1 \text{ см}$; $i_y = 2,97 \text{ см}$.

Площадь сечения колонны $A = 2 \cdot 46,5 = 93 \text{ см}^2 > A_{req}$.

Определим гибкость колонны и проверим ее устойчивость относительно материальной оси (ось xx на рис. 33) по формуле (58):

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{678}{13,1} = 52;$$

$$\frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{1800}{0,847 \cdot 93 \cdot 23 \cdot 1} = 0,99 < 1,$$

где $\varphi_x = 0,847$ (прил. 7).

Устойчивость колонны обеспечена. Недонапряжение сечения колонны составляет 1 %.

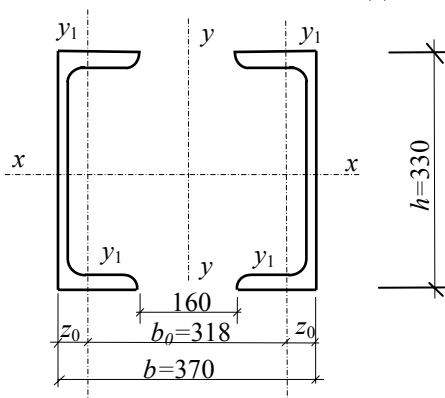


Рис. 33 Сечение сквозной колонны, к примеру 15

4 Соединение ветвей осуществляем на планках. Зададимся гибкостью ветви $\lambda_b = 30$. Необходимо иметь в виду, что $\lambda_b < \lambda_y$, в противном случае возможна потеря несущей способности ветви ранее потери устойчивости колонны в целом. Определим расстояние между ветвями:

$$\lambda_{y,req} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_b^2} = \sqrt{52^2 - 30^2} = 42,5;$$

$$i_{y,req} = l_{ef,y} / \lambda_{y,req} = 678 / 42,5 = 15,95 \text{ см};$$

$$b_{req} = i_{y,req} / \alpha_2 = 15,95 / 0,44 = 36,25 \text{ см}$$

где $\alpha_2 = 0,44$ (прил. 8).

Принимаем $b = 37 \text{ см}$. Проверим наличие зазора между внутренними гранями ветвей $370 - 2 \cdot 105 = 160 > 150 \text{ мм}$ (рис. 33).

5 Определим расстояние между планками

$$l_{ob} = i_b \lambda_b = 2,97 \cdot 30 = 89,1 \text{ см}.$$

Принимаем $l_{ob} = 90 \text{ см}$. Высоту планки d назначим в пределах $(0,5 \dots 0,75)b = 18,5 \dots 27,75 \text{ см}$. Принимаем $d = 25 \text{ см}$, тогда расстояние между осями планок (рис. 34) $l_b = l_{ob} + d = 90 + 25 = 115 \text{ см}$.

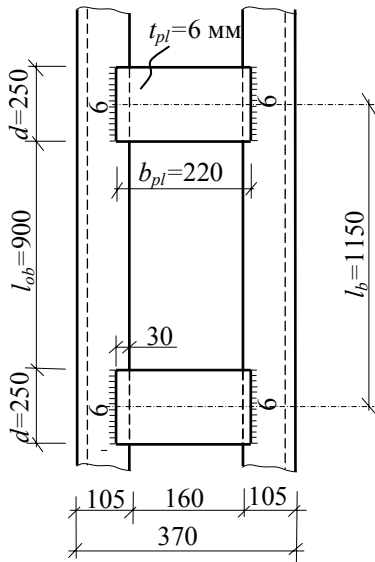


Рис. 34 Расположение планок сквозной колонны, к примеру 15

Условную поперечную силу определим по формуле (59):

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{20600}{23} \right) \frac{1800}{0,847} = 21,8 \text{ кН}.$$

Поперечную силу и изгибающий момент в планке определим по формулам (60):

$$T = \frac{Q_{fic} l_b}{2b_0} = \frac{21,8 \cdot 115}{2 \cdot 31,8} = 39,4 \text{ кН}; \quad M = \frac{Q_{fic} l_b}{4} = \frac{21,8 \cdot 115}{4} = 626,8 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где $b_0 = b - 2z_0 = 370 - 2 \cdot 25,9 = 318 \text{ мм}$.

Принимаем $t_{pl} = 6 \text{ мм}$.

Проверим прочность планки на изгиб:

$$\frac{6M}{t_{pl} d^2 R_y \gamma_c} = \frac{6 \cdot 626,8}{0,6 \cdot 25^2 \cdot 23 \cdot 1} = 0,44 < 1.$$

Планки привариваем электродами типа Э42 (табл. П4.1) к ветвям колонны угловыми швами с расчетным сопротивлением металла шва $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$ (табл. П4.2). Зададимся катетом сварного шва равным толщине планки — $k_f = t_{pl} = 6 \text{ мм}$ и проверим прочность сварных швов по формулам (62):

$$\tau_w = \frac{T}{\beta_f k_f l_w} = \frac{39,4}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 24} = 3,9 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_w = \frac{6M}{\beta_f k_f l_w^2} = \frac{6 \cdot 626,8}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 24^2} = 15,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma = \sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} = \sqrt{3,9^2 + 15,5^2} = 16 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18 \cdot 1 \cdot 1 = 18 \text{ кН/см}^2,$$

где $l_w = d - 1 = 25 - 1 = 24 \text{ см} < 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,6 = 435,7 \text{ см}$, $\beta_f = 0,7$ (табл. П4.4).

Прочность сварных швов обеспечена.

6 Определим приведенную гибкость колонны и проверим ее устойчивость относительно свободной оси по формуле (58).

При $\frac{I_{pl} l_b}{I_b b_0} = \frac{691,2 \cdot 115}{410 \cdot 31,8} = 6,1 > 5$ приведенную гибкость определим по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_b^2} = \sqrt{42^2 + 30,3^2} = 52,$$

где $I_{pl} = \frac{t_{pl} d^3}{12} = \frac{0,6 \cdot 25^3}{12} = 691,2 \text{ см}^4$; $I_b = 410 \text{ см}^4$ — момент инерции ветви относительно оси $y_1 y_1$;

$\lambda_b = \frac{l_{ob}}{i_b} = \frac{90}{2,97} = 30,3$ — гибкость ветви, здесь $i_b = 2,97 \text{ см}$ — радиус инерции ветви относительно оси $y_1 y_1$;

$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{24 \cdot 331 / 93} = 16,2 \text{ см}$; $\lambda_y = l_{ef,y} / i_y = 678 / 16,2 = 29,03$, здесь $I_y = 2 \cdot (410 + 46,5 \cdot (31,8 / 2)^2) = 24 \cdot 331 \text{ см}^4$ — момент инерции сечения колонны относительно оси yy .

Так как $\lambda_{ef} = \lambda_x$ устойчивость колонны относительно свободной оси обеспечена.

2.3 Оголовки колонн

Оголовки служат для передачи на стержень колонны нагрузки от опирающихся на них конструкций. Сопряжение балок с колоннами, поддерживающими балочные клетки, обычно бывает шарнирным с опиранием главных балок на колонну сверху или сбоку.

Когда количество шагов балок настила нечетно и балка настила попадает на ось колонны, рационально колонну доводить до уровня верхнего пояса главной балки, а главную балку примыкать к колонне сбоку (рис. 35). Опорная реакция балки передается с ее опорного ребра на столик, приваренный к полкам колонны. Толщину опорного столика принимают на 20...40 мм больше толщины опорного ребра, а его верхнюю кромку и торец ребра пристрагивают. Прочность сварных швов, прикрепляющих столик к колонне проверяем по формуле:

$$\frac{1,3N}{k_f l_w (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} \leq 1.$$

Коэффициент 1,3 учитывает возможную непараллельность торцов опорного ребра и столика, что приводит к неравномерному распределению усилий между вертикальными швами. Для предотвращения зависания балки на болтах диаметр отверстий принимают на 3...4 мм больше диаметра болтов.

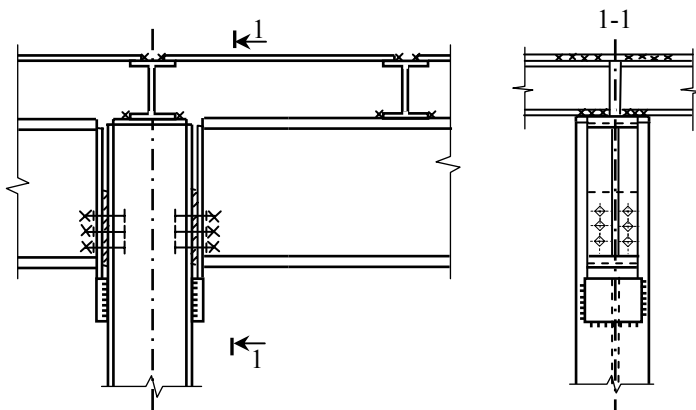


Рис. 35 Оголовок сплошной колонны при опирании главной балки на колонну сверху

Наиболее характерные и часто встречаемые решения оголовков колонн при опирании на них балок сверху и передачи нагрузки через опорное ребро, вынесенное на торец главных балок, показаны на рис. 36. В указанных случаях вертикальная сила, равная сумме опорных реакций балок, передается через строганные торцы опорных ребер балок, через опорную плиту на ребра колонны и далее через сварные швы распределяется на стержень колонны. Толщину опорной плиты принимают конструктивно в пределах 20...25 мм, а размеры в плане назначают такими, чтобы плита выходила за контур сечения колонны на 15...20 мм.

Опорную плиту, обычно строганую, устанавливают на фрезерованный торец стержня колонны и приваривают угловыми швами с минимальным катетом. Балки скрепляются с опорной плитой монтажными болтами, фиксирующими проектное положение балок. Если имеются затруднения по плотной пригонке ребер оголовка к плите, то необходимо проверить горизонтальные сварные швы, прикрепляющие торцы ребер к плите

$$\sum l_w \geq \frac{N}{k_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c}, \quad (67)$$

где N – опорное давление на оголовок колонны.

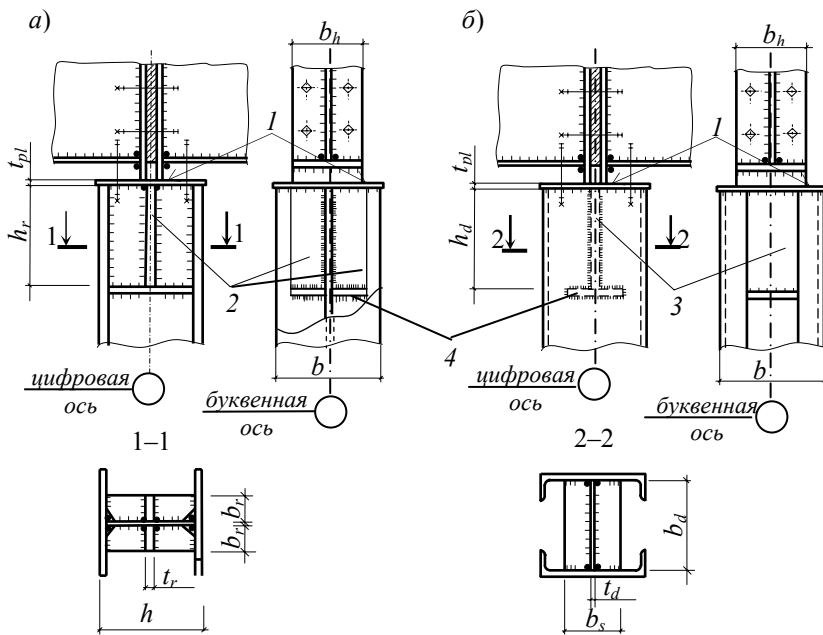


Рис. 36 Оголовки сплошных (а) и сквозных (б) колонн:

1 – опорная плита; 2 – опорное ребро; 3 – диафрагма; 4 – окаймляющее ребро

По длине сварных швов можно найти ширину опорного ребра, которая должна быть не менее ширины опорного ребра балки. Для оголовка сплошной колонны (рис. 36, а) $b_r \geq (\sum l_w)/4 + 1$ см и $b_r \geq b_h/2 + t_{pl} - t_w/2$, здесь t_w – толщина стенки колонны.

Толщину ребер оголовка определяют из условия сопротивления на смятие опорным давлением

$$t_r = \frac{N}{l_{ef} R_p \gamma_c}, \quad (68)$$

где l_{ef} – длина сминаемой поверхности, равная ширине опорного ребра балки плюс две толщины опорной плиты оголовка колонны.

Толщину ребра обычно назначают в пределах 14...36 мм, но не менее $1/(0,5\sqrt{E/R_y})$ его ширины.

Длину ребер оголовка назначают из условия размещения сварных швов, передающих нагрузку на стержень колонны (расчетная длина сварных швов должна быть не более $85\beta_f k_f$):

$$h_r = \frac{N}{nk_f(\beta R_w \gamma_w) \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (69)$$

где n – количество сварных швов, прикрепляющих ребра к стержню колонны.

Назначив толщину и длину ребра оголовка, его следует проверить на срез:

$$\frac{N}{n_s t_r h_r} \leq R_s \gamma_c, \quad (70)$$

где n_s – количество срезов ребра оголовка.

При тонких стенках стержня колонны их надо также проверить на срез по граням крепления ребер оголовка

$$\frac{N}{n_s t_w h_r} \leq R_s \gamma_c. \quad (71)$$

Если условие не выполняется, можно в пределах высоты оголовка сделать стенку более толстой. Для придания жесткости ребрам оголовка низ ребер оголовка обрамляют горизонтальными ребрами, размеры которых принимают конструктивно (рис. 36).

Другие конструктивные решения оголовков колонн показаны в [3]. Оголовки колонн с внутренними опорными ребрами балок, расположенными над полками сплошных колонн [1, рис. 8.22] или над ветвя-

ми сквозных колонн, конструируются и рассчитываются аналогично рассмотренным, только роль ребер оголовка выполняют полки колонн или стенки ветвей.

Пример 16. Рассчитать и сконструировать оголовок сплошной колонны по данным примера 14. Расчетная нагрузка на оголовок колонны $N = 3250$ кН. Конструктивное решение оголовка дано на рис. 37.

Строганную опорную плиту толщиной $t_{pl} = 25$ мм привариваем к фрезерованному торцу стержня колонны угловыми швами с катетом $k_f = k_{f\min} = 7$ мм (табл. П4.5). Размеры плиты в плане 440×480 мм. Ширину опорных ребер принимаем не менее

$$b_h / 2 + t_{pl} - t_w / 2 = 250 / 2 + 25 - 14 / 2 = 143 \text{ мм} .$$

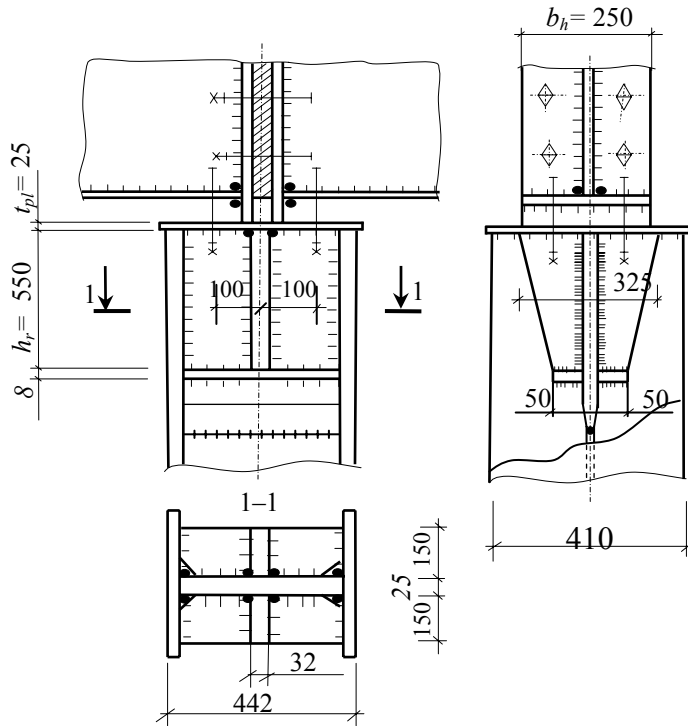


Рис. 37 Оголовок сплошной колонны, к примеру 16

Ребра и плиту проектируем из той стали, что и стержень колонны С235 с $R_p = R_u = 35$ кН/см² (прил. 1). Расчетная длина сминаемой поверхности ребер равна

$$l_{ef} = b_h + 2t_{pl} = 250 + 2 \cdot 25 = 300 \text{ мм} .$$

Толщину ребер оголовка определим по формуле (70):

$$t_r = \frac{N}{l_{ef} R_p \gamma_c} = \frac{3250}{30 \cdot 35 \cdot 1} = 3,2 \text{ см} .$$

Принимаем ребро из полосы по ГОСТ 103–76* (табл. П9.8) сечением 32×150 мм ($t_r = 32$ мм $>$ $b_r / (0,5 \sqrt{E / R_y}) = 150 / (0,5 \cdot \sqrt{20 \cdot 600 / 23}) = 10$ мм).

Ребра привариваем к стенке колонны угловыми швами электродами типа Э42 (табл. П4.1) с расчетным сопротивлением металла шва $R_{wf} = 18$ кН/см² (табл. П4.2). $(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = 12,6$ кН/см² (пример 9).

Зададимся катетом сварного шва (табл. П4.5):

$$k_{f\min} = 8 \text{ мм} < k_f = 12 \text{ мм} < k_{f,\max} = 1,2 t_w = 1,2 \cdot 14 = 16 \text{ мм}$$

и определим высоту ребер оголовка по формуле (69):

$$h_r = \frac{N}{nk_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{3250}{4 \cdot 1,2 \cdot 12,6 \cdot 1} + 1 = 53,7 + 1 \approx 55 \text{ см} .$$

Проверим ограничения по длине фланговых швов

$$l_w = 53,7 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,2 = 71,4 \text{ см} .$$

Ограничения выполнены.

По формулам (70) и (71) проверим прочность ребра и стенки колонны:

$$\frac{N}{n_s t_r h_r} = \frac{3250}{2 \cdot 3,2 \cdot 55} = 9,23 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 12,5 \text{ кН/см}^2 ;$$

$$\frac{N}{n_s t_w h_r} = \frac{3250}{2 \cdot 1,4 \cdot 55} = 21,1 \text{ кН/см}^2 > R_s \gamma_c = 13,5 \text{ кН/см}^2 ,$$

где $R_s = 13,5 \text{ кН/см}^2$ и $12,5 \text{ кН/см}^2$, соответственно при толщине листового проката до 20 мм и более 20 мм.

Прочность стенки колонны не обеспечена. Увеличиваем толщину стенки колонны в пределах высоты оголовка $t_w = 25 \text{ мм}$.

$$\frac{N}{n_s t_w h_r} = \frac{3250}{2 \cdot 2,5 \cdot 55} = 11,8 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 12,5 \text{ кН/см}^2 .$$

Заданный оголовок удовлетворяет условиям прочности.

Пример 17. Рассчитать и сконструировать оголовок сквозной колонны по данным примера 15. Расчетная нагрузка на оголовок колонны $N = 1800 \text{ кН}$. Ширина торцевого ребра балки через которое передается нагрузка $b_h = 200$. Конструктивное решение оголовка дано на рис. 38.

Строганную опорную плиту толщиной $t_{pl} = 25 \text{ мм}$ привариваем к фрезерованному торцу стержня колонны угловыми швами с катетом $k_f = k_{f, \min} = 8 \text{ мм}$ (табл. П4.5). Размеры плиты в плане $400 \times 360 \text{ мм}$. Ширина опорной диафрагмы оголовка равна расстоянию между внутренними гранями стенок двутавров $b_d = b - 2t_w = 370 - 2 \cdot 7 = 356 \text{ мм}$. С учетом зазоров, необходимых для установки диафрагмы (1...2 мм), принимаем $b_d = 355 \text{ мм}$.

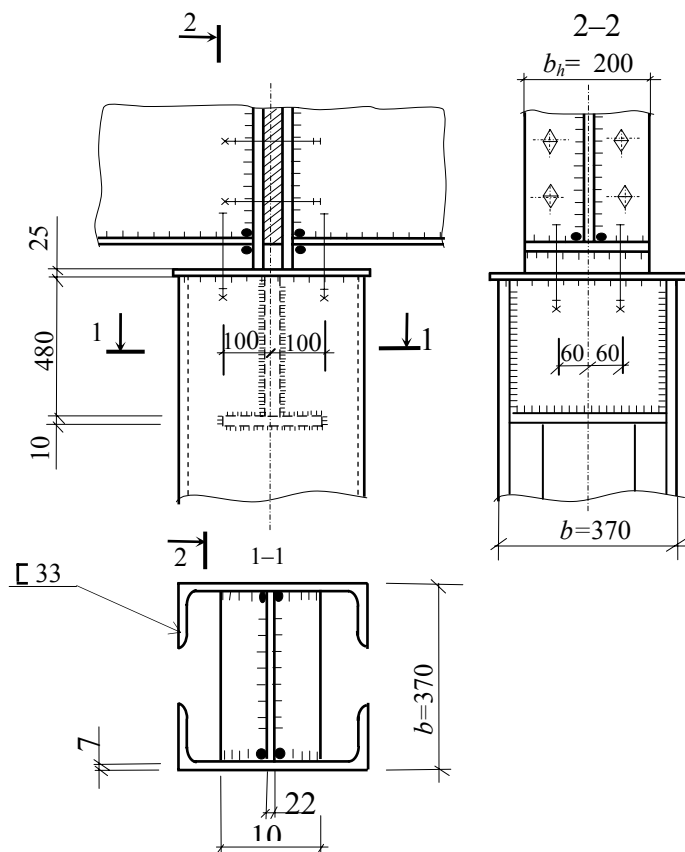


Рис. 38 Оголовок сквозной колонны, к примеру 17

Опорную диафрагму и плиту проектируем из стали С235 с $R_p = 35$ кН/см². Расчетная длина сминаемой поверхности диафрагмы равна

$$l_{ef} = b_h + 2t_{pl} = 200 + 2 \cdot 25 = 250 \text{ мм}.$$

Толщину диафрагмы определяют по формуле (68)

$$t_d = \frac{N}{l_{ef} R_p \gamma_c} = \frac{1800}{25 \cdot 35 \cdot 1} = 2,06 \text{ см}.$$

Принимаем диафрагму сечением 22×355 мм

$$t_d = 22 \text{ мм} > b_d / (0,5 \sqrt{E / R_y}) = 362 / (0,5 \cdot \sqrt{20600 / 23}) = 12,1 \text{ мм}.$$

Для сварки используем электроды типа Э42 (табл. П4.1). Расчет проводим по металлу шва. $(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = 12,6$ кН/см² (пример 9).

Зададимся катетом сварного шва (табл. П4.5):

$$k_{f, \min} = 7 \text{ мм} < k_f = 8 \text{ мм} < k_{f, \max} = 1,2 t_w = 1,2 \cdot 7 = 8,4 \text{ мм}$$

и определим высоту диафрагмы по формуле (69)

$$h_d = \frac{N}{n k_f (\beta R_w \gamma_w) \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{1800}{4 \cdot 0,8 \cdot 12,6 \cdot 1} + 1 = 44,6 + 1 = 45,6 \text{ см}.$$

Принимаем $h_d = 48$ см. Проверим ограничения по длине фланговых швов

$$l_w = 47 \text{ см} < 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,8 = 47,6 \text{ см}.$$

Ограничения выполнены.

По формулам (70) и (71) проверим прочность диафрагмы и стенки колонны на срез:

$$\frac{N}{n_s t_d h_d} = \frac{1800}{2 \cdot 2,2 \cdot 48} = 8,5 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 12,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\frac{N}{n_s t_w h_d} = \frac{1800}{4 \cdot 0,7 \cdot 48} = 13,4 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,5 \text{ кН/см}^2,$$

где $R_s = 13,5$ кН/см² и $12,5$ кН/см², соответственно при толщине проката до 20 мм включительно и более 20 мм.

Заданный оголовок удовлетворяет условиям прочности.

2.4 Базы колонн

Базой называют опорную часть колонны, передающую усилия с стержня колонны на фундамент. Конструктивное решение базы зависит от типа и высоты сечения колонны, условий закрепления ее в фундаменте и принятого метода монтажа колонн.

В центрально-сжатых колоннах наиболее часто применяют базы, обеспечивающие шарнирное закрепление нижнего конца колонны (рис. 39, а – в, д – з). При жестком закреплении на фундаменте базы выполняют так, как показано на рис. 39, з, и. По конструктивному решению базы могут быть без траверс (рис. 39, а), с траверсами в виде швеллера (рис. 39, з) или листа (рис. 39, б, д – и), с треугольными ребрами (рис. 39, в). Простейшая база состоит из опорной плиты, приваренной к фрезерованному торцу стержня (рис. 39, а).

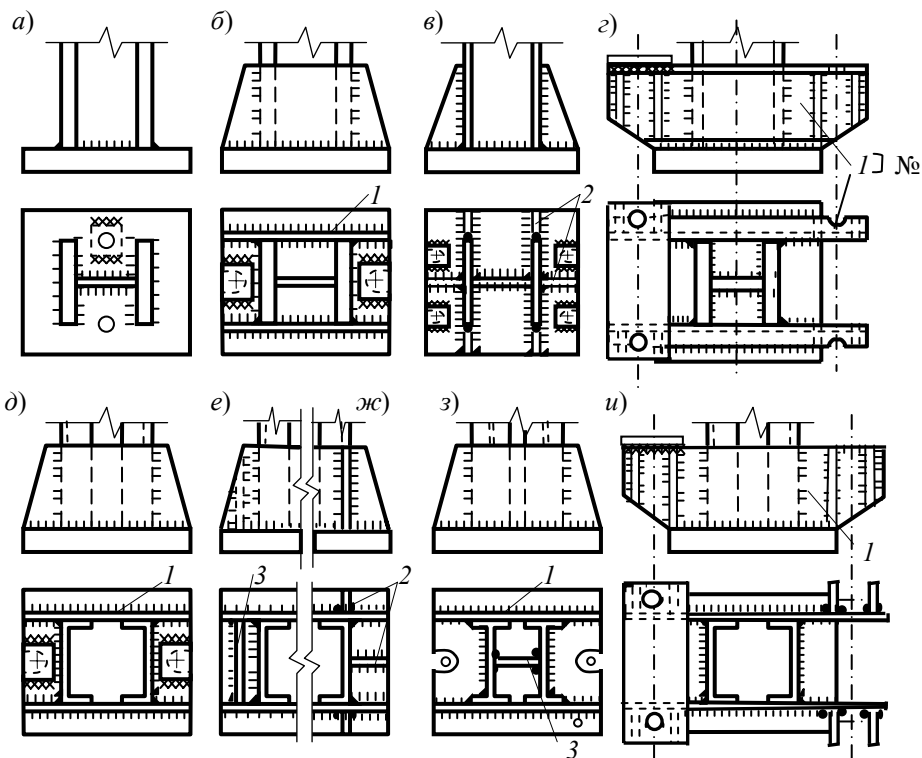


Рис. 39 Базы колонн:
 1 – траверса; 2 – ребро; 3 – диафрагма

При больших нагрузках толщина опорной плиты получается значительной. Для уменьшения толщины опорной плиты приходится вводить дополнительные элементы базы – траверсы, диафрагмы и ребра, которые служат для более равномерной передачи усилия от стержня колонны на плиту и увеличивают несущую способность плиты при ее работе на изгиб от реактивного давления фундамента.

Для центрально-сжатых колонн напряжения под всей опорной плитой принимают условно равномерно распределенными. Площадь опорной плиты определяют из условия прочности фундамента по формуле

$$A_{pl} = \frac{N}{\psi R_{b,loc}}, \quad (72)$$

где N – расчетное усилие в колонне на уровне базы; $\psi = 1$ – при равномерном распределении напряжений под опорной плитой; $R_{b,loc} = \alpha \phi_b R_b$ – расчетное сопротивление бетона смятию, здесь $\alpha = 1$ для бетона класса не выше В25, $\phi_b = \sqrt[3]{A_f / A_{pl}} \leq 2,5$ (A_f – площадь верхнего обреза фундамента) при предварительном определении площади плиты можно принять $\phi_b = 1,2$; R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию по табл.12.

12 Расчетные сопротивления тяжелого бетона осевому сжатию

Класс бетона по прочности на сжатие	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25
Расчетные сопротивления	0,45	0,6	0,75	0,85	1,15	1,45

ния бетона сжатию R_b ,						
кН/см ²						

Размеры плиты с требуемой площадью назначают в зависимости от типа базы. В базах центрально-сжатых колонн без траверс принимают квадратную плиту или прямоугольную с пропорциональным контуру колонны соотношением сторон. В базах с траверсами плита может получиться вытянутой в направлении траверс. Задавшись конструктивно одним из размеров плиты (обычно шириной B), находят другой.

$$B = h_k + 2t_{tr} + 2c; \quad L = A_{pl} / B, \quad (73)$$

где $h_k = a_1$ – один из размеров колонны (рис. 40); t_{tr} – толщина траверсы (10...16 мм); c – вылет консоли плиты (обычно 40...100 мм).

Определив размеры плиты и уточнив $R_{b,loc}$ (размеры верхнего обреза фундамента принимают на 200...300 мм больше размеров плиты), проверяют прочность бетона фундамента:

$$\sigma_f = \frac{N}{A_{pl}} \leq \psi R_{b,loc}. \quad (74)$$

Расчет баз с траверсами. Толщина опорной плиты базы определяется ее работой на изгиб как пластинки, опертой на торец колонны, траверсы, ребра и нагруженной равномерно распределенным давлением бетона фундамента σ_f . В соответствии с конструкцией базы плита может иметь участки, опертые по четырем, трем, двум сторонам (кантам), и консольные участки (рис. 40).

На каждом участке максимальный изгибающий момент, действующий на полосе единичной ширины, можно определить по формулам:

– участок 1 (рис. 40) – консольный

$$M_1 = \frac{q_f c^2}{2}; \quad (75)$$

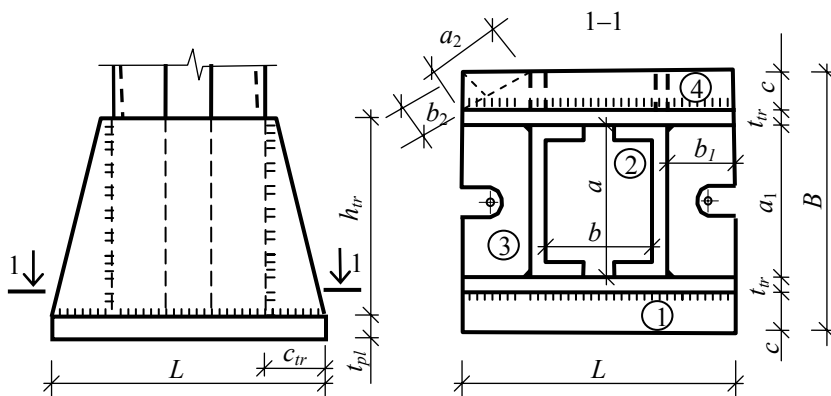


Рис. 40 К определению толщины плиты

– участок 2 (рис. 40) – опертый на четыре канта

$$M_2 = \alpha q_f a^2, \quad (76)$$

где α – коэффициент, определяемый по табл. 13 в зависимости от соотношения сторон пластины b/a , здесь a – меньшая из сторон пластины;

– участок 3 (рис. 40) – опертый на три канта

$$M_3 = \beta q_f a_1^2, \quad (77)$$

где β – коэффициент, определяемый по табл. 14 в зависимости от отношения закрепленной стороны пластины b_1 к свободной a_1 . При $b_1/a_1 < 0,5$ плита рассчитывается как консоль

$$M_3 = \frac{q_f b_1^2}{2}; \quad (78)$$

– участок 4 (ребро показано пунктиром на рис. 40) – опертый на два канта

$$M_4 = \beta q_f a_2^2,$$

где a_2 – диагональ прямоугольника; b_2 – минимальное расстояние от вершины угла до диагонали. Для всех формул $q_f = \sigma_f \cdot 1 \text{ см}$.

Толщину плиты определяют по формуле

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}}, \quad (79)$$

где M_{\max} – наибольший момент на участках плиты.

13 Коэффициенты для расчета на изгиб прямоугольных пластинок, опертых на четыре канта

b/a	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	≥ 2
$\alpha \cdot 10^3$	48	55	63	69	75	81	86	91	94	98	$\frac{12}{5}$

14 Коэффициенты для расчета на изгиб прямоугольных пластинок, опертых на три канта

b_1/a_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	> 2
$\beta \cdot 10^3$	60	74	88	97	$\frac{10}{7}$	$\frac{11}{2}$	$\frac{12}{0}$	$\frac{12}{6}$	$\frac{13}{2}$	133

Обычно толщину плиты для центрально-сжатых колонн принимают в пределах 20...40 мм, используя сортамент на листовую сталь.

Конструкция базы рациональна, если значения изгибающих моментов незначительно отличаются друг от друга, в противном случае можно попытаться изменить размеры плиты при сохранении ее площади, или уменьшить размеры наиболее напряженных участков с помощью диафрагм (рис. 39, *е, з*) и (или) ребер (рис. 39, *в, ж*).

Высота траверсы h_{tr} определяется длиной угловых сварных швов, через которые усилие со стержня колонны передается на траверсы:

$$h_{tr} = \frac{N}{nk_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (80)$$

где n – количество сварных швов; $l_w \leq 85\beta_f k_f$ – длина одного сварного шва.

Расчет траверс, ребер и диафрагм производят на реактивный отпор фундамента, приходящийся на их долю. Траверсы условно рассчитывают как двухконсольные балки, загруженные погонной нагрузкой q_{tr} , которая собирается на траверсу с половины ширины плиты. Изгибающий момент и поперечная сила в траверсе в месте прикрепления ее к колонне:

$$M_{tr} = q_{tr} \frac{c_{tr}^2}{2}; \quad Q_{tr} = q_{tr} L/2; \quad q_{tr} = \sigma_f \frac{B}{2}, \quad (81)$$

где c_{tr} – вылет консольной части траверсы (рис. 40).

Прочность траверсы на изгиб проверяют по формуле:

$$\frac{M_{tr}}{W_{tr}} \leq R_y \gamma_c; \quad (82)$$

$$\frac{Q_{tr}}{h_{tr} t_{tr}} \leq R_s \gamma_c, \quad (83)$$

где $W_{tr} = \frac{t_{tr} h_{tr}^2}{6}$ – момент сопротивления траверсы.

Одностенчатые траверсы, а также ребра (рис. 39, *в, ж*) условно рассчитывают как консоли. Крепление траверсы (ребра) к колонне сварными швами проверяют по:

– равнодействующей напряжений в угловых швах

$$\sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} \leq (R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c ; \quad (84)$$

– приведенному напряжению в стыковых швах

$$\sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq 1,15 R_{wy} \gamma_c , \quad (85)$$

где $\sigma_w = \frac{M}{W_w}$ – напряжение в сварном шве от изгибающего момента; $\tau_w = \frac{Q}{A_w}$ – напряжение в сварном шве от поперечной силы, здесь A_w , W_w – площадь и момент сопротивления сварного шва; M и Q – момент и поперечная сила, найденные по общим правилам расчета консольных балок на нагрузку, собранную с соответствующей грузовой площади.

Высоту диафрагмы определяют из условия размещения односторонних или двухсторонних угловых швов, прикрепляющих ее к траверсе (рис. 39, е) или к ветвям колонны (рис. 39, з), которые воспринимают и передают часть усилия со стержня колонны на фундамент.

Если торцы колонны и траверс в сборе не фрезеруются, то необходимо обеспечить расчетом передачу полного усилия в колонне на плиту через сварные швы, прикрепляющие траверсу к плите

$$k_f \geq \frac{N}{\sum l_w (R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} , \quad (86)$$

где $\sum l_w$ – сумма сварных швов, прикрепляющих траверсы к плите.

Расчет баз без траверс. Опорная плита баз без траверс должна быть компактной и не иметь больших свесов. При приближенном расчете изгибающий момент в месте сопряжения плиты с колонной можно определить по формуле

$$M = \sigma_f A c ,$$

где A – площадь трапеции, выделенная на рис. 41, а; c – расстояние от центра тяжести трапеции до кромки колонны.

Такой расчет следует производить, когда отношение стороны плиты к стороне колонны $a/b \leq 2$, рис. 41, а.

При расчете квадратных или близких к квадрату в плане плит их можно рассматривать как круглые пластинки (рис. 41, б). Моменты, возникающие в элементарной площадке размером 1×1 см, в радиальном (M_r) и тангенциальном (M_t) направлениях определяют по формулам:

$$M_r = k_r N ; \quad M_t = k_t N ,$$

где k_r и k_t – коэффициенты, зависящие от отношения радиуса колонны и плиты $\gamma = r_k / r_{pl}$ и определяемые по табл. 15.

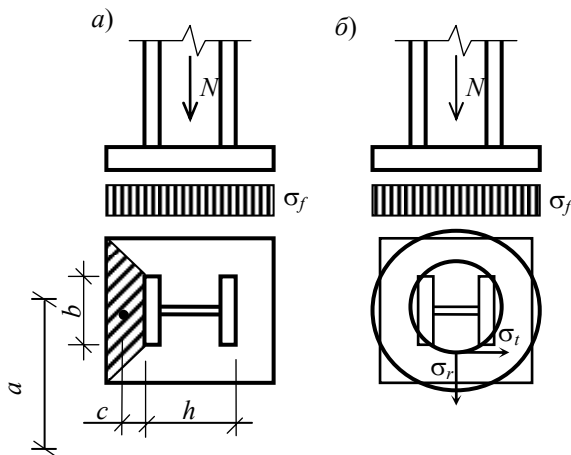


Рис. 41 К расчету баз без траверс

Радиусы колонны и плиты определяют по формулам:

$$r_{pl} = \sqrt{A_{pl} / \pi} ; \quad r_k = \sqrt{(bh) / \pi} ,$$

где (bh) – площадь прямоугольника, описанного вокруг стержня колонны.

Прочность плиты проверяют по приведенным напряжениям

$$\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r \sigma_t + 3\tau^2} \leq R_y \gamma_c,$$

где $\sigma_r = 6M_r / t_{pl}^2$; $\sigma_t = 6M_t / t_{pl}^2$; $\tau = N / (2\pi r_k t_{pl})$.

Торец колонны фрезеруют, поверхность плиты строгают или фрезеруют полосы под стенку и полки колонны. Сварные швы, прикрепляющие стержень колонны к плите, рассчитывают на усилие, составляющее 15 % от общего $(0,15N)$.

15 Коэффициенты для расчета круглых пластинок

γ	0,3	0,4	0,5	0,6
k_r	0,0815	0,0517	0,0331	0,0200
k_t	0,1020	0,0752	0,0541	0,0377

В базах центрально-сжатых колонн анкерные болты ставятся для фиксации проектного положения колонны и закрепления ее в процессе монтажа. При жестком сопряжении колонны с фундаментом анкерные болты устраняют также возможность поворота колонны. Диаметр анкерных болтов назначают конструктивно, принимая равным 20...30 мм. Отверстия или вырезы в плите для анкерных болтов делают в 1,5 раза больше диаметра болта, а глубину проушины – $3d_{bh}$ (d_{bh} – диаметр анкерного болта). На анкерные болты надевают шайбы, которые после натяжения болта гайкой приваривают к плите. Вид и размеры анкерных болтов и шайб приведены в прил. 10.

Пример 18. Рассчитать и сконструировать базу центрально-сжатой сплошной колонны при шарнирном сопряжении ее с фундаментом. Исходные данные – по примеру 14. Материал фундамента – бетон класса В15. Материал базы – сталь С235.

Расчетная нагрузка на базу колонны с учетом ее собственного веса

$$N = N_{col} + G_{col} \gamma_f \gamma_n = 3250 + 188,6 \cdot 10^{-4} \cdot 6,87 \cdot 78,5 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 3260 \text{ кН}.$$

Для бетона В15 – $R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2$ (табл. 12). Примем $\phi_b = 1,2$ и определим требуемую площадь плиты базы по формуле (72):

$$A_{req} = \frac{N}{\psi R_{b,loc}} = \frac{3260}{1 \cdot 1,02} = 3196 \text{ см}^2; R_{b,loc} = \alpha R_b \phi_b = 1 \cdot 0,85 \cdot 1,2 = 1,02 \text{ кН/см}^2.$$

Проектируем базу с траверсами из листов толщиной $t_{tr} = 12 \text{ мм}$ и с учетом размещения консольных свесов (участок 1) и проушин для анкерных болтов (участок 3) назначаем размеры плиты $62 \times 52 \text{ см}$ (рис. 42) с площадью $A_{pl} = 62 \cdot 52 = 3224 \text{ см}^2$.

Принимая размеры верхнего обреза фундамента $80 \times 70 \text{ см}$, уточним расчетное сопротивление бетона смятию и проверим прочность бетона фундамента по формуле (74)

$$\phi_b = \sqrt[3]{A_f / A_{pl}} = \sqrt[3]{80 \cdot 70 / 3224} = 1,2 = 1,2 \leq 2,5;$$

Расчетное сопротивление бетона смятию остается без изменения $R_{b,loc} = 1,02 \text{ кН/см}^2$;

$$\sigma_f = \frac{N}{A_{pl}} = \frac{3260}{3224} = 1,01 \text{ кН/см}^2 < \psi R_{b,loc} = 1,02 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность бетона фундамента обеспечена.

Определение толщины плиты. Так как опорная плита является листовой конструкцией, изгибающие моменты на каждом участке плиты находим по формулам (75) – (78) от погонной нагрузки $q_f = \sigma_f \cdot 1 \text{ см} = 1,01 \cdot 1 = 1,01 \text{ кН/см}$, собранной с полосы шириной 1 см.

Участок 1 (рис. 42) – консольный. Вылет консоли $c = 4,3 \text{ см}$.

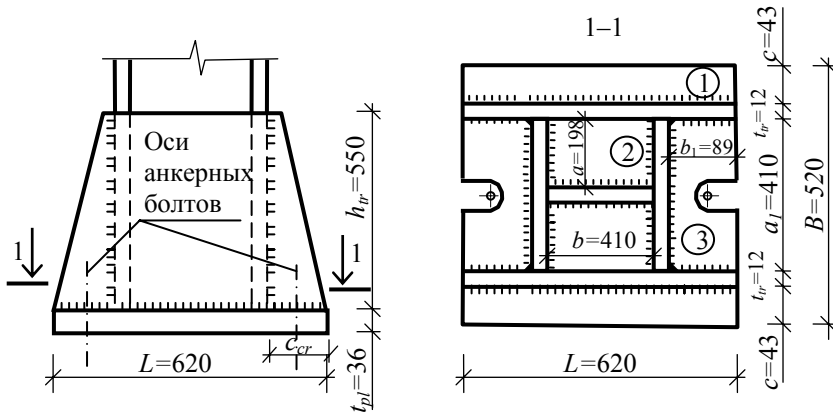


Рис. 42 База сплошной колонны, к примеру 18

$$M_1 = \frac{q_f c^2}{2} = \frac{1,01 \cdot 4,3^2}{2} = 9,3 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Участок 2 (рис. 42) – опертый на четыре канта. Отношение большей стороны к меньшей $b/a = 41/19,8 = 2,07$.

$$M_2 = \alpha q_f a^2 = 0,125 \cdot 1,01 \cdot 19,8^2 = 49,5 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

здесь $\alpha = 0,125$ (табл. 13).

Участок 3 (рис. 42) – опертый на три канта. Отношения закрепленной стороны пластины к свободной $b_1/a_1 = 8,9/41 = 0,22 < 0,5$. Плита рассчитывается как консоль

$$M_3 = \frac{q_f b_1^2}{2} = \frac{1,01 \cdot 8,9^2}{2} = 40 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемую толщину плиты определяем по формуле (79)

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{1 \text{ см} \cdot R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 49,5}{1 \cdot 22 \cdot 1,2}} = 3,35 \text{ см},$$

где $M_{\max} = M_2 = 49,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$; $R_y = 22 \text{ кН/см}^2$ при толщине проката 21...40 мм (прил. 1); $\gamma_c = 1,2$ (табл. П2.1).

Принимаем толщину плиты $t_{pl} = 36 \text{ мм}$ (прил. 9.6).

Расчет траверсы. Траверсы привариваем к колонне электродами типа Э42 (табл. П4.1). $(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = 12,6 \text{ кН/см}^2$ (пример 9).

Зададимся катетом сварного шва (табл. П4.5)

$$k_{f, \min} = 6 \text{ мм} < k_f = 12 \text{ мм} < k_{f, \max} = 1,2 t_{tr} = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ мм}$$

и определим высоту траверсы по формуле (80)

$$h_{tr} = \frac{N}{nk_f(\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{3260}{4 \cdot 1,2 \cdot 12,6 \cdot 1} + 1 = 53,9 + 1 = 54,9 \text{ см},$$

где $l_w = 53,9 \text{ см} \leq 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,2 = 71,4 \text{ см}$.

Принимаем $h_{tr} = 55 \text{ см}$.

Проверим прочность траверсы на изгиб и срез. Погонная нагрузка на один лист траверсы $q_{tr} = \sigma_f B / 2 = 1,01 \cdot 52 / 2 = 26,3 \text{ кН/см}$. Изгибающий момент и поперечную силу в траверсе в месте прикрепления ее к колонне находим по формулам:

$$M_{tr} = \frac{q_{tr} c_{tr}^2}{2} = \frac{26,3 \cdot 8,9^2}{2} = 1041,6 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$Q_{tr} = q_{tr} L / 2 = 26,3 \cdot 62 / 2 = 815,3 \text{ кН},$$

где $c_{tr} = b_1 = 8,9 \text{ см}$ – вылет консольной части траверсы (рис. 42).

Прочность траверсы на изгиб и срез проверим по формулам:

$$\frac{M_{tr}}{W_{tr}} = \frac{1041,6}{605} = 1,72 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\frac{Q_{tr}}{h_{tr} t_{tr}} = \frac{815,3}{55 \cdot 1,2} = 12,35 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,5 \text{ кН/см}^2,$$

где $W_{tr} = \frac{t_{tr} h_{tr}^2}{6} = \frac{1,2 \cdot 55^2}{6} = 605 \text{ см}^3$.

Прочность траверсы на срез не обеспечена.

Расчет сварных швов, прикрепляющих траверсы к плите. Требуемый катет швов крепления траверсы к плите находим по формуле:

$$k_f \geq \frac{N}{\left(\sum l_w\right) (R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{3260}{388,8 \cdot 12,6 \cdot 1} = 0,67 \text{ см},$$

где

$$\begin{aligned} \sum l_w &= 2((L-1) + 2(b_1-1) + (b-1) + 2 \cdot (a-1) + (a_1-1)) = \\ &= 2 \cdot ((62-1) + 2 \cdot (8,9-1) + (41-1) + 2 \cdot (19,8-1) + (41-1)) = 388,8 \text{ см}. \end{aligned}$$

Принимаем $k_f = k_{f, \min} = 10 \text{ мм}$ (табл. П4.5).

Пример 19. Рассчитать и законструировать базу центрально-сжатой сквозной колонны при шарнирном сопряжении ее с фундаментом. Исходные данные – по примеру 15. Материал фундамента – бетон класса В15. Материал базы – сталь С235.

Расчетная нагрузка на базу колонны с учетом ее собственного веса

$$N = N_{col} + G_{col} \gamma_f \gamma_n = 1800 + 2 \cdot 36,5 \cdot 10^{-2} \cdot 6,78 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 1805 \text{ кН}.$$

Для бетона В15 – $R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2$ (табл. 12). Примем $\phi_b = 1,2$ и определим требуемую площадь плиты базы по формуле (72):

$$A_{req} = \frac{N}{\psi R_{b,loc}} = \frac{1805}{1 \cdot 1,02} = 1770 \text{ см}^2;$$

$$R_{b,loc} = \alpha R_b \phi_b = 1 \cdot 0,85 \cdot 1,2 = 1,02 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем базу с траверсами из листов толщиной $t_{tr} = 10 \text{ мм}$. Определяем ширину и длину плиты

$$B = h_k + 2t_{tr} + 2c = 330 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 40 = 430 \text{ мм},$$

$$L = A_{pl} / B = 1770 / 43 = 41,1 \text{ см}.$$

С учетом размещения проушин для анкерных болтов:

$$L > b_k + 2 \cdot b_1 = 37 + 2 \cdot 9 = 55 \text{ см}.$$

Окончательно назначаем размеры плиты согласно табл. П9.6 430×550 мм (рис. 43) с площадью $A_{pl} = 43 \cdot 55 = 2365 \text{ см}^2 > A_{req}$.

Принимая размеры верхнего обреза фундамента 600×700 мм, уточним расчетное сопротивление бетона смятию и проверим прочность бетона фундамента по формуле (74)

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_f / A_{pl}} = \sqrt[3]{60 \cdot 70 / 2365} = 1,21 \leq 2,5;$$

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b = 1 \cdot 1,21 \cdot 0,85 = 1,03 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_f = \frac{N}{A_{pl}} = \frac{1805}{2365} = 0,76 \text{ кН/см}^2 < \psi R_{b,loc} = 1,03 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность бетона фундамента обеспечена.

Рис. 43 База сквозной колонны, к примеру 19

Определение толщины плиты. Определим изгибающие моменты на различных участках плиты по формулам (75–78). Погонная нагрузка на участках плиты равна

$$q_f = \sigma_f \cdot 1 \text{ см} = 0,76 \cdot 1 = 0,76 \text{ кН/см}.$$

Участок 1 (рис. 43) – консольный. Вылет консоли $c = 4 \text{ см}$.

$$M_1 = \frac{q_f c^2}{2} = \frac{0,76 \cdot 4^2}{2} = 6,1 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Участок 2 (рис. 43) – опертый на четыре канта. Отношение большей стороны к меньшей $b/a = 356/330 = 1,08$.

$$M_2 = \alpha q_f a^2 = 0,054 \cdot 0,76 \cdot 33^2 = 44,7 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где $\alpha = 0,054$ (табл.13).

Участок 3 (рис. 43) – опертый на три канта. Отношения закрепленной стороны пластины к свободной $b_1/a_1 = 90/330 = 0,27 < 0,5$. Плита рассчитывается как консоль

$$M_3 = \frac{q_f b_1^2}{2} = \frac{0,76 \cdot 9^2}{2} = 30,8 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемую толщину плиты определяем по формуле (79)

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{1 \text{ см} \cdot R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 44,7}{1 \cdot 22 \cdot 1,2}} = 3,19 \text{ см},$$

где $M_{\max} = M_2 = 44,7 \text{ кН} \cdot \text{см}$; $R_y = 22 \text{ кН/см}^2$ при толщине проката 21...40 мм (прил. 1); $\gamma_c = 1,2$ (табл. П2.1).

Принимаем толщину плиты $t_{pl} = 32 \text{ мм}$ (табл. П9.6).

Расчет траверсы. Траверсы привариваем к колонне электродами типа Э42 (табл. П4.1) с расчетным сопротивлением металла шва $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$ (табл. П4.2). $(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = 12,6 \text{ кН/см}^2$ (пример 9). Расчет проводим по металлу шва.

Принимаем $k_f = t_{tr} = 10 \text{ мм}$.

Определим высоту траверсы по формуле (80)

$$h_{tr} = \frac{1805}{4 \cdot 1 \cdot 12,6 \cdot 1} + 1 = 35,8 + 1 = 36,8 \text{ см},$$

где $l_w = h_{tr} - 1 = 35,8 \text{ см} \leq 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1 = 59,5 \text{ см}$.

Принимаем $h_{tr} = 37 \text{ см}$.

Проверим прочность траверсы на изгиб и срез. Погонная нагрузка одного листа траверсы $q_{tr} = \sigma_f B/2 = 0,76 \cdot 43/2 = 16,3 \text{ кН/см}$.

Изгибающий момент в месте прикрепления ее к колонне

$$M_{tr1} = \frac{q_{tr} c_{tr}^2}{2} = \frac{16,3 \cdot 9^2}{2} = 660,2 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где $c_{tr} = 9 \text{ см}$ – вылет консольной части траверсы (рис. 43).

Изгибающий момент в середине траверсы

$$M_{tr2} = \frac{q_{tr} L}{2} \left(c_{tr} - \frac{L}{4} \right) = \frac{16,3 \cdot 55}{2} \cdot \left(9 - \frac{55}{4} \right) = -2129 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Поперечная сила в траверсе

$$Q_{tr} = q_{tr} L/2 = 16,3 \cdot 55/2 = 448,25 \text{ кН}.$$

Прочность траверсы на изгиб и срез проверим по формулам:

$$\frac{M_{tr,\max}}{W_{tr}} = \frac{2129}{288,2} = 7,4 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\frac{Q_{tr}}{h_{tr} t_{tr}} = \frac{448,25}{37 \cdot 1} = 12,1 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,5 \text{ кН/см}^2,$$

где $W_{tr} = \frac{t_{tr} h_{tr}^2}{6} = \frac{1 \cdot 37^2}{6} = 288,2 \text{ см}^3$, $M_{tr,\max} = M_{tr2} = 2129 \text{ кН} \cdot \text{см}$.

Прочность траверсы на изгиб и срез обеспечена.

Расчет сварных швов, прикрепляющих траверсы и стержень колонны к плите. Требуемый катет швов находим по формуле (86)

$$k_f \geq \frac{N}{\left(\sum l_w\right) (R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{N}{2((L-1) + 2(b_1-1) + (a_1-1))(R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} =$$

$$= \frac{1805}{2((55-1) + 2 \cdot (9-1) + (33-1)) \cdot 12,6 \cdot 1} = 0,67 \text{ см.}$$

Принимаем $k_f = k_{f, \min} = 9 \text{ мм}$ (табл. П4.5).

Список литературы

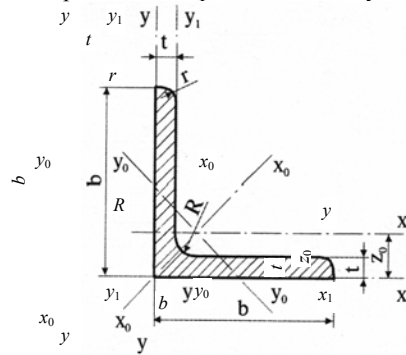
- 1 Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов. 6-е изд., перераб. и доп. / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников, и др.; Под ред. Е.И. Беленя. М.: Стройиздат, 1986. 560 с.
- 2 Металлические конструкции: Учебник для строит. вузов. Т. 1: Элементы конструкций / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. М.: Высшая школа, 2004. 551 с.
- 3 Конструктивные решения стальных балочных клеток: Метод. указ. / Сост. О.В. Умнова. Тамбов: Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2000. 43 с.
- 4 СНИП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой России. М.: ЦИТП, 1998. 96 с.
- 5 СНИП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования / Госстрой России. М.: ГУП ЦПП, 2003. 55 с.

Приложение 7

Коэффициенты ϕ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Гибкость λ	Коэффициенты ϕ для элементов из стали с расчетным сопротивлением R_y , МПа (кгс/см ²)											
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)	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	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111

Сортаменты горячекатаных профилей и листового горячекатаного и
холоднокатаного проката общего назначения
П9.1 Сортамент горячекатаных равнополочных уголков по ГОСТ 8509–93



1	b, мм	t, мм	R, мм	r, мм	Площадь поперечно- го сечения, см ²	Справочные значения для осей										Масса 1 м угол- ка, кг
						x - x			x ₀ - x ₀		y ₀ - y ₀			J _{xy} , см ⁴	Z ₀ , см	
						J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	J _{x0} , см ⁴	i _{x0} , см	J _{y0} , см ⁴	W _{y0} , см ³	i _{y0} , см			
4	40	3 4 5	5	1,7	2,35 3,08 3,79	3,55 4,58 5,53	1,22 1,6 1,95	1,23 1,22 1,21	5,63 7,26 8,75	1,55 1,53 1,52	1,47 1,9 2,3	0,95 1,19 1,39	0,79 0,78 0,78	2,08 2,68 3,22	1,09 1,13 1,17	1,85 2,42 2,98
4,5	45	3 4 5	5	1,7	2,65 3,48 4,29	5,13 6,63 8,03	1,56 2,04 2,51	1,39 1,38 1,37	8,13 10,52 12,74	1,75 1,74 1,72	2,12 2,74 3,33	1,24 1,54 1,81	0,89 0,89 0,88	3 3,89 4,71	1,21 1,26 1,3	2,08 2,73 3,37

Продолжение табл. П9.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
5	50	3	5,5	1,8	2,96	7,11	1,94	1,55	11,27	1,95	2,95	1,57	1	4,16	1,33	2,32
		4			3,89	9,21	2,54	1,54	14,63	1,94	3,8	1,95	0,99	5,42	1,38	3,05
		5			4,8	11,2	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,3	0,98	6,57	1,42	3,77
		6			5,69	13,07	3,69	1,52	20,72	1,91	5,43	2,63	0,98	7,65	1,46	4,47
5,6	56	4	6	2	4,38	13,1	3,21	1,73	20,79	2,18	5,41	2,52	1,11	7,69	1,52	3,44
		5			5,41	15,97	3,96	1,72	25,36	2,16	6,59	2,97	1,1	9,41	1,57	4,25
6,3	63	4	7	2,3	4,96	18,86	4,09	1,95	29,9	2,45	7,81	3,26	1,25	11	1,69	3,9
		5			6,13	23,10	5,05	1,94	36,8	2,44	9,52	3,87	1,25	13,7	1,74	4,81
		6			7,28	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	15,9	1,78	5,72
7	70	4,5	8	2,7	6,2	29,04	5,67	2,16	46,03	2,72	12,04	4,53	1,39	17	1,88	4,87
		5			6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	18,7	1,9	5,38
		6			8,15	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	5,66	1,38	22,1	1,94	6,39
		7			9,42	42,98	8,57	2,14	68,19	2,69	17,77	6,31	1,37	25,2	1,99	7,39
7,5	75	8	9	3	10,67	48,16	9,68	2,12	76,35	2,68	19,97	6,99	1,37	28,2	2,02	8,37
		5			7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	2,291	16,41	5,74	1,49	23,1	2,02	5,8
		6			8,78	46,57	8,57	2,3	73,87	2,9	19,28	6,62	1,48	27,3	2,06	6,89
		7			10,15	53,34	9,89	2,29	84,61	2,89	22,07	7,43	1,47	31,2	2,1	7,96
8	80	8	10	3,3	11,5	59,84	11,18	2,28	94,89	2,87	24,8	8,16	1,47	35	2,15	9,02
		9			12,83	66,1	12,43	2,27	104,72	2,86	27,48	8,91	1,46	38,6	2,18	10,07
		6			10,61	82,1	12,49	2,78	130	3,11	21,8	7,1	1,59	30,9	2,17	6,78
		7			12,28	94,3	14,45	2,77	149,67	3,11	23,54	7,6	1,58	33,4	2,19	7,36
9	90	8	10	3,3	13,93	106,11	16,36	2,76	168,42	3,09	26,97	8,55	1,58	38,3	2,23	8,51
		9			15,6	118	18,29	2,75	186	3,08	30,32	9,44	1,57	43	2,27	9,65
		6			10,61	82,10	12,49	2,78	130	3,5	33,97	9,88	1,79	48,1	2,43	8,33
		7			12,28	94,3	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	55,4	2,47	9,64
9	90	8	10	3,3	13,93	106,11	16,36	2,76	168,42	3,48	43,8	12,34	1,77	62,3	2,51	10,93
		9			15,6	118	18,29	2,75	186	3,46	48,6	13,48	1,77	68	2,55	12,2

Продолжение табл. П9.1

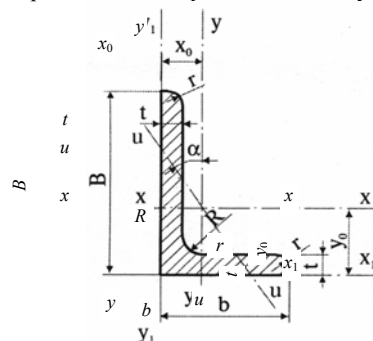
1	b, м	t, м	R, м	r, м	Площадь поперечно- го сечения, см ²	Справочные значения для осей									Масса 1 м угол- ка, кг	
						x - x			x ₀ - x ₀		y ₀ - y ₀			J _{x₀} , см ⁴		Z ₀ , см
						J _{x₀} , см ⁴	W _{x₀} , см ³	i _{x₀} , см	J _{x₀} , см ⁴	i _{x₀} , см	J _{y₀} , см ⁴	W _{y₀} , см ³	i _{y₀} , см			
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17						

10	100	6,5	12	4	12,82	122,1	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	71,4	2,68	10,06
		7			13,75	130,59	17,9	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	76,4	2,71	10,79
		8			15,6	147,19	20,3	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	86,3	2,75	12,25
		10			19,24	178,95	24,97	3,05	283,83	3,84	74,08	18,51	1,96	110	2,83	15,1
		12			22,8	208,9	29,47	3,03	330,95	3,81	86,84	21,1	1,95	122	2,91	17,9
		14			26,28	237,15	33,83	3	374,98	3,78	99,32	23,49	1,94	138	2,99	20,63
11	110	7	12	4	15,5	175,61	21,83	3,4	278,54	4,29	72,68	17,36	2,19	106	2,96	11,89
		8			17,2	198,17	24,77	3,39	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	116	3	13,5
12,5	125	8	14	4,6	19,69	294,36	32,2	3,87	466,76	4,87	121,98	25,67	2,49	172	3,36	15,48
		9			22	327,48	36	3,86	520	4,86	135,88	28,26	2,48	192	3,4	17,3
		10			24,33	359,82	39,74	3,85	571,04	4,84	148,59	30,45	2,47	211	3,45	19,1
		12			28,89	422,23	47,06	3,82	670,02	4,82	174,43	34,94	2,46	248	3,53	22,68
		14			33,37	481,76	54,17	3,8	763,9	4,78	199,62	39,1	2,45	282	3,61	26,2
		16			37,77	538,56	61,09	3,78	852,84	4,75	224,29	43,1	2,44	315	3,68	29,65
14	140	9	14	4,6	24,72	465,72	45,55	4,34	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	274	3,78	19,41
		10			27,33	512,29	50,32	4,33	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	301	3,82	21,45
		12			32,49	602,49	59,66	4,31	956,98	5,43	248,01	44,97	2,76	354	3,9	25,5
16	160	10	16	5,3	31,43	774,24	66,19	4,96	1229,1	6,25	319,38	52,52	3,19	455	4,3	24,67
		11			34,42	844,21	72,44	4,95	1340,06	6,24	347,77	56,53	3,18	496	4,35	27,02
		12			37,39	912,89	78,62	4,94	1450	6,23	375,78	60,53	3,17	537	4,39	29,35
		14			43,57	1046,47	90,77	4,92	1662,13	6,2	430,81	68,15	3,16	615	4,47	33,97
		16			49,07	1175,19	102,64	4,89	1865,73	6,17	484,64	75,92	3,14	690	4,55	38,52
		18			54,79	1290,24	114,24	4,87	2061,03	6,13	537,46	82,08	3,13	771	4,63	43,01
		20			60,4	1418,85	125,6	4,85	2248,26	6,1	589,43	90,02	3,12	830	4,7	47,44

Продолжение табл. П9.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
18	180	11	16	5,3	38,8	1216,44	92,47	5,6	1933,1	7,06	499,78	72,86	3,59	716	4,85	30,47
		12			42,19	1316,62	100,41	5,59	2092,78	7,04	540,45	78,15	3,58	776	4,89	33,12
20	200	12	18	6	47,1	1822,78	124,61	6,22	2896,16	7,84	749,4	98,68	3,99	1073	5,37	36,97
		13			50,85	1960,77	134,44	6,21	3116,18	7,83	805,35	105,07	3,98	1156	5,42	39,92
		14			54,6	2097	144,17	6,2	3333	7,81	861	111,5	3,97	1236	5,46	42,8
		16			61,98	2362,57	163,37	6,17	3755,39	7,78	969,74	123,77	3,96	1393	5,54	48,65
		20			76,54	2871,57	200,73	6,12	4560,42	7,72	1181,92	146,62	3,93	1689	5,7	60,08
		25			94,29	3466,21	245,59	6,06	5494,04	7,63	1438,38	172,68	3,91	2028	5,89	74,02
22	220	14	21	7	60,38	2814,36	175,18	6,83	4470,15	8,6	1158,56	138,62	4,38	1655	5,91	47,4
		16			68,58	3175,44	198,71	6,8	5045,37	8,58	1305,52	153,34	4,36	1869	6,02	53,83
25	250	16	24	8	78,4	4717,1	258,43	7,76	7492,1	9,78	1942,09	203,45	4,98	2775	6,75	61,55
		18			87,72	5247,24	288,82	7,73	8336,69	9,75	2157,78	223,39	4,96	3089	6,83	68,86
		20			96,96	5764,87	318,76	7,71	9159,73	9,72	2370,01	242,52	4,94	3395	6,91	76,11
		22			106,12	6270,32	348,26	7,69	9961,6	9,69	2579,04	260,52	4,93	3691	7	83,31
		25			119,71	7006,39	391,72	7,65	11 125,52	9,64	2887,26	287,14	4,91	4119	7,11	93,97
		28			133,12	7716,86	434,25	7,61	12 243,84	9,59	3189,89	311,98	4,9	4527	7,23	104,5
		30			141,96	8176,52	462,11	7,59	12 964,66	9,56	3388,98	327,82	4,89	4788	7,31	111,44

П9.2 Сортамент горячекатаных неравнополочных уголков по ГОСТ 8510-86*



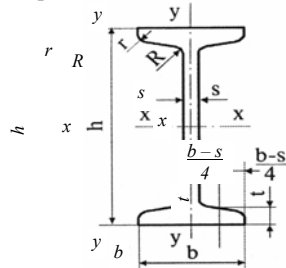
Но мер уго лка	B , мм	b , мм	t , мм	R , мм	r , мм	Шель попе- речно- го се- че- ния	Справочные значения для осей			x_0 , см	y_0 , см	J_{xy} , см ⁴	Ся I М УГО лка
							$x-x$	$y-y$	$u-u$				

							J_{x_3} cm ⁴	W_{x_3} cm ³	i_{x_3} cm	J_{y_3} cm ⁴	W_{y_3} cm ³	i_{y_3} cm	J_{u_4} cm ⁴	W_{u_3} cm ³	i_{u_3} cm				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
4/2,5	40	25	3			1,89	3,06	1,14	1,27	0,93	0,49	0,7	0,56	0,41	0,54	0,59	1,32	0,96	1,48
			4	4	1,3	2,47	3,93	1,49	1,26	1,18	0,63	0,69	0,71	0,52	0,54	0,63	1,37	1,22	1,94
			5			3,03	4,73	1,82	1,25	1,41	0,77	0,68	0,86	0,64	0,53	0,66	1,41	1,44	3,37
4,5/2,8	45	28	3	5	1,7	2,14	4,41	1,45	1,48	1,32	0,61	0,79	0,79	0,52	0,61	0,64	1,47	1,38	1,68
			4			2,8	5,68	1,9	1,42	1,69	0,8	0,78	1,02	0,67	0,6	0,68	1,51	1,77	2,2
5/3,2	50	32	3	5,5	1,8	2,42	6,18	1,82	1,6	1,99	0,81	0,91	1,18	0,68	0,7	0,72	1,6	2,01	1,9
5,6/3,6	56	36	4	6	2	3,58	11,37	3,01	1,78	3,7	1,34	1,02	2,19	1,13	0,78	0,84	1,82	3,74	2,81
			5			4,41	13,82	3,7	1,77	4,48	1,65	1,01	2,65	1,37	0,78	0,88	1,87	4,5	3,46
6,3/4	63	40	4			4,04	16,33	3,83	2,01	5,16	1,67	1,13	3,07	1,41	0,87	0,91	2,03	5,25	3,17
			5	7	2,3	4,98	19,91	4,72	2	6,26	2,05	1,12	3,73	1,72	0,86	0,95	2,08	6,41	3,91
			6			5,9	23,31	5,58	1,99	7,29	2,42	1,11	4,36	2,02	0,86	0,99	2,12	7,44	4,63
			8			7,68	29,6	7,22	1,96	9,15	3,12	1,09	5,58	2,6	0,85	1,07	2,2	9,27	6,03
7/4,5	70	45	5	7,5	2,5	5,59	27,76	5,88	2,23	9,05	2,62	1,27	5,34	2,2	0,98	1,05	2,28	9,12	4,39

Продолжение табл. П9.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
7,5/5	75	50	6	8	2,7	7,25	40,92	8,08	2,38	14,6	3,85	1,42	8,48	3,21	1,08	1,21	2,44	14,1	5,69
			8			9,47	52,38	10,52	2,35	18,52	4,88	1,4	10,87	4,14	1,07	1,29	2,52	17,8	7,43
8/5	80	50	5	8	2,7	6,36	41,64	7,71	2,56	12,68	3,28	1,41	7,57	2,75	1	1,13	2,6	13,2	4,49
			6			7,55	48,98	9,15	2,55	14,85	3,88	1,4	8,88	3,24	1,08	1,17	2,65	15,5	5,92
9/5,6	90	56	6	9	3	8,54	70,58	11,66	2,88	21,22	4,91	1,58	12,7	4,12	1,22	1,28	2,95	22,23	6,7
			8			11,18	90,87	15,24	2,85	27,08	6,39	1,56	16,29	5,32	1,21	1,36	3,04	28,33	8,77
10/6,3	100	63	6		3,3	9,58	98,29	14,52	3,2	30,58	6,27	1,79	18,2	5,27	1,38	1,42	3,23	31,5	7,53
			7	10		11,09	112,86	16,78	3,19	34,99	7,23	1,78	20,83	6,06	1,37	1,46	3,28	36,1	8,7
			8			12,57	126,96	19,01	3,18	39,21	8,17	1,77	23,38	6,82	1,36	1,5	3,32	40,5	9,87
			10			15,47	153,95	23,32	3,15	47,18	9,99	1,75	28,34	8,31	1,35	1,58	3,4	48,6	12,14
11/7	110	70	6,5	10	3,3	11,45	142,42	19,11	3,53	45,61	8,42	2	26,94	7,05	1,53	1,58	3,55	46,8	8,98
			8			13,93	171,54	23,22	3,51	54,64	10,2	1,98	32,31	8,5	1,52	1,64	3,61	55,9	10,93
12,5/8	125	80	7		3,7	14,06	226,53	26,67	4,01	73,73	11,89	2,29	43,4	9,96	1,76	1,8	4,01	74,7	11,04
			8	11		15,98	255,62	30,26	4	80,95	13,47	2,28	48,82	11,25	1,75	1,84	4,05	84,1	12,58
			10			19,7	311,61	37,27	3,98	100,47	16,52	2,26	59,33	13,74	1,74	1,92	4,14	102	15,47
			14			23,36	364,79	44,07	3,95	116,84	19,46	2,24	69,47	16,11	1,72	2	4,22	118	18,34
14/9	140	90	8	12	4	18	363,68	38,25	4,49	119,79	17,19	2,58	70,27	14,39	1,58	2,03	4,49	121	14,13
			10			22,24	444,45	47,19	4,47	145,54	21,14	2,58	85,51	17,58	1,96	2,12	4,58	147	17,46
16/10	160	100	9		4,3	22,87	605,97	56,04	5,15	168,03	23,96	2,85	110,4	20,01	2,2	2,24	5,19	194	17,96
			10	13		25,28	666,59	61,91	5,13	204,09	26,42	2,84	121,16	22,02	2,19	2,28	5,23	213	19,85
			12			30,04	784,22	73,42	5,11	238,75	31,23	2,82	142,14	25,93	2,18	2,36	5,32	249	23,58
			14			34,72	897,19	84,65	5,08	271,6	35,89	2,8	162,49	29,75	2,16	2,43	5,4	282	27,26
18/11	180	110	10	14	4,7	28,33	952,58	78,59	5,8	276,37	32,27	3,12	165,44	26,96	2,42	2,44	5,88	295	22,2
			12			33,69	1122,56	93,33	5,77	324,09	38,2	3,1	194,28	31,83	2,4	2,52	5,97	348	26,4
20/12,5	200	125	11		4,7	34,87	1449,02	107,31	6,45	446,36	45,98	3,58	264,84	38,27	2,75	2,79	6,5	465	27,37
			12	14		37,89	1568,19	116,51	6,43	481,93	49,85	3,57	285,04	41,45	2,74	2,83	6,54	503	29,74
			14			43,87	1800,83	134,64	6,41	550,77	57,43	3,54	326,54	47,57	2,73	2,91	6,62	575	34,43
			16			49,77	2026,08	152,41	6,38	616,66	64,83	3,52	366,99	53,66	2,72	2,99	6,71	643	39,07

П9.3 Сортамент горячекатаных двутавров (с уклоном внутренних граней полок 6...12 %) по ГОСТ 8239-89

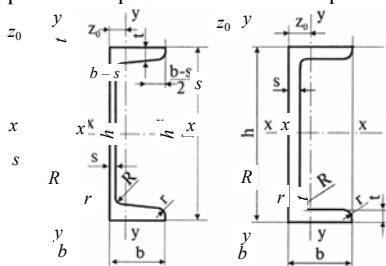


Номер двутавра	h	b	s	t	R, r		Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						
					не более				x-x				y-y		
					мм							J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
10	100	55	4,5	7,2	7	2,5	12	9,46	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3	14,7	11,5	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8	3	17,4	13,7	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55
16	160	81	5	7,8	8,5	3,5	20,2	15,9	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7
18	180	90	5,1	8,1	9	3,5	23,4	18,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4	26,8	21	1840	184	8,28	104	115	23,1	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10	4	30,6	24	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4	34,8	27,3	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37
27	270	125	6	9,8	11	4,5	40,2	31,5	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12	5	46,5	36,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69
33	330	140	7	11,2	13	5	53,8	42,2	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14	6	61,9	48,6	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89
40	400	155	8,3	13	15	6	72,6	57	19062	953	16,2	545	667	86,1	3,03
45	450	160	9	14,2	16	7	84,7	66,5	27696	1231	18,1	708	808	101	3,09

50	500	170	10	15,2	17	7	100	78,5	39 727	1589	19,9	919	1043	123	3,23
55	550	180	11	16,5	18	7	118	92,6	55 962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39
60	600	190	12	17,8	20	8	138	108	76 806	2560	23,6	1491	1725	182	3,54

Примечание. Двутавры № 24 – 60 не рекомендуется применять в новых разработках.

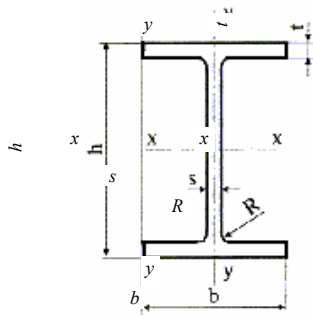
П9.4 Сортумент горячекатаных швеллеров по ГОСТ 8240–89



Номер двугавра	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>r</i>	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						<i>Z</i> ₀ , см
	мм								<i>x - x</i>			<i>y - y</i>			
	10	11	12	13	14	15			<i>J</i> _{<i>x</i>} , см ⁴	<i>W</i> _{<i>x</i>} , см ³	<i>i</i> _{<i>x</i>} , см	<i>J</i> _{<i>y</i>} , см ⁴	<i>W</i> _{<i>y</i>} , см ³	<i>i</i> _{<i>y</i>} , см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Швеллеры с уклоном внутренних граней полок															
10	100	46	4,5	7,6	7	3	10,9	8,59	174	34,8	3,99	20,4	6,46	1,37	1,44
12	120	52	4,8	7,8	7,5	3	13,3	10,4	304	50,6	4,78	31,2	8,52	1,53	1,54
14	140	58	4,9	8,1	8	3	15,6	12,3	491	70,2	5,6	45,4	11	1,7	1,67
16	160	64	5	8,4	8,5	3,5	18,1	14,2	747	93,4	6,42	63,3	13,8	1,87	1,8
16а	160	68	5	9	8,5	3,5	19,5	15,3	823	103	6,49	78,8	16,4	2,01	2
18	180	70	5,1	8,7	9	3,5	20,7	16,3	1090	121	7,24	86	17	2,04	1,94
18а	180	74	5,1	9,3	9	3,5	22,2	17,4	1190	132	7,32	105	20	2,18	2,13
20	200	76	5,2	9	9,5	4	23,4	18,4	1520	152	8,07	113	20,5	2,2	2,07
22	220	82	5,4	9,5	10	4	26,7	21	2110	192	8,89	151	25,1	2,37	2,21
24	240	90	5,6	10	10,5	4	30,6	24	2900	242	9,73	208	31,6	2,6	2,42
27	270	95	6	10,5	11	4,5	35,2	27,7	4160	308	10,9	262	37,3	2,73	2,47
30	300	100	6,5	11	12	5	40,5	31,8	5810	387	12	327	43,6	2,84	2,52
33	330	105	7	11,7	13	5	46,5	36,5	7980	484	13,1	410	51,8	2,97	2,59
36	360	110	7,5	12,6	14	6	53,4	41,9	10 820	601	14,2	513	61,7	3,1	2,68
40	400	115	8	13,5	15	6	61,5	48,3	15 220	761	15,7	642	73,4	3,23	2,75

Продолжение табл. П9.4.

Номер двугавра	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>r</i>	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						<i>Z</i> ₀ , см
	мм								<i>x - x</i>			<i>y - y</i>			
	10	11	12	13	14	15			<i>J</i> _{<i>x</i>} , см ⁴	<i>W</i> _{<i>x</i>} , см ³	<i>i</i> _{<i>x</i>} , см	<i>J</i> _{<i>y</i>} , см ⁴	<i>W</i> _{<i>y</i>} , см ³	<i>i</i> _{<i>y</i>} , см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Швеллеры с параллельными гранями полок															
10-П	100	46	4,5	7,6	7	4	10,9	8,59	175	34,9	3,99	22,6	7,37	1,44	1,53
12-П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,3	10,4	305	50,8	4,79	34,9	9,84	1,62	1,66
14-П	140	58	4,9	8,1	8	4,5	15,6	12,3	493	70,4	5,61	51,5	12,9	1,81	1,82
16-П	160	64	5	8,4	8,5	5	18,1	14,2	750	93,8	6,44	72,8	16,4	2	1,97
16а-П	160	68	5	9	8,5	5	19,5	15,3	827	103	6,51	90,5	19,6	2,15	2,19
18-П	180	70	5,1	8,7	9	5	20,7	16,3	1090	121	7,26	100	20,6	2,2	2,14
18а-П	180	74	5,1	9,3	9	5	22,2	17,4	1200	133	7,34	123	24,3	2,35	2,36
20-П	200	76	5,2	9	9,5	5,5	23,4	18,4	1530	153	8,08	134	25,2	2,39	2,03
22-П	220	82	5,4	9,5	10	6	26,7	21	2120	193	8,9	178	31	2,58	2,47
24-П	240	90	5,6	10	10,5	6	30,6	24	2910	243	9,75	248	39,5	2,85	2,72
27-П	270	95	6	10,5	11	6,5	35,2	27,7	4180	310	10,9	314	46,7	2,99	2,78
30-П	300	100	6,5	11	12	7	40,5	31,8	5830	389	12	393	54,8	3,12	2,83
33-П	330	105	7	11,7	13	7,5	46,5	36,5	8010	486	13,1	491	64,6	3,25	2,9
36-П	360	110	7,5	12,6	14	8,5	53,4	41,9	10 850	603	14,3	611	76,3	3,38	2,99
40-П	400	115	8	13,5	15	9	61,5	48,3	15 260	763	15,8	760	89,9	3,51	3,05



Но- мер двутав- ра	h	b	s	t	R	Площадь сечения, см ²	Линейная плот- ность, кг/м	Справочные значения для осей						
								x-x				y-y		
								J _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Нормальные двутавры (Б)

10Б1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
12Б1	117,6	64	3,8	5,1	7	11,3	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,42
12Б2	120	64	4,4	6,3	7	13,21	10,4	318	53	30,4	4,9	27,7	8,6	1,45
14Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,7	36,4	10	1,65
14Б2	140	73	4,7	6,9	7	16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1	157	82	4	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	160	82	5	7,4	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	2,04
18Б2	180	91	5,3	8	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	12	32,91	25,8	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
26Б1	258	120	5,8	8,5	12	35,62	28	4024	312	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	261	120	6	10	12	39,7	31,2	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,7
30Б1	296	140	5,8	8,5	15	41,92	32,9	6328	427	240	12,29	390	55,7	3,05
30Б2	299	140	6	10	15	46,67	36,6	7293	487,8	273,8	12,5	458,6	65,5	3,13
35Б1	346	155	6,2	8,5	18	49,53	38,9	10060	581,7	328,5	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	155	6,5	10	18	55,17	43,3	11550	662,2	373	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	165	7	9,5	21	61,25	48,1	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	165	7,5	11,5	21	69,72	54,7	18530	935,7	529,7	16,3	865	104,8	3,52

Продолжение табл. П9.5

Но- мер двутав- ра	h	b	s	t	R	Площадь сечения, см ²	Линейная плот- ность, кг/м	Справочные значения для осей						
								x-x				y-y		
								J _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

45Б1	443	180	7,8	11	21	76,23	59,8	24 940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	447	180	8,4	13	21	85,96	67,5	28 870	1291,9	732,9	18,32	1269	141	3,84
50Б1	492	200	8,8	12	21	92,98	73	37 160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16
50Б2	496	200	9,2	14	21	102,8	80,7	42 390	1709	970,2	20,3	1873	187,3	4,27
55Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,37	89	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61
55Б2	547	220	10	15,5	24	124,75	97,9	62 790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4,7
60Б1	593	230	10,5	15,5	24	135,26	106,2	78 760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83
60Б2	597	230	11	17,5	24	147,3	115,6	87 640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92
70Б1	691	260	12	15,5	24	164,7	129,3	125 930	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26
70Б2	697	260	12,5	18,5	24	183,6	144,2	145 912	4187	2393	28,19	5437	418,2	5,44
80Б1	791	280	13,5	17	26	203,2	159,5	199 500	5044	2917	31,33	6244	446	5,54
80Б2	798	280	14	20,5	26	226,6	177,9	232 200	5820	3343	32,01	7527	537,6	5,76
90Б1	893	300	15	18,5	30	247,1	194	304 400	6817	3964	35,09	8365	557,6	5,82
90Б2	900	300	15,5	22	30	272,4	213,8	349 200	7760	4480	35,8	9943	662,8	6,04
100Б1	990	320	16	21	30	293,82	230,6	446 000	9011	5234	38,96	11 520	719,9	6,26
100Б2	998	320	17	25	30	328,9	258,2	516 400	10 350	5980	39,62	13 710	856,9	6,46
100Б3	1006	320	18	29	30	364	285,7	587 700	11 680	6736	40,18	15 900	993,9	6,61
100Б4	1013	320	19,5	32,5	30	400,6	314,5	655 400	12 940	7470	40,45	17 830	1114,3	6,67

Широкополочные двутавры (Ш)

20Ш1	193	150	6	9	13	38,95	30,6	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	226	155	6,5	10	14	46,08	36,2	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	251	180	7	10	16	54,37	42,7	6225	496	176	10,7	974	108,2	4,23
26Ш2	255	180	7,5	12	16	62,73	49,2	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	291	200	8	11	18	68,31	53,6	10 400	715	398	12,34	1470	147	4,64
30Ш2	295	200	8,5	13	18	77,65	61	12 200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	299	200	9	15	18	87	68,3	14 040	939	526	12,7	2004	200,4	4,8
35Ш1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	75,1	19 790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	341	250	10	14	20	104,74	82,2	22 070	1295	721	14,52	3650	292	5,9
35Ш3	345	250	10,5	16	20	116,3	91,3	25 140	1458	813	14,7	4170	334	5,99
40Ш1	388	300	9,5	14	22	122,4	96,1	34 360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	392	300	11,5	16	22	141,6	111,1	39 700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	396	300	12,5	18	22	157,2	123,4	44 740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	484	300	11	15	26	145,7	114,4	60 930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	489	300	14,5	17,5	26	176,6	138,7	72 530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	495	300	15,5	20,5	26	199,2	156,4	84 200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4	501	300	16,5	23,5	26	221,7	174,1	95 150	3838	2173	20,82	10 600	707	6,92
60Ш1	580	320	12	17	28	181,1	142,1	107 300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	587	320	16	20,5	28	225,3	176,9	131 800	4490	2544	24,19	11 230	702	7,06

Продолжение табл. П9.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
60Ш3	595	320	18	24,5	28	261,8	205,5	156 900	5273	2997	24,48	13 420	839	7,16
60Ш4	603	320	20	28,5	28	298,34	234,2	182 500	6055	3455	24,73	15 620	976	7,23
70Ш1	683	320	13,5	19	30	216,4	169,9	172 000	5036	2843	28,19	10 400	650	6,93
70Ш2	691	320	15	23	30	251,7	197,6	205 500	5949	3360	28,58	12 590	787	7,07
70Ш3	700	320	18	27,5	30	299,8	235,4	247 100	7059	4017	28,72	15 070	942	7,09
70Ш4	708	320	20,5	31,5	30	341,6	268,1	284 400	8033	4598	28,85	17 270	1079	7,11
70Ш5	718	320	23	36,5	30	389,7	305,9	330 600	9210	5298	29,13	20 020	1251	7,17

Колонные двутавры (К)

20K1	195	200	6,5	10	13	52,82	41,5	3820	392	216	8,5	1334	133	5,03
20K2	198	200	7	11,5	13	59,7	46,9	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23K1	227	240	7	10,5	14	66,51	52,2	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23K2	230	240	8	12	14	75,77	59,5	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26K1	255	260	8	12	16	83,08	65,2	10 300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26K2	258	260	9	13,5	16	93,19	73,2	11 700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26K3	262	260	10	15,5	16	105,9	83,1	13 560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30K1	296	300	9	13,5	18	108	84,8	18 110	1223	672	12,95	6079	405	7,5
30K2	300	300	10	15,5	18	122,7	96,3	20 930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30K3	340	300	11,5	17,5	18	138,72	108,9	23 910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35K1	343	350	10	15	20	139,7	109,7	31 610	1843	1010	15,04	10 720	613	8,76
35K2	348	350	11	17,5	20	160,4	125,9	37 090	2132	1173	15,21	12 510	715	8,83
35K3	353	350	13	20	20	184,1	144,5	42 970	2435	1351	15,28	14 300	817	8,81
40K1	393	400	11	16,5	22	175,8	138	52 400	2664	1457	17,26	17 610	880	10
40K2	400	400	13	20	22	210,96	165,6	64 140	3207	1767	17,44	21 350	1067	10,06
40K3	409	400	16	24,5	22	257,8	202,3	80 040	3914	2180	17,62	26 150	1307	10,07
40K4	419	400	19	29,5	22	308,6	242,2	98 340	4694	2642	17,85	31 500	1575	10,1
40K5	431	400	23	35,5	22	371	291,2	121 570	5642	3217	18,1	37 910	1896	10,11

П9.6 Сортамент горячекатаного листового проката по ГОСТ 19903–74*

Прокат, изготовленный в листах

Толщина листов, мм: 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40.

Ширина листов, мм: 500; 510; 600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800.

Размер проката

Толщина листа, мм	6...7	8...10	11...12	14...25	28...40
Ширина листа, мм	700...2000	700...2500	1000...2500	1000...2800	1250...3600

П9.7 Сортамент горячекатаного широкополосного универсального проката по ГОСТ 82–70*

Толщина проката, мм	6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 56, 60
Ширина проката, мм	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050

П9.8 Сортамент горячекатаных полос по ГОСТ 103–76*

Толщина полос, мм	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 56, 60
Ширина полос, мм	11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60, 63, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110, 120, 125, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200

Размеры полос, мм

Толщина полос, мм	4,6...8	5	9, 10, 12	11, 14, 16	18	20	22	25
Ширина полос, мм	12...200	11	16...200	20...200	22...200	25...200	28...200	32...200

Продолжение

Толщина полос, мм	28...32	36	40	45	50	56	60
Ширина полос, мм	40...200	45...200	50...200	60...200	63, 65, 80...200	80...200	85...200