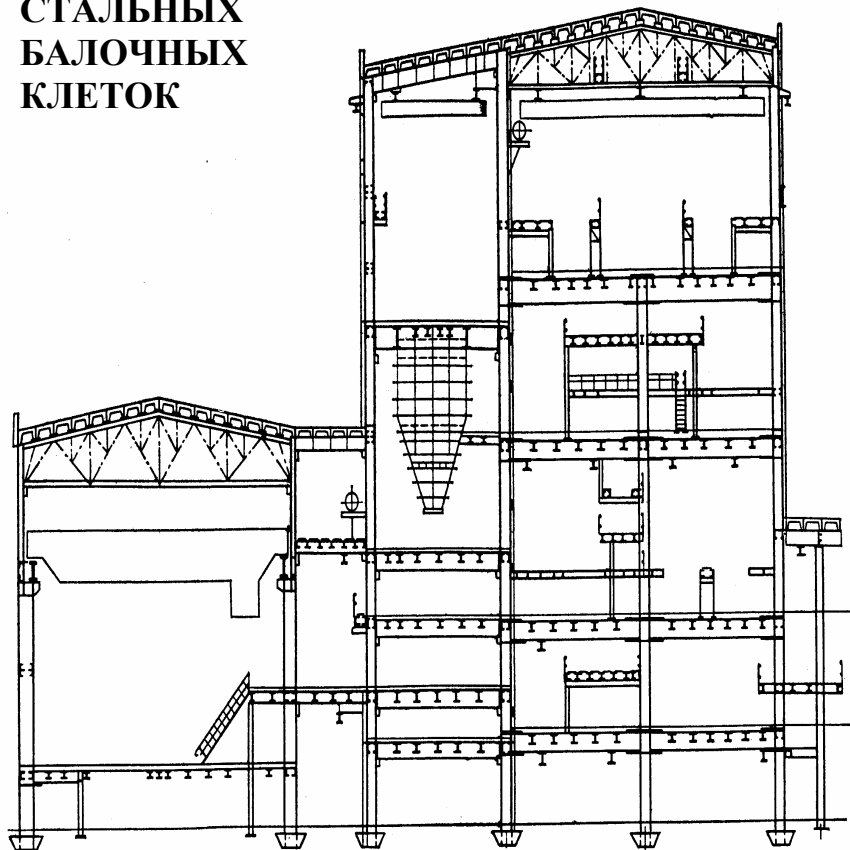


О.В. Евдокимцев, О.В. Умнова

**РАСЧЕТ И  
ПРОЕКТИРОВАНИЕ  
СТАЛЬНЫХ  
БАЛОЧНЫХ  
КЛЕТОК**



Издательство ТГТУ

*Памяти  
Ляпина Наиля Искандаровича  
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 11 приложений.

В первой главе подробно рассматриваются вопросы компоновки балочной клетки, расчета стального настила, прокатных и различных вариантов конструктивного решения составных балок. Успешное развитие конструктивных форм балок составного сечения в направлении снижения массы дало возможность включить в пособие рекомендации по конструированию и примеры расчета бистальных балок, балок с перфорированной стенкой и предложить их для использования в курсовом проектировании наиболее успевающим студентам.

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 – полок.

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

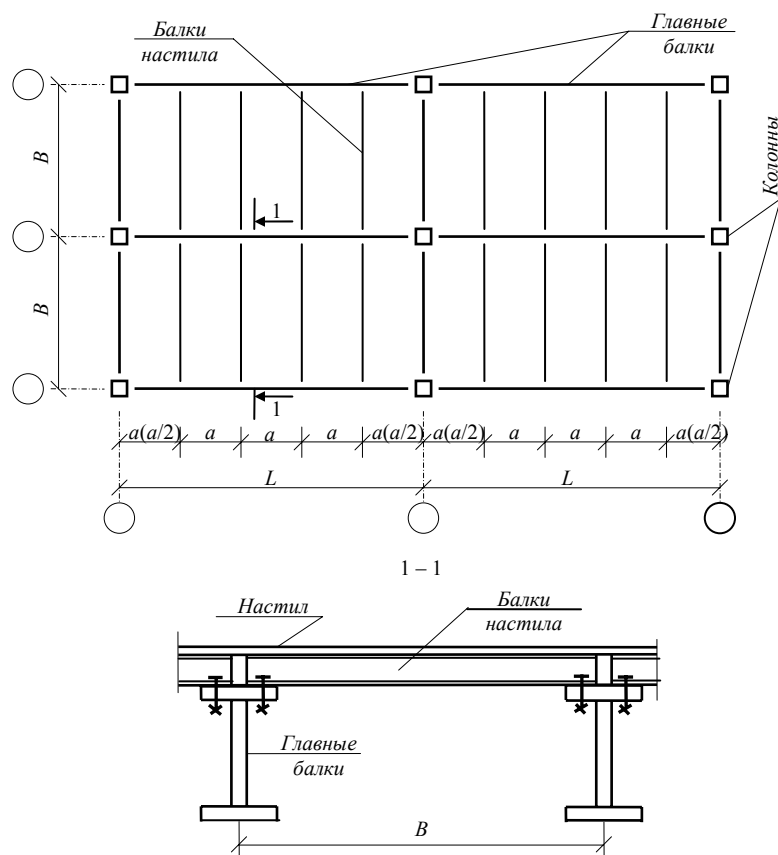
конструкций. Сравнение вариантов производится на основании эскизного проектирования и приближенных расчетов нескольких вариантов.

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.



**Рис. 1 Нормальный тип балочной клетки**  
(в скобках указано возможное смещение балок настила с оси колонн)

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  $L$ . 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, исходя из условия полного использования несущей способности настила и балок. Шаг балок настила принимают в пределах  $0,6 \dots 1,6$  м при стальном и  $2 \dots 3,5$  м при железобетонном настиле.

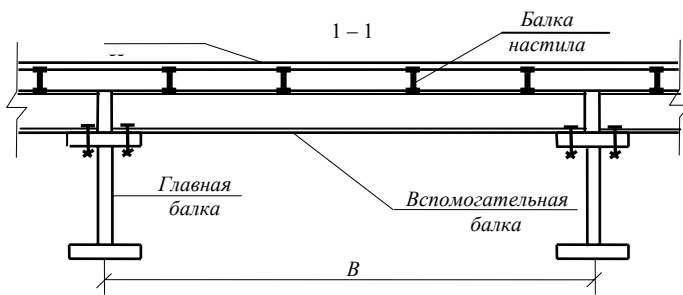
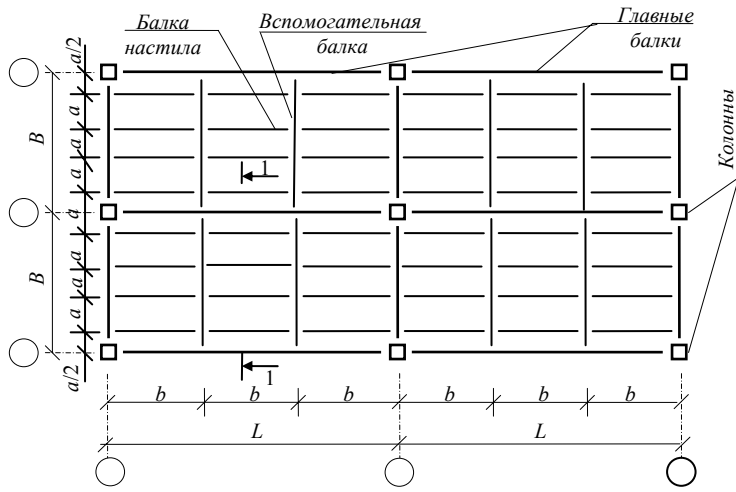


Рис. 2 Усложненный тип балочной клетки

Расстояние между вспомогательными балками назначают 2...5 м, и оно должно быть кратно пролету главной балки. Устанавливая шаг балок, необходимо соблюдать условие: ни одна из балок не должна опираться на главную в месте ее монтажного (укрупнительного) стыка. При выборе шага балок настила можно ориентироваться на данные табл. 1.

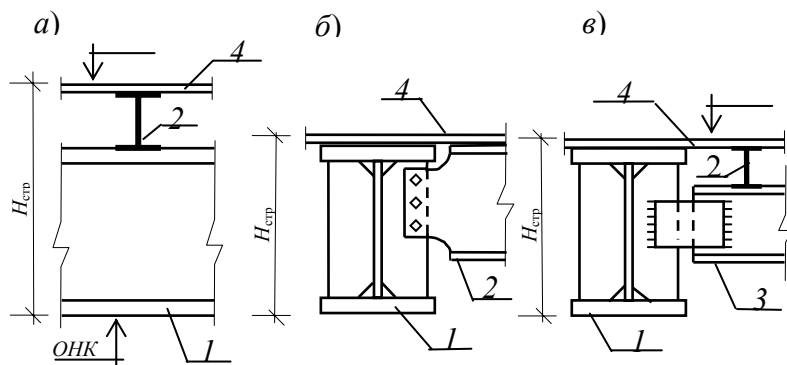
Возможно смещение вспомогательных балок, так же как и балок настила (рис. 1) с осей колонн на половину их шага.

Размеры балочной клетки в плане и по высоте (отметка верха настила (ОВН) и отметка низа конструкций (ОНК)) увязывают с требованиями технологической части проекта. 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, толщину пола.

### 1 Ориентировочный шаг балок настила, м

Полезная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Толщина листа стального настила при $f_u = l/120$ , 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...2 5	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:**

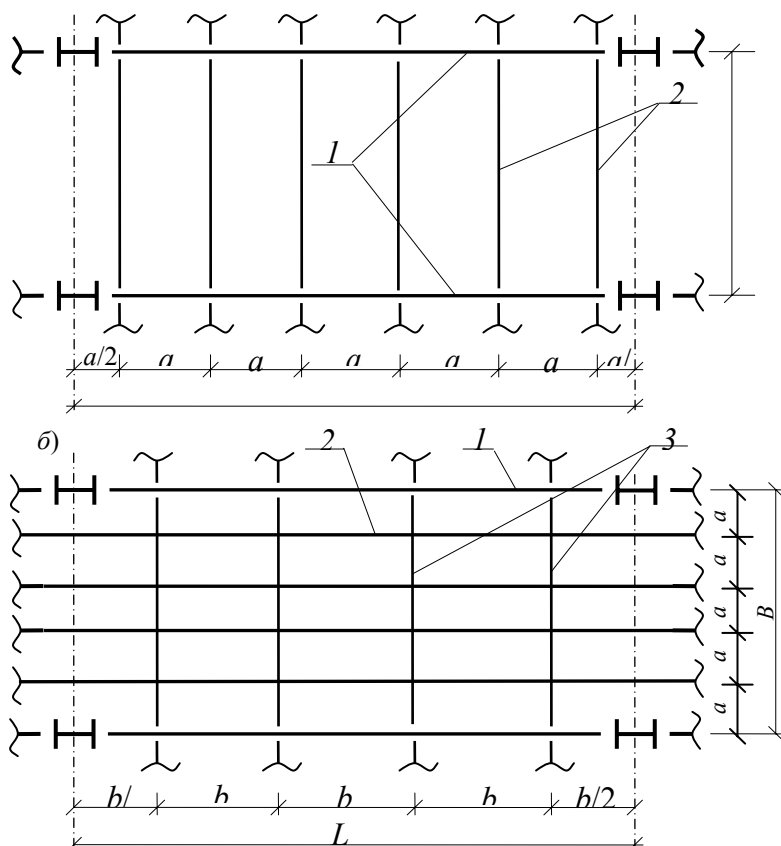
*а* – этажное; *б* – в одном уровне; *в* – пониженное;

*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. Применять такое сопряжение следует во всех случаях, 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.



#### Рис. 4 Схема к примеру 1:

$a$  – нормальный тип;  $b$  – усложненный тип;

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

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.

**Пример 1.** Скомпоновать три варианта 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/м<sup>2</sup>. Настил – стальной. Опирание главных балок на колонны сверху.

При опирании главной балки на колонну сверху оси крайних в ячейке балок настила для нормального типа и вспомогательных балок для усложненного типа должны быть смещены на половину шага. Так как длина главной балки составляет 18 м, то ее необходимо разбить на два отпорочных 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, принимаем следующие варианты компоновки балочной клетки:

1 вариант (рис. 4,  $a$ ) – шаг балок настила  $a = 0,9$  м;

2 вариант (рис. 4,  $a$ ) – шаг балок настила  $a = 1,5$  м;

3 вариант (рис. 4,  $b$ ) – шаг балок настила  $a = 0,6$  м, шаг вспомогательных балок  $b = 4,5$  м.

### 1.2 Настил

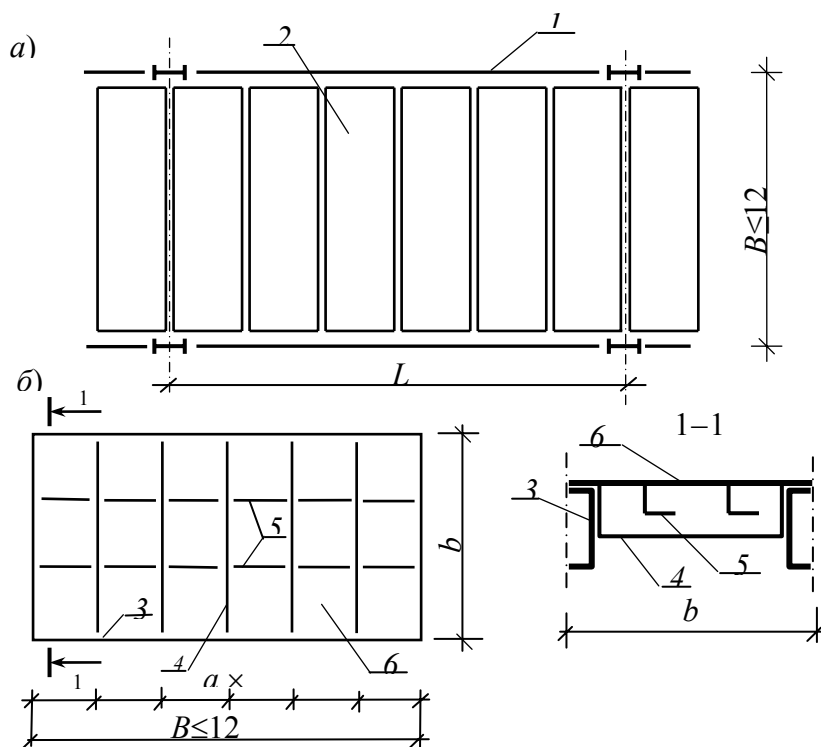
Настилы балочных клеток бывают весьма разнообразными в зависимости от назначения и конструктивного решения перекрытия. Из различных типов настилов, применяемых в рабочих площадках промышленных зданий, наиболее распространенными являются стальные сплошные настилы из плоского или рифленого листа, железобетонные 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 съёмным щитовым. Щитовой настил состоит из несущего стального листа, подкреплённого снизу продольными и поперечными ребрами (рис. 5) и может иметь размеры в плане до  $3 \times 12$  м.

Для стального настила применяют плоские листы толщиной 6...16 мм из стали С235, привариваемые к поясам балок. Рекомендуемая толщина настила приведена в табл. 2.

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.



**Рис. 5 Щитовой настил:**

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

## 2 Рекомендуемая толщина настила

Полезная нагрузка, $p$ , кН	Толщина листа, мм				
	6...8	8...10	10...12	12...14	14...16
До 10	+	–	–	–	–
11...20	–	+	–	–	–
21...25	–	–	+	–	–
26...30	–	–	–	+	–
$\geq 31$	–	–	–	–	+

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. Для расчета из пластины вырезается полоса шириной 1 м (1 см) вдоль короткой стороны настила (рис. 6) 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. 7).

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

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

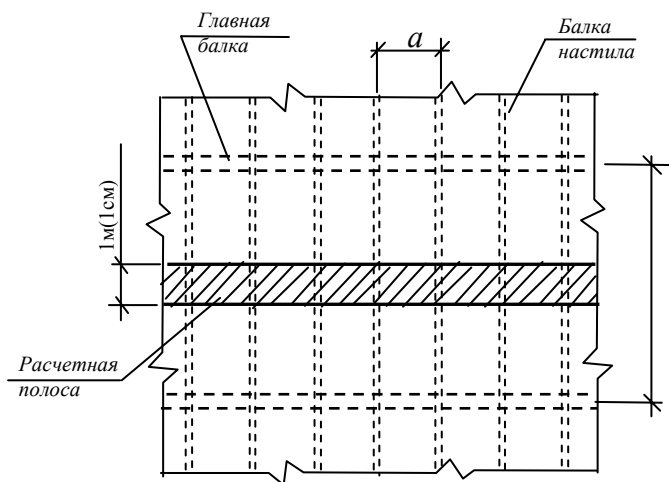


Рис. 6 К расчету настила

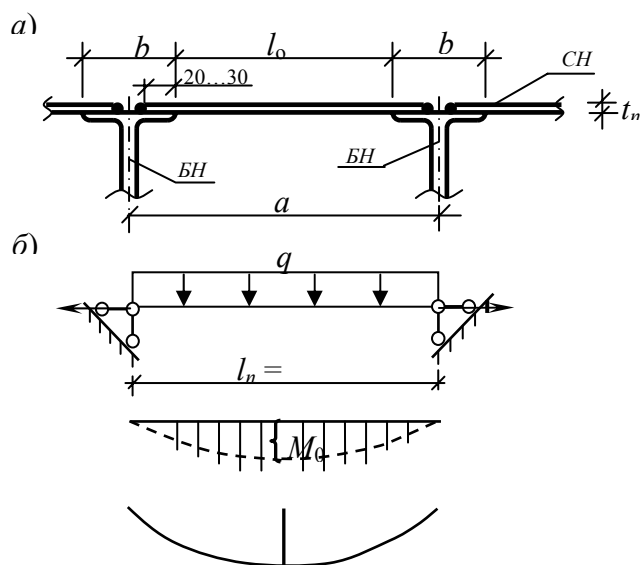


Рис. 7 Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы настила

где  $n_0 = l_n / f_u$  – 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  $l_n / t_n$ , 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;  $A_n = 1 \cdot t_n$  – площадь расчетной полосы;  $q = \gamma_f q_n$  – расчетная временная нагрузка;  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке [5];  $W_n = \frac{1 \cdot t_n^2}{6}$  – момент сопротивления полосы;  $\alpha$  – 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;  $\gamma_c$  – 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  $\gamma_f$  – 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 
$$\frac{H}{k_f \beta_f \gamma_{wf} R_{wf}} \leq 1; \quad (8)$$

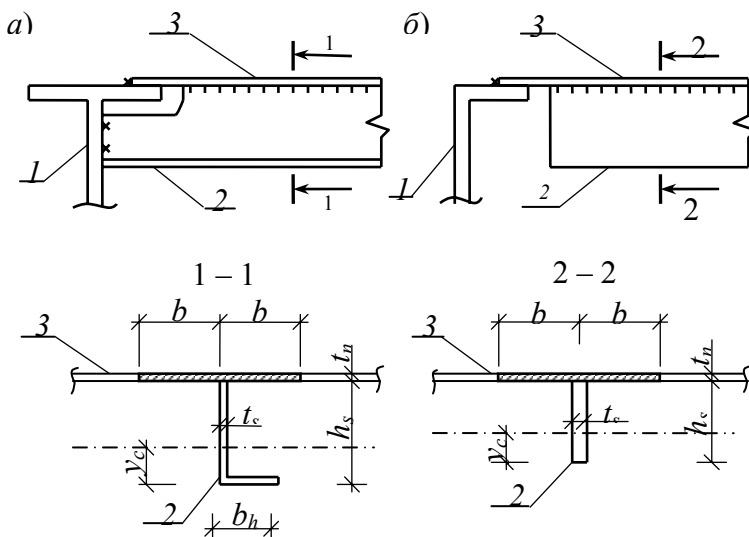
по границе сплавления 
$$\frac{H}{k_f \beta_z \gamma_{wz} R_{wz}} \leq 1, \quad (9)$$

где  $k_f$  – катет сварного шва;  $R_{wf}$ ,  $R_{wz}$  – расчетные сопротивления;  $\gamma_{wf}$ ,  $\gamma_{wz}$  – коэффициенты условий работы сварного шва.

Для щитовых настилов необходимо рассчитать ребра жесткости, которые могут соединяться (рис. 8, а) с поддерживающими балками («жесткое» опирание) или не доходить (рис. 8, б) до них («шарнирное» опирание). В случае «свободного» опирания ребра рассчитываются, как однопролетные шарнирно закрепленные балки, в случае «жесткого» опирания – как неразрезные многопролетные балки.

При определении моментов инерции и сопротивления ребра жесткости в его состав включают прилегающие участки настила шириной по  $b_s = 0,5 \sqrt{E/R_y}$  с каждой стороны ребра (рис. 8).

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



**Рис. 8 «Жесткое» (а) и «шарнирное» (б) крепление настила и ребер к балкам:**

1 – балка; 2 – ребро; 3 – настил

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

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.

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. 3.

**Пример 2.** Определить размеры несущего настила. Компоновка балочной клетки по данным примера 1.

Таблица 3

Расчетный пролет плиты, м	Толщина 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

**Вариант 1. Принимаем материал настила – сталь С235 по ГОСТ 27772–88 с расчетным сопротивлением  $R_y = 230 \text{ МПа} = 23 \text{ кН/см}^2$  (прил. 1).**

Расчетная схема настила – рис. 7, б. Пролет настила  $l_n = a = 0,9 \text{ м}$ . Отношение длинной стороны листа настила к короткой  $B/a = 6/0,9 > 2$ , поэтому расчет настила производим как для длинной пластины. По короткой стороне листа настила вырезаем полосу шириной 1 см. Предельно допустимый прогиб  $\left[ \frac{f_u}{l_n} \right] = \frac{1}{120}$  (табл. П2.2). Временная равномерно распределенная нагрузка

$p = 25 \text{ кПа} = 0,0025 \text{ кН/см}^2$ , линейная распределенная нагрузка на полосу  $q_n = 1 \cdot p = 0,0025 \text{ кН/см}$ .

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

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

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

Итак,  $t_n = \frac{l_n}{132,4} = \frac{900}{132,4} = 6,8 \text{ мм}$ .

Принимаем  $t_n = 7$  мм по ГОСТ 82–70 (табл. П10.6).

Проверим прогиб и несущую способность полосы настила шириной 1 см, пользуясь формулами (3, 4, 6, 7):

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

$$I_n = \frac{1 \cdot t_n^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,7^3}{12} = 0,029 \text{ см}^4; \quad M_0 = \frac{q l_n^2}{8} = \frac{0,003 \cdot 90^2}{8} = 3,04 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

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

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

$$\alpha = \frac{H}{P_3} = \frac{3,25}{0,8} = 4,06; \quad M = M_0 \frac{1}{1 + \alpha} = 3,04 \frac{1}{1 + 4,06} = 0,6 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

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

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

где  $q = 1,2 \cdot 25 = 30 \text{ кН/м} = 0,003 \text{ кН/см}$ ;  $\gamma_f = 1,2$  – при полном нормативном значении равномерно распределенной нагрузки 2,0 МПа и более [5];  $P_3 = \frac{3,14^2 \cdot 2,26 \cdot 10^4 \cdot 0,029}{90^2} = 0,8 \text{ кН}$ ;  $\gamma_c = 1$  – коэффициент условий работы (табл. П2.1).

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

Расход стали на 1 м<sup>2</sup> 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.

Расход стали на 1 м<sup>2</sup> настила – 94,2 кг/м<sup>2</sup>.

Вариант 3. Толщина настила  $t_n = 6$  мм.

Расход стали на 1 м<sup>2</sup> настила – 47,1 кг/м<sup>2</sup>.

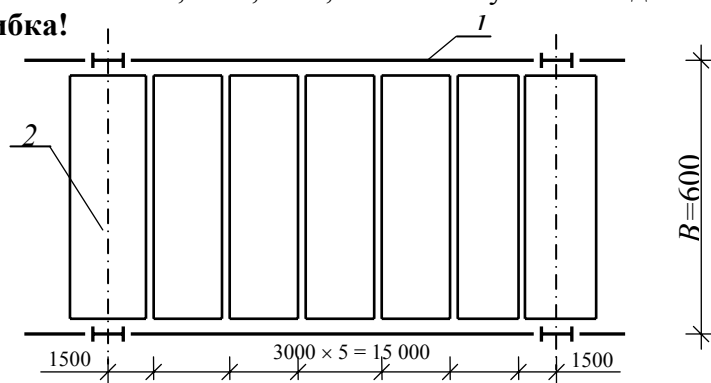
### Пример 3

Определить размеры стального щитового настила рабочей площадки и рассчитать его прикрепление к балкам и ребрам жесткости. Размеры балочной клетки и временную нагрузку принять по данным примера 1.

Принимаем ширину щитового настила (шаг вспомогательных балок  $b$ ) равную 3 м (рис. 9). Для того чтобы настил работал по схеме «длинной» пластины, принимаем шаг продольных ребер жесткости ( $a$ ) – 1,2 м.

Настил выполняем из стали С235 с  $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ . Расчетная схема настила по рис. 7. Предельно допустимый прогиб настила для  $l_n = a = 1,2 \text{ м}$  –  $\left[ \frac{f_u}{l_n} \right] = \frac{1}{123}$  (табл. П2.2). Размеры пластины в плане  $3 \times 1,2 \text{ м}$ . Так как  $3/1,2 = 2,5 > 2$ , то пластину считаем длинной.

**Ошибка!**



**Рис. 9 К примеру 3:**  
*a* – компоновка балочной клетки; *б* – схема щита;  
*1* – главные балки; *2* – щиты настила

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

$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4n_0}{15} \left( 1 + \frac{72E_1}{n_0^4 p} \right) = \frac{4 \cdot 123}{15} \left( 1 + \frac{72 \cdot 2,26 \cdot 10^4}{123^4 \cdot 0,0025} \right) = 126,1.$$

Толщина настила  $t_n = \frac{l_n}{126,1} = \frac{1200}{126,1} = 9,5 \text{ мм} = 10 \text{ мм}$ .

Аналогично примеру 2 проверяем прогиб и прочность настила.

$$A_n = 1 \cdot 1 = 1 \text{ см}^2; W_n = \frac{1 \cdot 1^2}{6} = 0,17 \text{ см}^3; I_n = \frac{1 \cdot 1^3}{12} = 0,083 \text{ см}^4;$$

$$M_0 = \frac{0,003 \cdot 120^2}{8} = 5,4 \text{ кН} \cdot \text{см}; f_0 = \frac{5}{384} \frac{0,0025 \cdot 120^4}{2,26 \cdot 10^4 \cdot 0,083} = 3,6 \text{ см};$$

$$H = 1,2 \cdot \frac{3,14^2}{4} \cdot \left[ \frac{1}{123} \right]^2 \cdot 2,26 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 1 = 4,4 \text{ кН};$$

$$P_3 = \frac{3,14^2 \cdot 2,26 \cdot 10^4 \cdot 0,083}{120^2} = 1,28 \text{ кН}; \alpha = \frac{4,4}{1,28} = 3,4;$$

$$M = 5,4 \frac{1}{1+3,4} = 1,23 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = \frac{4,4}{1} + \frac{1,23}{0,17} = 11,6 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \cdot 1 = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$f = 3,6 \cdot \frac{1}{1+3,4} = 0,82 \text{ см} < f_u = \frac{120}{123} = 0,98 \text{ см}.$$

Прочность и жесткость настила обеспечена.

Расход стали на 1 м<sup>2</sup> настила равен: 7850 кг/м<sup>3</sup> · 0,01 м = 78,5 кг/м<sup>2</sup>.

Продольное несущее ребро выполняем из уголка без крепления его к поддерживающим балкам. Расчетная схема ребра – однопролетная шарнирно закрепленная балка (рис. 10).

Линейная расчетная и нормативная нагрузка на ребро

$$q = (q_{n1}\gamma_{f1} + q_{n2}\gamma_{f2})a = (25 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 1,2 = 37 \text{ кН/м};$$

$$q_n = (q_{n1} + q_{n2})a = (25 + 0,785) \cdot 1,2 = 30,9 \text{ кН/м},$$

где  $q_{n1} = p = 25 \text{ кН/м}^2$  – нормативная нагрузка на настил;  $q_{n2} = 7850 \cdot 0,01 \cdot 10 = 785 \text{ Н/м}^2 = 0,785 \text{ кН/м}^2$  – нагрузка от собственного веса настила;  $\gamma_{f1}, \gamma_{f2}$  – коэффициенты надежности по нагрузке от временной нагрузки и от собственного веса стальных конструкций соответственно, принимаемые по [5].

Максимальный изгибающий момент и поперечная сила в ребре

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{37 \cdot 3^2}{8} = 41,6 \text{ кН} \cdot \text{м} = 4160 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$Q_{\text{ax}} = \frac{ql}{2} = \frac{37 \cdot 3}{2} = 55,5 \text{ кН}$$

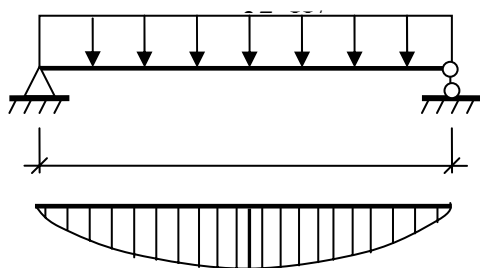


Рис. 10 Расчетная схема ребра щитового настила

Принимаем ребро из уголка  $160 \times 100 \times 9$  мм по ГОСТ 8510–86 (табл. П10.2). В расчетное сечение ребра включаем участки настила по обе стороны ребра (рис. 9, б) шириной  $b_s = 0,5\sqrt{E/R_y} = 0,5\sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 23} = 15$  см.

Определим положение центра тяжести и геометрические характеристики сечения

$$y_c = \frac{\sum S_{x_0}}{\sum A} = \frac{2 \cdot 15 \cdot 1 \cdot 16,5 + 22,87 \cdot 5,19}{2 \cdot 15 \cdot 1 + 22,87} = 11,6 \text{ см};$$

$$\begin{aligned} I_x &= I_{yг} + A_{yг}(y_c - z_o)^2 + \frac{2b_s t_n}{12} + 2b_s t_n \left( \frac{t_n}{2} + (h_s - y_c) \right)^2 = \\ &= 606 + 22,87 \cdot (11,6 - 5,19)^2 + \frac{2 \cdot 15 \cdot 1^3}{12} + \\ &+ 2 \cdot 15 \cdot 1 \cdot (0,5 \cdot (16 - 11,6))^2 = 2268,5 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

$$W_x = \frac{I_x}{y_c} = \frac{2268,5}{11,6} = 195,6 \text{ см}^3.$$

Проверим прочность сечения по формуле (10)

$$\frac{4160}{195,6 \cdot 23} = 0,92 < 1.$$

Прочность сечения ребра обеспечена.

Предельно допустимый прогиб ребра для  $l = 3$  м –  $\left[ \frac{f_u}{l} \right] = \frac{1}{150}$  (табл. П2.2).

Прогиб ребра

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,309 \cdot 300^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 2268,5} = 0,7 \text{ см} < f_u = \frac{300}{150} = 2 \text{ см}.$$

Настил привариваем к ребрам жесткости электродами типа Э42 с расчетным сопротивлением металла шва  $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$  (табл. П4.2).

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

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

где  $R_{wf}, R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 36 = 16,2 \text{ кН/см}^2$  – расчетные сопротивления угловых швов срезу по металлу шва и по металлу границы сплавления соответственно;  $\beta_f, \beta_z$  – коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления (табл. П4.4);  $\gamma_{wf}, \gamma_{wz}$  – коэффициенты условий работы шва, равные 1 во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub>, III<sub>3</sub>, для которых  $\gamma_{wf} = 0,85$  для металла с нормативным сопротивлением  $R_{wun} = 41 \text{ кН/см}^2$  и  $\gamma_{wz} = 0,85$  – для всех сталей.

Расчет углового шва на срез (условный) ведем по металлу шва.

Минимальный катет шва крепления ребер к настилу двухсторонними угловыми швами определим по формуле (11)

$$k_f = \frac{55,5 \cdot 132}{2 \cdot 12,6 \cdot 2268,5} = 0,13 \text{ см},$$

где  $S_{n,x} = 2 \cdot 15 \cdot 1 \cdot (0,5 + (16 - 11,6)) = 132 \text{ см}^3$  – статический момент инерции участка настила шириной  $2b_s$  относительно нейтральной оси  $xx$ .

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;  $k_{f,\max} = t - 2 = 9 - 2 = 7 \text{ мм}$  – максимальный катет при сварке вдоль кромок пера уголка с толщиной полки  $t = 7 \dots 16 \text{ мм}$ .

Принимаем катет сварного шва равным 5 мм.

Расход стали на  $1 \text{ м}^2$  щитового настила с учетом веса ребер равен:  $78,5 + 17,96/1,2 = 93,5 \text{ кг/м}^2$ , где  $\rho_l = 17,96 \text{ кг/м}$  – вес погонного метра уголка (табл. П10.1).

### 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  $g$ ,  $\text{кН/м}^2$ , то нагрузка на метр длины собирается с соответствующей грузовой площадью  $q = ga$ ,  $\text{кН/м}^2$ . В балочных клетках нормального и усложненного 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. В статическом отношении это обычно разрезные однопролетные балки на двух опорах.

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 прогибом (табл. П2.2).

6 Проверка общей устойчивости балки.

7 Проверка и обеспечение местной устойчивости.

8 Расчет деталей.

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

сопротивление стали сдвигу;  $t$  и  $h$  – соответственно толщина и высота стенки;  $\alpha$  – 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 и момент инерции сечения.

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  $\sigma_{loc}$ :

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

где  $F$  – расчетное значение локальной нагрузки или опорная реакция;  $t_w$  – толщина стенки;  $l_{ef} = b + 2t_f$  – условная длина распределения нагрузки (рис. 11);  $t_f$  – толщина верхнего пояса балки, если нижняя балка сварная (рис. 11, а), или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (рис. 11, б).

Проверка жесткости балки заключается в том, чтобы обеспечить выполнение предельного неравенства:

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

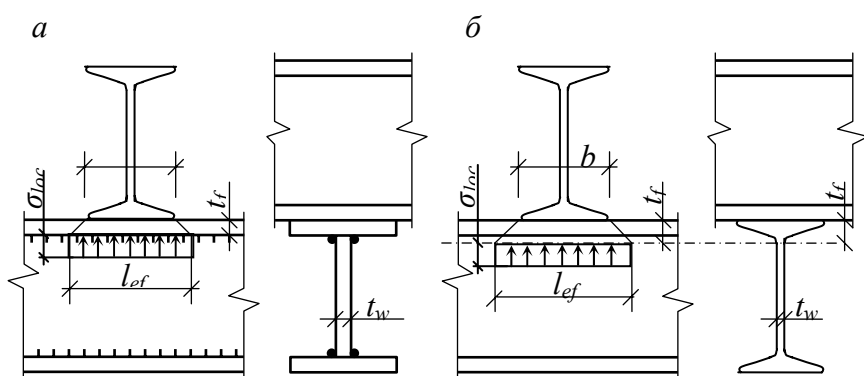


Рис. 11 Схемы для определения длины распределения нагрузки на балку:

а – сварную; б – прокатную

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

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

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

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  $W_c$  – следует определять для сжатого пояса балки;  $\varphi_b$  – 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  $1 < c_1 \leq c$ .

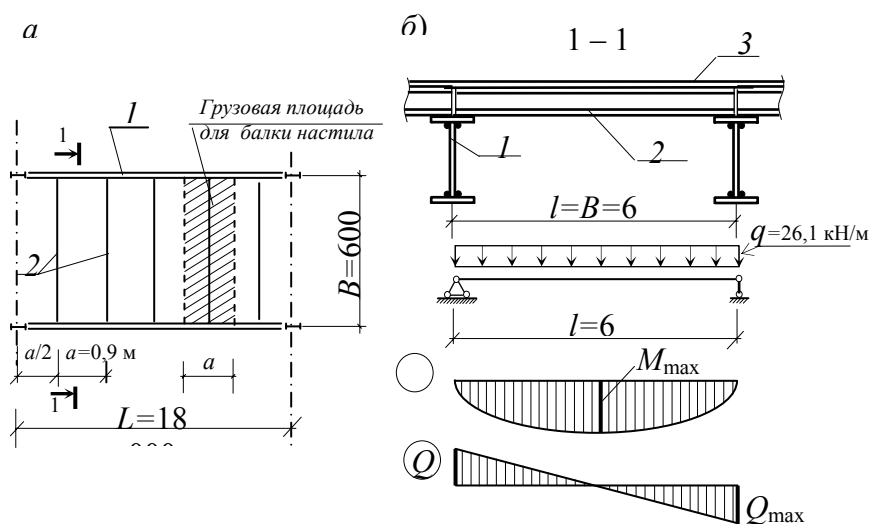
Если при проверке выясняется, что общая устойчивость балки не обеспечена, то следует уменьшить расчетную длину сжатого пояса, изменив схему связей (уменьшить шаг вышележащих балок).

Проверка местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, так как она обеспечивается их толщинами, принятыми из условия проката.

**Пример 4.** 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 – П<sub>4</sub>.

Рассмотрим 3 варианта компоновки балочной клетки и для каждого варианта подберем свое сечение балки настила. Толщина настила по примеру 2.

**Вариант 1.** Данная конструкция 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/см<sup>2</sup> при толщине фасонного проката до 20 мм.



**Рис. 12** К расчету балки настила (вариант 1):  
1 – главная балка; 2 – балка настила; 3 – настил

Выполним предварительный подбор сечения балки без учета ее собственного веса. Расчетная погонная нагрузка на балку настила

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

где  $q_{n1}$  – временная равномерно распределенная нагрузка;  $q_{n2} = \gamma t_n = 78,5 \cdot 0,007 = 0,55 \text{ кН/м}^2$  – нагрузка от собственного веса настила, здесь  $\gamma = 78,5 \text{ кН/м}^3$  – объемный вес стали;  $\gamma_{f1}, \gamma_{f2}$  – коэффициенты надежности по нагрузке от временной нагрузки и от собственного веса стальных конструкций;  $\alpha$  – ширина грузовой площади (рис. 12, а).

Расчетная схема балки настила – однопролетная шарнирно опертая балка (рис. 12, б). Расчетный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{26,1 \cdot 6^2}{8} = 117,5 \text{ кН} \cdot \text{м} = 11\,750 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

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

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

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

Назначаем двутавр № 30 по ГОСТ 8239–89 (табл. П10.3) 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

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

Нормативная и расчетная погонные нагрузки на балку с учетом ее собственного веса:

$$q_n = (q_{n1} + q_{n2})\alpha\gamma_n + q_{n3}^*\gamma_n = (25 + 0,55) \cdot 0,9 \cdot 0,95 + 0,365 \cdot 0,95 = 22,2 \text{ кН/м};$$

$$q = (q_{n1}\gamma_{f1} + q_{n2}\gamma_{f2})\alpha\gamma_n + q_{n3}^*\gamma_{f2}\gamma_n = 26,1 + 0,365 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 26,5 \text{ кН/м}.$$

Расчетные усилия:

$$M_{\max} = \frac{26,5 \cdot 6^2}{8} = 119,25 \text{ кН} \cdot \text{м} = 11\,925 \text{ кН} \cdot \text{см}; \quad Q_{\max} = \frac{26,5 \cdot 6}{2} = 79,5 \text{ кН}.$$

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

$$\frac{M_{\max}}{c_1 W_x R_y \gamma_c} = \frac{11\,925}{1,09 \cdot 472 \cdot 24 \cdot 1} = 0,97 < 1;$$

$$\frac{Q_{\max}}{h t_w R_s \gamma_c} = \frac{79,5}{30 \cdot 0,65 \cdot 14 \cdot 1} = 0,29 < 1,$$

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

## Проверка жесткости балки

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,222 \cdot 600^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 7080} = 2,6 \text{ см} < f_u = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}.$$

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, что связано с технологией проката.

Принятое сечение балки удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

Для ручной сварки настила с балками с учетом климатического района строительства можно использовать электроды типа Э42 (табл. П4.1).

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

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

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

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

$$k_f = \frac{H}{(\beta R_w \gamma_w)_{\min} l_w} = \frac{3,25}{12,6 \cdot 1} = 0,3 \text{ см},$$

где  $l_w = 1 \text{ см}$  – ширина расчетной 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  $t_{\max} = t_f = 10,2 \text{ мм}$ ;  $k_{f, \max} = 1,2 t_{\min} = 1,2 \cdot 7 = 8,4 \text{ мм}$  – максимальный катет шва, здесь  $t_{\min} = t_n = 7 \text{ мм}$ .

Принимаем катет сварного шва – 5 мм.

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

Аналогично рассчитываем балки настила других вариантов компоновки балочной клетки.

### **Вариант 2. Двутавр № 40.**

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

**Вариант 3. Пролетом балки настила является шаг вспомогательных балок  $l = b = 4,5 \text{ м}$ , шаг балок настила  $a = 0,6 \text{ м}$ .**

Двутавр № 20.

Масса балок настила –  $21 / 0,6 = 35 \text{ кг/м}^2$ .

**Пример 5.** 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 примера 1 (вариант 3). Климатический район строительства – П<sub>4</sub>.

Настил и балка настила определены в примерах 2 и 4.

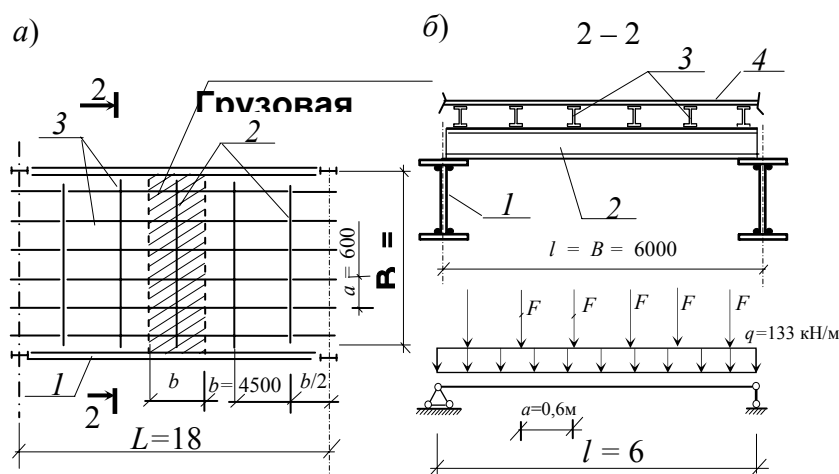
Вспомогательная балка относится к третьей группе конструкций по назначению [4, табл. 50] и для нее с учетом климатического района строительства можно использовать сталь С245 с  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup> при толщине фасонного проката до 20 мм.

Выполним предварительный подбор сечения балки без учета ее собственного веса. 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. 13, а).

Расчетная погонная нагрузка на вспомогательную балку равна

$$q = (q_{n1} \gamma_{f1} + (q_{n2} + q_{n3}) \gamma_{f2}) b \gamma_n = (25 \cdot 1,2 + (0,47 + 0,35) \cdot 1,05) \cdot 4,5 \cdot 0,95 = 131,9 \text{ кН/м},$$

где  $q_{n1}$  – временная равномерно распределенная нагрузка;  $q_{n2} = \gamma t_n = 78,5 \cdot 0,006 = 0,47$  кН/м<sup>2</sup> – нагрузка от собственного веса настила;  $q_{n3} = \frac{\rho_l g}{a} = \frac{21 \cdot 10}{0,6} = 350$  Н/м<sup>2</sup> = 0,35 кН/м<sup>2</sup> – нагрузка от собственного веса балки настила, здесь  $\rho_l = 21$  кг/м – линейная плотность двутавра № 20 (балка настила в варианте 3).



**Рис. 13 К примеру 5:**

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

Расчетная схема вспомогательной балки – однопролетная шарнирно опертая балка (рис. 13, б). Расчетный изгибающий момент и требуемый момент сопротивления

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{131,9 \cdot 6^2}{8} = 593,6 \text{ кН} \cdot \text{м} = 59\,360 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{59\,360}{1,1 \cdot 24 \cdot 1} = 2248 \text{ см}^3,$$

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

Назначаем двутавр № 60 по ГОСТ 8239–89 (табл. П10.3) 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  $q_{n4}^* = 108 \cdot 10 = 1080 \text{ Н/м}$ .

Нормативная и расчетная погонные нагрузки на балку:

$$q_n = (q_{n1} + q_{n2} + q_{n3})\gamma_n + q_{n4}^*\gamma_n = (25 + 0,47 + 0,35) \cdot 4,5 \cdot 0,95 + 1,08 \cdot 0,95 = 111,4 \text{ кН/м};$$

$$q = (q_n \gamma_{f1} + (q_{n2} + q_{n3}) \gamma_{f2}) \gamma_n + q_{n4}^* \gamma_{f2} \gamma_n = 131,9 + 1,08 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 133 \text{ кН/м}.$$

Расчетные усилия:

$$M_{\max} = \frac{133 \cdot 6^2}{8} = 598,5 \text{ кН} \cdot \text{м} = 59\,850 \text{ кН} \cdot \text{см}; \quad Q_{\max} = \frac{133 \cdot 6}{2} = 399 \text{ кН}.$$

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

$$\frac{M_{\max}}{c_1 W_x R_y \gamma_c} = \frac{59\,850}{1,12 \cdot 2560 \cdot 24 \cdot 1} = 0,87 < 1;$$

$$\frac{Q_{\max}}{h t_w R_s \gamma_c} = \frac{399}{60 \cdot 1,2 \cdot 14 \cdot 1} = 0,4 < 1,$$

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):

$$\frac{F}{t l_{ef}} = \frac{73,8}{1,2 \cdot 13,56} = 4,6 \leq R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2,$$

где  $F = 2Q_{\max} = 2 \cdot 36,9 = 73,8 \text{ кН}$  – расчетное значение локальной нагрузки, здесь  $Q_{\max}$  – поперечная сила в балке настила в месте ее опирания на вспомогательную балку (вариант 3 по примеру 4);  $t$  – толщина стенки вспомогательной балки;  $l_{ef} = b + 2t_f = 10 + 2 \cdot 1,78 = 13,56 \text{ см}$  – условная длина распределения нагрузки (рис. 11, 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 прогиб балки для  $l = 6 \text{ м}$   $-\left[\frac{f_u}{l}\right] = \frac{1}{200}$   
(табл. П2.2).

Проверка жесткости балки:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,114 \cdot 600^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 78\,806} = 1,2 \text{ см} < f_u = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}.$$

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)):

$$\frac{l_{ef}}{b} = \frac{60}{19} = 3,2 < \delta \left[ 0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left( 0,73 - 0,016 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= 0,3 \cdot \left[ 0,41 + 0,0032 \cdot 15 + (0,73 - 0,016 \cdot 15) \frac{19}{60} \right] \sqrt{\frac{20600}{24}} = 5,4,$$

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.

Местная устойчивость элементов сечения вспомогательной балки обеспечена условиями проката.

Принятое сечение балки удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

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

**Пример 6.** Требуется определить наиболее экономичный вариант компоновки балочной клетки (по данным примеров 1 – 5).

Данные расхода стали и другие показатели сводим в табл. 4.

#### 4 Сравнение вариантов компоновки балочной клетки

Номер варианта	Расход стали, кг/м <sup>2</sup>				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	47,1	35	24	106,1	40
щитовой настил	93,5*	–	26,2	119,7	6

\* Включает вес ребер.

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. Особенности проектирования бистальных балок и балок с перфорированной стенкой будут рассмотрены ниже.

Составные балки могут быть сварными или клепаными, но последние применяют редко. Наибольшее применение получили балки двутаврового симметричного сечения (рис. 14). 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 расчетных усилий в главной балке

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. 14, а). Высота балки определяется экономическими соображениями, максимально допустимым прогибом балки и в ряде случаев строительной высотой перекрытия  $H_{стр}$  (рис. 3), равной разности отметок верха перекрытия и верха габарита помещения под перекрытием (полезная высота). Кроме того, высота балки должна быть увязана с условиями перевозки.

Наименьшую высоту балки  $h_{min}$ , при которой она будет удовлетворять условиям жесткости, называют минимальной высотой. Для однопролетной шарнирно опертой по концам балки, загруженной равномерно распределенной по всему пролету нагрузкой, минимальную высоту можно определить по формуле:

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R_y \gamma_c l^2}{E f_u} \frac{M_n}{M}, \quad (20)$$

где  $f_u$  – нормируемый предельный прогиб;  $M_n, M$  – нормативный и расчетный изгибающие моменты соответственно.

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

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

где  $k$  – коэффициент, принимаемый равным 1,15...1,2 для сварных балок и 1,2...1,25 – для клепанных;  $t_w$  – толщина стенки.

Задавшись ориентировочно высотой балки  $[(1/10...1/13)l$  – для разрезных балок], толщину стенки в формуле (21) определяют по табл. 5 или эмпирической формуле

$$t_w = 7 + 3h, \quad (22)$$

где  $h$  – высота главной балки, м, при этом толщину стенки получают в миллиметрах.

Полученная толщина стенки должна быть округлена до толщины прокатываемых листов (табл. П10.6).

### 5 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

Оптимальную высоту балки можно определить другим способом:

$$h_{opt} = 1,15\sqrt[3]{W\lambda_w}, \quad (23)$$

где  $\lambda_w$  – гибкость стенки.

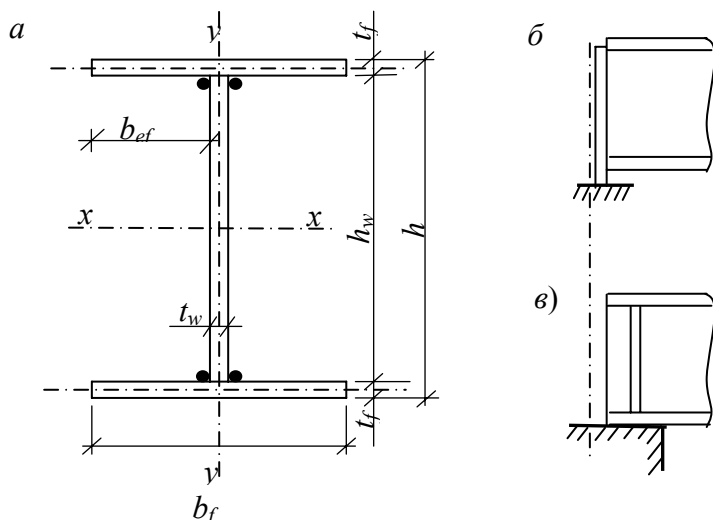


Рис. 14 К расчету сечения составной балки

Поскольку расход стали при отклонении от полученного по формулам (21) и (23) значения  $h_{opt}$  на 10...15 % мало изменяется, рекомендуется высоту балки назначать на 10...15 % ниже оптимальной для уменьшения строительной высоты перекрытия (покрытия).

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 размер строительной высоты:

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

где  $h_{max} = H_{стр} - t_n$  в случае сопряжения балок в одном уровне или пониженного и  $h_{max} = H_{стр} - t_n - h_b$  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 уменьшить высоту главной балки или 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. 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  $h_{max}$ .

Высоту балки следует согласовывать с размерами ширины листов по сортаменту (ГОСТ 19903–74\* (табл. П10.6) или ГОСТ 82–70\* (табл. П10.7)), принимая высоту стенки  $h_w$  равной ширине листа.

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

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

$$t_{w, min} = k \frac{Q_{max}}{hR_s\gamma_c}, \quad (24)$$



где  $k = 1,5$  при работе на срез только стенки (рис. 14, б),  $k = 1,2$  при работе на срез всего двутаврового сечения (рис. 14, 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

$$t_{w, \min} = \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (25)$$

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 листовую прокат (табл. П10.6).

Если толщина стенки, принятая на основании формул (24) и (25), будет отличаться от толщины, принятой в формуле (21), более чем на 2 мм, то необходимо заново определить  $h_{opt}$ , подставив в формулу (21) среднюю толщину стенки между принятой ранее и полученной по условиям прочности и устойчивости.

Размеры горизонтальных поясных листов назначают, исходя из необходимой несущей способности балки. Момент сопротивления ( $W_{req}$ ) двутаврового симметричного сечения (рис. 14, а) относительно оси  $xx$  можно определить, пренебрегая моментами инерции поясов относительно их собственных осей, тогда минимально необходимую площадь сечения одного пояса можно получить по формуле

$$A_f = \frac{W_{req}}{h} - \frac{t_w h}{6}, \quad (26)$$

где  $W_{req}$  – требуемый момент сопротивления, определенный по формуле (12) или (13).

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  $(1/3 \dots 1/5)$  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 развиваются значительные усадочные растягивающие напряжения, вызывающие низкое качество сварных швов, 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

$$b_{ef} / t_f \leq 0,5 \sqrt{E / R_y}, \quad (27)$$

а при развитии пластических деформаций – условием

$$b_{ef} / t_f \leq 0,11 h_{ef} / t_w, \quad (28)$$

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 82–70\* (табл. П10.7).

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 5%, сечение следует уменьшить. Изменение сечения рекомендуется осуществлять путем изменения ширины полок, принимая ширину листа с меньшим ближайшим размером.

**Пример 7.** Требуется скомпоновать составное сварное сечение и проверить прочность главной балки балочной клетки, исходя из условий, приведенных в примерах 1 – 6 по первому варианту компоновки. Строительная высота перекрытия – 2 м. Предельно допустимый прогиб при  $L = 18$  м –  $\left[\frac{f_u}{l}\right] = \frac{1}{225}$  (табл. П2.2).

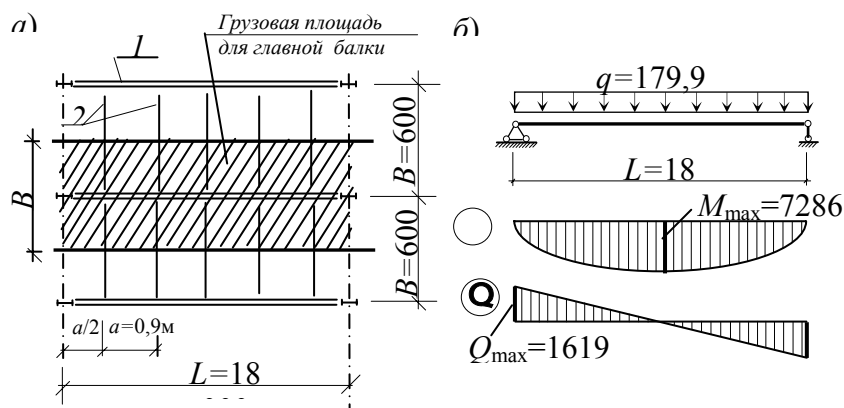
Главная балка относится ко второй группе конструкций по назначению [4, табл. 50] и для нее с учетом климатического района строительства можно использовать сталь С255 с  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup> при толщине листового проката до 20 мм и  $R_y = 23$  кН/см<sup>2</sup> при толщине 21...40 мм (прил. 1). Определение ширины грузовой площади для главной балки показано на рис. 15, а. Ввиду частого расположения сосредоточенных сил (опорные реакции балок настила) заменяем их действие эквивалентной погонной нагрузкой, приложенной вдоль верхнего пояса главной балки (рис. 15, б).

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

Нормативная и расчетная погонные нагрузки на балку:

$$q_n = (q_{n1} + q_{n2} + q_{n3} + q_{n5})\gamma_n = (25 + 0,55 + 0,41 + 0,52) \cdot 6 \cdot 0,95 = 150,9 \text{ кН/м};$$

$$q = (q_{n1}\gamma_{f1} + (q_{n2} + q_{n3} + q_{n5})\gamma_{f2})\gamma_n = \\ = (25 \cdot 1,2 + (0,55 + 0,41 + 0,52) \cdot 1,05) \cdot 6 \cdot 0,95 = 179,9 \text{ кН/м},$$



**Рис. 15** Расчетная схема главной балки:

$l$  – главная балка; 2 – балка настила

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;  $q_{n5} = 0,02(q_{n1} + q_{n2} + q_{n3}) = 0,52 \text{ кН/м}^2$  – собственный вес балки.

Расчетные усилия:

$$M_{\max} = \frac{1799 \cdot 18^2}{8} = 7286 \text{ кН} \cdot \text{м} = 728600 \text{ кН} \cdot \text{см}, \quad Q_{\max} = \frac{1799 \cdot 18}{2} = 1619 \text{ кН}.$$

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

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{728600}{1,1 \cdot 23 \cdot 1} = 28798 \text{ см}^3,$$

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

Ориентировочно назначаем толщину стенки по формуле (22)

$$t_w = 7 + 3h = 7 + 3 \cdot 1,8 = 12,4 \approx 12 \text{ мм},$$

где  $h = (1/10)L = 1,8 \text{ м}$  – высота главной балки.

Оптимальную высоту балки определим по формуле (21)

$$h_{\text{opt}} = k \sqrt{W_{\text{req}} / t_w} = 1,15 \sqrt{28798 / 1,2} = 178 \text{ см}.$$

Минимальную высоту балки определим по формуле (20)

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{R_y \gamma_c L^2}{E f_u} \frac{q_n}{q} = \frac{5}{24} \cdot \frac{23 \cdot 1 \cdot 225 \cdot 1800}{2,06 \cdot 10^4} \cdot \frac{150,9}{179,9} = 79 \text{ см}.$$

В случае этажного сопряжения балок

$$h_{\max} = H_{\text{стр}} - t_n - h_b = 200 - 0,7 - 30 = 169,3 \text{ см},$$

а при сопряжении в одном уровне

$$h_{\max} = H_{\text{стр}} - t_n = 200 - 0,7 = 199,3 \text{ см},$$

где  $h_b$  – высота балки настила.

Высота балки должна быть больше минимальной и достаточно близкой к оптимальной. Если принять стенку из листа шириной 1600 мм по ГОСТ 19903–74\* (табл. П10.6) то полная высота балки при  $t_f = 30 \text{ мм}$  составит  $h = h_w + 2t_f = 160 + 6 = 166 \text{ см}$ , что на 7% процентов меньше  $h_{\text{opt}}$ , и удовлетворяет требованию жесткости  $h = 166 \text{ см} > h_{\min} = 79 \text{ см}$ . Так как  $h = 166 < h_{\max} = 169,3 \text{ см}$ , мы можем принять наиболее простое сопряжение балок – этажное. Предварительно принимаем  $h = 166 \text{ см}$ .

Минимальную толщину стенки из условия ее работы на срез при учете развития пластических деформаций определим по формуле (24)

$$t_{w, \min} = k \frac{Q_{\max}}{h_w R_s \gamma_c} = 1 \cdot \frac{1619}{160 \cdot 14 \cdot 1} = 0,72 \text{ см},$$

где  $R_s = 14 \text{ кН/см}^2$  (прил. 1).

Для того чтобы не укреплять стенку продольным ребром, толщина стенки должна быть больше минимальной, определенной по формуле (25)

$$t_{w, \min} = \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{160}{5,5} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,99 \text{ см}.$$

Окончательно принимаем  $t_w = 12 \text{ мм}$ .

Требуемую площадь сечения пояса определим по формуле (26)

$$A_f = \frac{W_{req}}{h} - \frac{t_w h}{6} = \frac{28\,798}{166} - \frac{1,2 \cdot 166}{6} = 140,3 \text{ см}^2.$$

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.

Принимаем сечение пояса из листа  $30 \times 500 \text{ мм}$  по табл. П10.7.

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

Проверим выполнение требований местной устойчивости сжатого пояса.

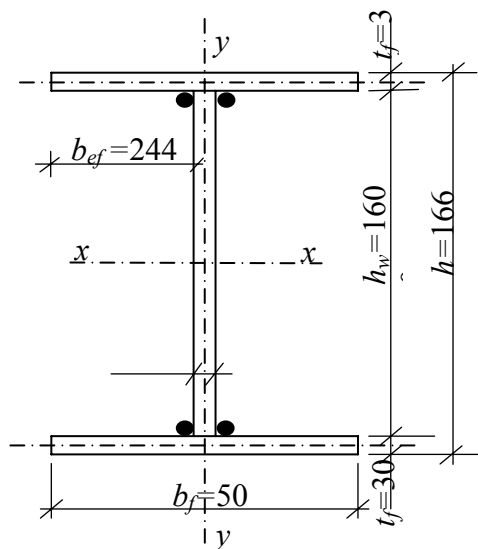


Рис. 16 Сечение главной балки, к примеру 6

$$b_{ef} / t_f = 24,4 / 3 = 8,1 < 0,11 h_{ef} / t_w = 0,11 \cdot 160 / 1,2 = 14,7 \text{ и меньше } 0,5 \sqrt{E / R_y} = 0,5 \sqrt{20\,600 / 23} = 15,$$

где  $b_{ef} = 0,5(b_f - t_w) = 0,5 \cdot (50 - 1,2) = 24,4 \text{ см}$  – свес пояса (рис. 16).

Местная устойчивость пояса обеспечена.

Определим геометрические характеристики сечения главной балки (рис. 16):

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left( \frac{b_f t_f^3}{12} + A_f \left( \frac{h - t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{1,2 \cdot 160^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot \left( \frac{50 \cdot 3^3}{12} + 150 \cdot \left( \frac{166 - 3}{2} \right)^2 \right) = 2\,402\,500 \text{ см}^4,$$

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{2\,402\,500 \cdot 2}{166} = 28\,946 \text{ см}^3,$$

$$A = 2A_f + A_w = 2 \cdot 150 + 1,2 \cdot 160 = 492 \text{ см}^2,$$

$$S_x = A_f \left( \frac{h - t_f}{2} \right) + \frac{t_w h_w^2}{8} = 150 \left( \frac{166 - 3}{2} \right) + \frac{1,2 \cdot 160^2}{8} = 16\,065 \text{ см}^3.$$

Определим нагрузку от собственного веса балки:

$$q_{n5} = A\gamma / B = 492 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5 / 6 = 0,64 \text{ кН/м}^2.$$

Уточним полную фактическую нагрузку и расчетные усилия:

$$q_n = (25 + 0,55 + 0,41 + 0,64) \cdot 6 \cdot 0,95 = 151,6 \text{ кН/м},$$

$$q = (25 \cdot 1,2 + (0,55 + 0,41 + 0,64) \cdot 1,05) \cdot 6 \cdot 0,95 = 180,6 \text{ кН/м},$$

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

Проверим прочность сечения главной балки по формулам (14), (16) и (17):

$$\frac{M_{\max}}{c_1 W_x R_y \gamma_c} = \frac{731\,430}{1,09 \cdot 28\,946 \cdot 23 \cdot 1} = 1,008 \approx 1;$$

$$\frac{Q_{\max}}{h_w t_w R_s \gamma_c} = \frac{1625}{160 \cdot 1,2 \cdot 14 \cdot 1} = 0,61;$$

$$\frac{F}{t_w l_{ef}} = \frac{159}{1,2 \cdot 19,5} = 6,8 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2,$$

где  $c_1 = 1,09$  – коэффициент, определенный по прил. 3 при  $A_f/A_w = 0,78$ ;  $F = 2Q_{\max} = 2 \cdot 79,5 = 159$  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. 11, а), здесь  $t_f$  – толщина полки,  $b$  – ширина балки настила.

Прочность балки обеспечена.

#### 1.4.4 Изменение сечения главной балки и проверка прочности в измененном сечении

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 komponуют 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. 17). 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 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  $R_{wy}$ )

$$W_{req,1} = \frac{M_1}{R_y \gamma_c}; \quad (29)$$

- определяем требуемую площадь пояса

$$A_{f1} = \frac{W_{req,1}}{h_w} - \frac{t_w h_w}{6}; \quad (30)$$

- определяем ширину пояса с учетом конструктивных требований

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

- проверку прочности по приведенным напряжениям в уровне поясных швов выполняем согласно [4, п. 5.14\*] при наличии местной нагрузки ( $\sigma_{loc}$  определяют по формуле (17)) в месте изменения сечения балки

$$\sqrt{\sigma_{1x}^2 - \sigma_{1x} \sigma_{loc} + \sigma_{loc}^2 + 3\tau_{1xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c, \quad \tau_{xy} \leq R_s \gamma_c, \quad (31)$$

где  $\sigma_{1x} = \frac{M_1 h_w}{W_{x1} h}$ ,  $\tau_{1xy} = \frac{Q_1}{h_w t_w}$ , здесь  $M_1$  и  $Q_1$  – изгибающий момент и поперечная сила в месте изменения сечения;  $W_{x1}$  – момент сопротивления измененного сечения.

Второй способ решения задачи изменения сечения эффективен, когда ширина полки получается меньше конструктивно допустимого размера. Задав ширину полки, 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

$$f_{\max} = \frac{q_n L^4}{54 \cdot 384} \left( \frac{13}{EI_{x1}} + \frac{257}{EI_x} \right), \quad (32)$$

где  $I_{x1}$  – момент инерции измененного сечения.

**Пример 8.** Требуется изменить сечение сварной балки, подобранное в примере 7.

Место изменения сечения принимаем на расстоянии 1/6 пролета от опоры  $x = L/6 = 18/6 = 3$  м (рис. 17). 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/см<sup>2</sup>).

Определим момент и поперечную силу в расчетном сечении

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

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

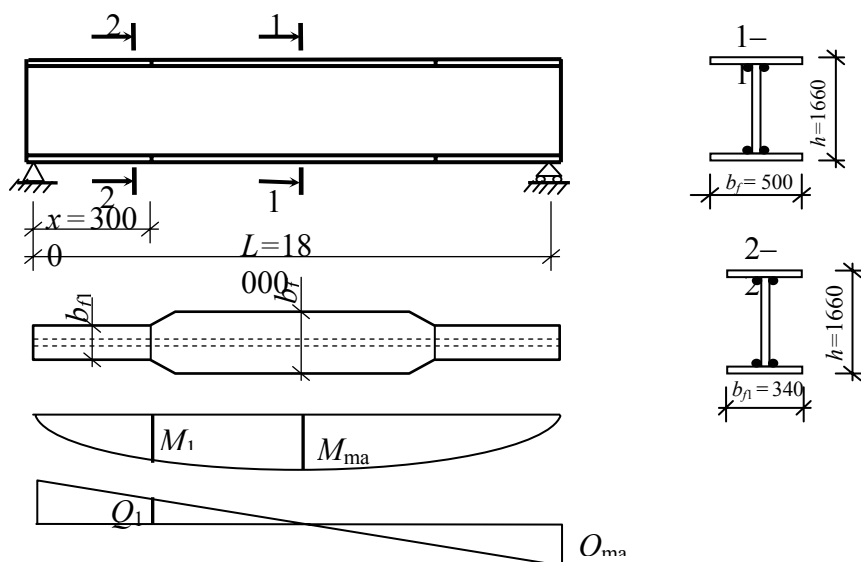
Определим требуемые момент сопротивления и площадь пояса по формулам (29) и (30)

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

$$A_{f1} = \frac{W_{req,1}}{h_w} - \frac{t_w h_w}{6} = \frac{20\,838}{160} - \frac{1,2 \cdot 160}{6} = 98,2 \text{ см}^2.$$

Определим ширину пояса

$$b_{f1} = \frac{A_{f1}}{t_f} = \frac{98,2}{3} = 32,7 \text{ см}.$$



**Рис. 17** Изменение сечения балки по длине

Принимаем пояс 30 × 340 мм из листа по ГОСТ 82–70\* (табл. П10.7).  
Проверим выполнение конструктивных требований

$$\frac{1}{10}h = 16,6 \text{ см} < b_{f1} = 34 \text{ см} > \frac{1}{2}b_f = 25 \text{ см}; \quad b_{f1} = 340 \text{ мм} > 180 \text{ мм}.$$

Определим геометрические характеристики измененного сечения

$$I_{x1} = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left( \frac{b_{f1} t_f^3}{12} + A_{f1} \left( \frac{h - t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{1,2 \cdot 160^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot \left( \frac{34 \cdot 3^3}{12} + 34 \cdot 3 \cdot \left( \frac{166 - 3}{2} \right)^2 \right) = 1\,764\,772 \text{ см}^4;$$

$$W_{x1} = \frac{I_{x1}}{h/2} = \frac{1\,764\,772 \cdot 2}{166} = 21\,262 \text{ см}^3.$$

Определим нормальные и касательные напряжения в уровне поясных швов и проверим прочность измененного сечения по формуле (31) при  $\sigma_{loc} = 0$  (местная нагрузка отсутствует)

$$\sigma_{1x} = \frac{M_1 h_w}{W_{x1} h} = \frac{406\,350 \cdot 160}{21\,262 \cdot 166} = 18,4 \text{ кН/см}^2; \quad \tau_{1xy} = \frac{Q_1}{h_w t_w} = \frac{10836}{160 \cdot 1,2} = 5,6 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sqrt{\sigma_{1x}^2 + 3\tau_{1xy}^2} = \sqrt{18,4^2 + 3 \cdot 5,6^2} = 20,8 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y \gamma_c = 1,15 \cdot 24 = 27,6 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность сечения обеспечена.

Проверим жесткость балки с учетом уменьшения ширины поясов по формуле (32)

$$f_{\max} = \frac{1,516 \cdot 1800^4}{54 \cdot 384} \left( \frac{13}{20\,600 \cdot 1\,764\,772} + \frac{257}{20\,600 \cdot 2\,402\,500} \right) = 4,3 \text{ см};$$

$$f_{\max} = 4,3 \text{ см} < f_u = \frac{1800}{225} = 8 \text{ см}.$$

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.

Под местной потерей устойчивости понимают выпучивание тонких пластин, составляющих профиль балки. 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. 18) 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. 18). Устойчивость сжатого пояса обеспечивается при подборе сечения надлежащим выбором отношения свеса пояса к его толщине (формулы (27 и 28)), 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.

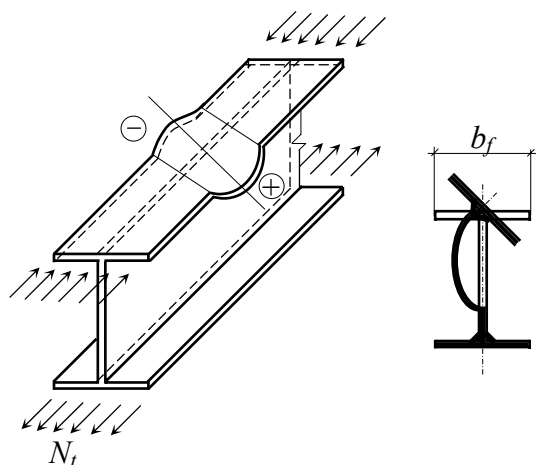


Рис. 18 Потеря местной устойчивости элементов балки

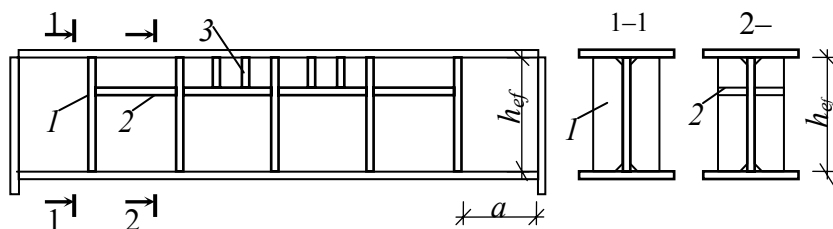


Рис. 19 Расстановка ребер жесткости на стенке балки:  
1 – основные поперечные; 2 – продольные; 3 – дополнительные поперечные

Предотвратить потерю местной устойчивости стенки можно, увеличив ее толщину, что привело бы к неоправданно высокому расходу металла. Чтобы повысить устойчивость стенки, ее укрепляют специальными ребрами жесткости, расположенными нормально к поверхности выпучивания листа и увеличивающими жесткость стенки. Ребра жесткости делят стенку на отсеки (рис. 19), 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

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

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; 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].

Односторонние поясные швы применяют в балках, в которых при проверке устойчивости стенок значения левой части формулы (35) не превышают  $0,9\gamma_c$  при  $\bar{\lambda}_w < 3,8$  и  $\gamma_c$  при  $\bar{\lambda}_w \geq 3,8$ .

Проверка местной устойчивости сводится к сопоставлению фактических напряжений с критическими

$$\sigma \leq \sigma_{cr}; \quad \tau \leq \tau_{cr}; \quad \sigma_{loc} \leq \sigma_{loc, cr}.$$

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

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}}, \quad (33)$$

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. 19), равная в сварных балках полной высоте стенки;  $a$  – расстояние между осями поперечных ребер;  $\mu$  – 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. 19).

Критические нормальные напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (34)$$

где  $c_{cr}$  – коэффициент, определяемый по табл. 6 в зависимости от значения функции  $\delta = \beta (t_f / t_w)^3 b_f / h_{ef}$ , 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

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (35)$$

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. 20).

## 6 Значения коэффициента $c_{cr}$ для стенок балок

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

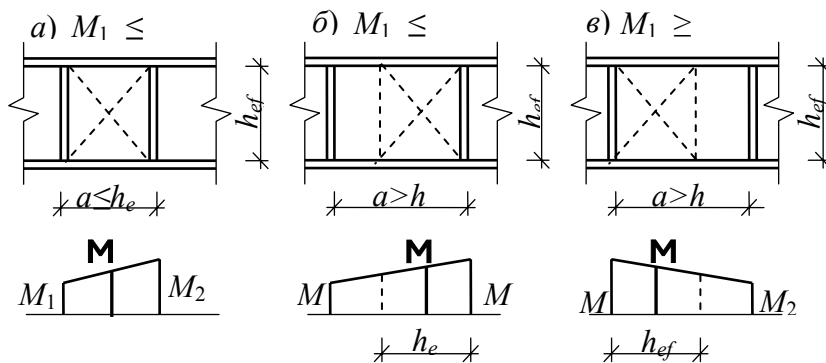
Местные напряжения также могут вызвать потерю устойчивости стенки, по форме весьма схожей с потерей устойчивости стенки от нормальных напряжений общего изгиба. При наличии местных напряжений устойчивость стенки балки симметричного сечения, укрепленной только поперечными ребрами жесткости, выполняют по формуле

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr} + \sigma_{loc} / \sigma_{loc, cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (36)$$

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

В отсеках, где сосредоточенные грузы приложены к растянутому поясу, одновременно учитывают только два компонента напряженного состояния:  $\sigma$  и  $\tau$  или  $\sigma_{loc}$  и  $\tau$  [4, п. 7.2].

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



**Рис. 20** К определению расчетного изгибающего момента

• При частом расположении ребер жесткости ( $a/h_{ef} \leq 0,8$ )  $\sigma_{cr}$  определяют по формуле (34). Критические местные напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2}, \quad (37)$$

где  $c_1$  – коэффициент, определяемый по табл. 7 в зависимости от отношения  $a/h_{ef}$  и значения функции

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

### 7 Коэффициент $c_1$ для стальных сварных балок

$\delta$	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	$\geq 2$
$\leq 1$	11,	12,	14,	18,	22,	27,	32,	38,	45,
2	5	4	8	0	1	1	6	9	6
4	12,	13,	16,	20,	25,	32,	39,	46,	55,
6	0	0	1	4	7	1	2	5	7
10	12,	13,	16,	21,	28,	36,	45,	54,	65,
$\geq 3$	3	3	6	6	1	3	2	9	1
0	12,	13,	16,	22,	29,	38,	48,	59,	70,
	4	5	8	1	1	3	7	4	4
	12,	13,	16,	22,	30,	39,	51,	63,	76,
	4	6	9	5	0	7	0	3	5
	12,	13,	17,	22,	31,	41,	53,	68,	83,
	5	7	0	9	0	6	8	2	6
Для балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах									
	13,	15,	20,	28,	38,	51,	64,	79,	94,
	7	9	8	4	7	0	2	8	9

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

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (38)$$

где  $c_2$  – коэффициент, определяемый по табл. 9.

Критические местные напряжения определяют по формуле (37), в которой при  $a/h_{ef} > 2$  следует принять  $a = 2h_{ef}$ .

• При  $a/h_{ef} > 0,8$  и отношении  $\sigma_{loc}/\sigma$ , не превышающем значений, указанных в табл. 8,  $\sigma_{cr}$  определяют по формуле (34), а  $\sigma_{loc, cr}$  – по формуле (37), но с подстановкой  $0,5a$  вместо  $a$  при вычислении  $\bar{\lambda}_a$ .

Во всех случаях  $\tau_{cr}$  вычисляют по формуле (33) по действительным размерам отсека.

### 8 Предельные значения $\sigma_{loc}/\sigma$ для стенок балок

Балки	$\delta$	Значения $\sigma_{loc}/\sigma$ при $a/h_{ef}$ , равном							
		0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2$
Сварные	$\leq 1$	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
	$\geq 30$	0	2	9	1	9	1	0	2
			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		
На высокопрочных болтах	–	0	0,12	0,18	0,37	0,64	1,13	1,61	2,34
			1	4	8	3	1	4	7

### 9 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	$\geq 2$
$c_2$	$c_2 = c_{cr}$	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

$$M \leq R_y \gamma_c h_{ef}^2 t_w (A_f/A_w + \alpha), \quad (39)$$

где  $\alpha = 0,24 - 0,15(\tau/R_s)^2 - 8,5 \cdot 10^{-3}(\bar{\lambda}_w - 2,2)^2$  (для определения  $\tau$  смотри пояснения к формуле (35)).

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. 19).

Основные поперечные ребра жесткости в главных балках располагают в местах приложения сосредоточенных сил (опорные реакции поперечных балок). В этом случае в стенке не возникают местные напряжения. 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 желательно 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  $10t_w$ , 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. 21). В балках, несущих статическую нагрузку, поперечные ребра приваривают к поясам. Торцы ребер должны иметь скосы размером  $40 \times 40$  мм или  $40 \times 60$  мм для пропуска поясных швов.

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. 21, в). Ось центра тяжести уголка совмещают с осью передачи опорной реакции вышележащей балки. Момент инерции такого ребра, вычисляемый относительно оси, совпадающей с ближайшей гранью стенки ( $x_0x_0$ , рис. 21, в), должен быть не менее чем для симметричного ребра ( $I_{x0} \geq I_x$ ).

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

Ребро жесткости, расположенное в месте приложения сосредоточенной силы  $F$  (рис. 21), 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. 21, а) рассчитывают как центрально-сжатую стойку, а одностороннее ребро (рис. 21, б) – как стойку, сжатую силой  $F$ , приложенной с эксцентриситетом  $e$  (внецентренно-сжатая стойка).

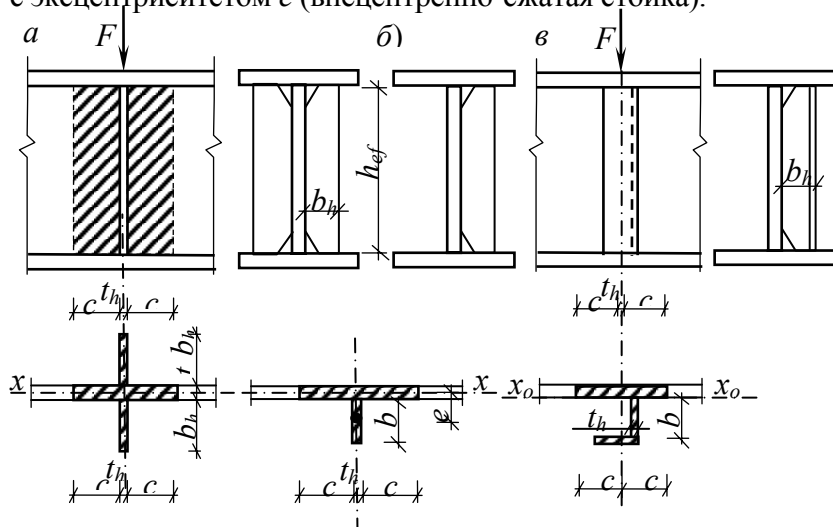


Рис. 21 Парное (а) и одностороннее (б, в) ребра жесткости

**Пример 9.** Проверить общую устойчивость главной балки. Исходные данные – по примерам 7, 8.

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  $1 < h/b_f = 1660/500 = 3,32 < 6$  и  $15 < b_f/t_f = 500/30 = 16,7 < 35$ .

$$\begin{aligned} \frac{l_{ef}}{b_f} = \frac{90}{50} &= 1,8 < \delta \left[ 0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left( 0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ &= 0,3 \cdot \left[ 0,41 + 0,0032 \frac{50}{3} + \left( 0,73 - 0,016 \frac{50}{3} \right) \cdot \frac{50}{166} \right] \cdot \sqrt{\frac{20\,600}{23}} = 5,4, \end{aligned}$$

где  $l_{ef}$  – расстояние между точками закрепления верхнего пояса главной балки (шаг балок настила);  $\delta = [1 - 0,7(c_1 - 1)/(c - 1)] = 0,3$ , здесь  $c_1 = c$  (см. пояснения к формуле (13));  $h$ ,  $b_f$  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  $1 < h/b_{f1} = 1660/340 = 4,9 < 6$  и  $15 > b_{f1}/t_f = 340/30 = 11,3 < 35$  (так как  $b_{f1}/t_f < 15$ , для расчета принимаем  $b_{f1}/t_f = 15$ , см. пояснения к формуле (18)), выполняется условие

$$\begin{aligned} \frac{l_{ef}}{b_{f1}} = \frac{90}{34} &= 2,65 < \left[ 0,35 + 0,0032 \frac{b_{f1}}{t_f} + \left( 0,76 - 0,02 \frac{b_{f1}}{t_f} \right) \frac{b_{f1}}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ &= \left[ 0,35 + 0,0032 \cdot 15 + \left( 0,76 - 0,02 \cdot 15 \right) \cdot \frac{34}{166} \right] \cdot \sqrt{\frac{20\,600}{23}} = 14,7. \end{aligned}$$

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

**Пример 10.** Проверить местную устойчивость сжатого пояса и стенки главной балки, исходя из данных, приведенных в примерах 7, 8.

Местная устойчивость сжатого пояса обеспечивается выполнением условия (29) при компоновке поперечного сечения главной балки.

Так как условная гибкость стенки балки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{160}{1,2} \sqrt{\frac{24}{20\,600}} = 4,55 > 3,2,$$

укрепляем стенку поперечными ребрами жесткости. Ребра располагаем в местах опирания балок настила (рис. 22) с шагом не более  $2h_{ef} = 2 \cdot 160 = 320$  см. Допускается превышать указанное выше расстояние между ребрами до  $3h_{ef} = 3 \cdot 160 = 480$  см при выполнении условия (36). В зоне развития пластических деформаций для ликвидации локальных напряжений ( $\sigma_{loc}$ ) поперечное ребро ставим под каждой балкой настила (рис. 22).

Определяем ширину зоны пластических деформаций

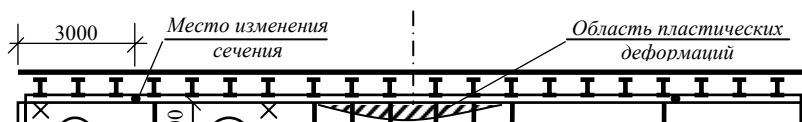
$$s = L \sqrt{1 - h/(c_1 h_w)} = 18 \sqrt{1 - 1,66/(1,09 \cdot 1,6)} = 3,95 \text{ м.}$$

Так как  $\bar{\lambda}_w = 4,55 > 2,5$  согласно [4, п. 7.3], требуется проверка местной устойчивости стенки. Выполним расчет местной устойчивости стенки балки в 1 – 3 отсеках (рис. 22).

Проверку устойчивости стенки балки 1-го отсека (зона развития пластических деформаций) при отсутствии местного напряжения ( $\sigma_{loc} = 0$ ) и при  $\tau = 0 < 0,9R_s$ ,  $A_f/A_w = 0,78 > 0,25$ ,  $2,2 < \bar{\lambda}_w = 4,55 < 6$  выполним по формуле (39)

$$\begin{aligned} M &= 731\,430 \text{ кН} \cdot \text{см} > R_y \gamma_c h_{ef}^2 t_w (A_f/A_w + \alpha) = \\ &= 24 \cdot 1 \cdot 160^2 \cdot 1,2 \cdot (0,78 + 0,2) = 722\,534 \text{ кН} \cdot \text{см}, \end{aligned}$$

где  $\alpha = 0,24 - 0,15(\tau/R_s)^2 - 8,5 \cdot 10^{-3}(\bar{\lambda}_w - 2,2)^2 = 0,24 - 8,5 \cdot 10^{-3} \cdot (4,55 - 2,2)^2 = 0,2$ .



**Рис. 22 К примеру 10**

Условие не выполнено. Увеличиваем толщину стенки на 2 мм, принимаем  $t_w = 14$  мм (табл. П10.6).

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{160}{14} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,9; \quad 2,2 < 3,9 < 6,$$

$$M = 731\,430 \text{ кН} \cdot \text{см} < R_y \gamma_c h_{ef}^2 t_w (A_f / A_w + \alpha) = \\ = 24 \cdot 1 \cdot 160^2 \cdot 1,4 \cdot (0,78 + 0,22) = 860\,160 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где  $\alpha = 0,24 - 0,15(\tau/R_s)^2 - 8,5 \cdot 10^{-3}(\bar{\lambda}_w - 2,2)^2 = 0,24 - 8,5 \cdot 10^{-3} \cdot (3,9 - 2,2)^2 = 0,22$ .

Условие выполнено. Уточним геометрические характеристики сечения при  $t_w = 14$  мм.

$$\begin{aligned} ; \quad I_x &= 2\,470; 67 \text{ см}^4, \quad W_x = 29; 768 \text{ см}^3, \quad S_x = 16\,705 \text{ см}^3, \\ ; \quad I_{x1} &= 1\,833\,039 \text{ см}^4, \quad W_{x1} = 22\,085 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Устойчивость стенки балки во 2-м отсеке проверим по формуле (36). Так как  $a_2 = 3150$  мм  $>$   $h_{ef} = 1600$  мм, то расчетное сечение отсека (рис. 22) найдем на расстоянии  $h_{ef}/2 = 800$  мм от левой стороны отсека (у опоры основное влияние на устойчивость стенки оказывает поперечная сила) и совместим его с местом опирания балки настила ( $x_2 = 450$  мм). Определим значения изгибающего момента, поперечной силы, нормальных, касательных и местных напряжений в расчетном сечении

$$\begin{aligned} M_2 &= qx(L-x)/2 = 180,6 \cdot 0,45 \cdot (18 - 0,45)/2 = 713 \text{ кН} \cdot \text{м} = 71\,300 \text{ кН} \cdot \text{см}; \\ Q_2 &= q(L/2 - x) = 180,6 \cdot (18/2 - 0,45) = 1544 \text{ кН}; \\ \sigma_2 &= \frac{M_2 h_w}{2I_{x1}} = \frac{71\,300 \cdot 160}{2 \cdot 1\,833\,039} = 3,1 \text{ кН/см}^2; \quad \tau_2 = \frac{Q_2}{t_w h_w} = \frac{1544}{14 \cdot 160} = 6,9 \text{ кН/см}^2; \\ \sigma_{loc} &= \frac{F}{t_w l_{ef}} = \frac{159}{14 \cdot 19,5} = 5,8 \text{ кН/см}^2 \text{ (см. пример 7)}. \end{aligned}$$

Так как  $a_2/h_{ef} = 3150/1600 = 1,97 > 0,8$ ,  $\delta = 0,8(3/1,4)^3 34/160 = 1,7$  и  $\sigma_{loc}/\sigma_2 = 5,8/3,1 = 1,87$  превышает предельное значение для стенок балок, указанное в табл. 8,  $\sigma_{cr}$  определим по формуле (38), а  $\sigma_{loc, cr}$  – по формуле (37). Критическое касательное напряжение вычислим по формуле (33).

$$\begin{aligned} \sigma_{cr} &= \frac{c_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{82,8 \cdot 24}{3,9^2} = 131 \text{ кН/см}^2; \quad \bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{3150}{14} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 7,7; \\ \sigma_{loc, cr} &= \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2} = \frac{51,4 \cdot 24}{7,7^2} = 20,8 \text{ кН/см}^2; \quad \bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1600}{14} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,9; \quad \mu = a/h_{ef} = 3150/1600 = 1,97; \\ \tau_{cr} &= 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \cdot \left( 1 + \frac{0,76}{1,97^2} \right) \cdot \frac{14}{3,9^2} = 11,3 \text{ кН/см}^2, \end{aligned}$$

где коэффициенты  $c_1$  и  $c_2$  определены по табл. 7 и 9.

Проверим местную устойчивость стенки

$$\sqrt{(3,1/131 + 5,8/20,8)^2 + (6,9/11,3)^2} = 0,68 < \gamma_c = 1.$$

Устойчивость стенки отсека обеспечена.

Аналогично проверяем устойчивость стенки 3-го отсека. Расчетное сечение отсека (рис. 20, б; 22) найдем на расстоянии  $h_{ef}/2 = 800$  мм от правой стороны отсека и совместим его с местом опирания балки настила.

$$\begin{aligned} a_3 &= 3600 \text{ мм}; x_3 = 5850 \text{ мм (рис. 22);} \\ M_3 &= 180,6 \cdot 5,85 \cdot (18 - 5,85)/2 = 6418,3 \text{ кН} \cdot \text{м} = 641\,830 \text{ кН} \cdot \text{см}; \\ Q_3 &= 180,6 \cdot (18/2 - 5,85) = 568,9 \text{ кН}; \\ \sigma_3 &= \frac{M_3 h_{ef}}{2I_x} = \frac{641\,830 \cdot 160}{2 \cdot 2\,470\,767} = 20,8 \text{ кН/см}^2; \tau_3 = \frac{568,9}{1,4 \cdot 160} = 2,5 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Так как  $a_3/h_{ef} = 3600/1600 = 2,25 > 0,8$ ,  $\delta = 0,8 \cdot (3/1,4)^3 \cdot 50/160 = 2,5$  и  $\sigma_{loc}/\sigma_3 = 5,8/20,8 = 0,28$  не превышает предельное значение для стенок балок, указанное в табл. 8,  $\sigma_{cr}$  определим по формуле (34), а  $\sigma_{loc, cr}$  – по формуле (37), но с подстановкой  $0,5a$  вместо  $a$  при вычислении  $\bar{\lambda}_a$ . Критическое касательное напряжение вычислим по формуле (33).

$$\begin{aligned} \sigma_{cr} &= \frac{33,6 \cdot 24}{3,9^2} = 53 \text{ кН/см}^2; \bar{\lambda}_a = \frac{0,5 \cdot 3600}{14} \cdot \sqrt{\frac{24}{20\,600}} = 4,4; \sigma_{loc, cr} = \frac{58 \cdot 24}{4,4^2} = 71,9 \text{ кН/см}^2; \bar{\lambda}_{ef} = 3,9; \mu = 2,25; \\ \tau_{cr} &= 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{2,25^2}\right) \cdot \frac{14}{3,9^2} = 10,9 \text{ кН/см}^2; \\ &\sqrt{(20,8/53 + 5,8/71,9)^2 + (2,5/10,9)^2} = 0,53 < \gamma_c = 1. \end{aligned}$$

Устойчивость стенки третьего отсека обеспечена.

Для укрепления стенки применяем односторонние поперечные ребра из полосовой стали по ГОСТ 103–76\* (табл. П10.8) или из одиночного уголка, прикрепленного пером к стенке главной балки. Размеры ребер из полосовой стали назначаем согласно п. 1.4.5. Ширина ребра  $b_h \geq 1600/24 + 50 = 117$  мм. Принимаем  $b_h = 120$  мм. Толщина ребра  $t_h \geq 2 \cdot 120 \cdot \sqrt{24/20\,600} = 8,2$  мм. Окончательно принимаем ребро из полосы  $9 \times 120$  мм (табл. П10.8).

Уголок для одностороннего ребра принимаем таким образом, чтобы момент инерции уголка, относительно оси  $x_o x_o$  (рис. 21, в), был не менее момента инерции парного ребра, относительно оси  $xx$  (рис. 21, б), т.е.  $I_{x_o} = I_x$ .

Назначим размеры парного ребра. Ширина ребра  $b_h \geq 1600/30 + 40 = 93,3$  мм. Принимаем  $b_h = 100$  мм. Толщина ребра  $t_h \geq 2 \cdot 100 \cdot \sqrt{24/20\,600} = 0,683$  мм. Парные ребра принимаем из полос  $7 \times 100$  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 равнобедренный уголок  $\perp 80 \times 7$  с размерами:  $A = 10,8 \text{ см}^2$ ,  $z_o = 2,23 \text{ см}$ ,  $I_x = 65,3 \text{ см}^4$ . Момент инерции ребра

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

#### 1.4.6 Расчет деталей и узлов балок. Опирания 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. 23, а) или для усиления стенки смещено внутрь от торца балки (рис. 23, б). Нижние торцы опорных ребер фрезеруют, строгают и плотно пригоняют к нижнему поясу балки (рис. 23, б) или оголовку колонны (рис. 23, 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. 24) 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

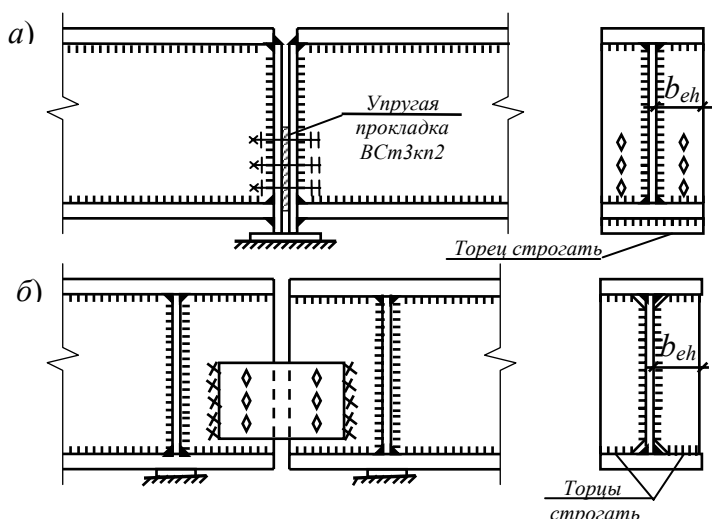
$$b_{eh}/t_h \leq 0,5\sqrt{E/R_y}; \quad b_h \geq 180 \text{ мм}; \quad t_h \geq 16 \text{ мм}; \quad A_h = b_h t_h \geq A_{rs,h}; \quad b_{eh} = (b_h - t_w)/2 - \text{расчетный свес опорного ребра};$$

- Проверяют опорную часть балки как условную центрально-сжатую стойку на устойчивость  $\frac{F}{\varphi A_{st} R_y \gamma_c} \leq 1$ , где  $A_{st} = A_h + ct_w$  – для рис. 23, а;  $A_{st} = A_h + 2ct_w$  – для рис. 23, б;  $c = 0,65t_w\sqrt{E/R_y}$  – часть стенки,

включаемая в расчетное сечение стойки с обеих сторон ребра;

- Проверяют на срез сварные швы крепления ребра к стенке

$$\frac{F}{(\beta R_w \gamma_w)_{\min} k_f l_w} \leq 1, \text{ здесь } l_w \leq 85k_f \beta.$$



**Рис. 23 Конструкция опорных частей сварных балок:**

а – с торцевыми ребрами; б – 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. Так при болтовом соединении на болтах нормальной и повышенной точности необходимое количество болтов можно найти по формуле

$$n \geq \frac{1,2F_b}{N_{b,\min}\gamma_c},$$

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 11.** Рассчитать опорное ребро главной балки, исходя из данных, приведенных в примерах 7, 8. Конструкция опорной части и опирание приняты по рис. 23, а.

Опорная реакция главной балки  $F = Q_{\max} = 1625$  кН. Примем  $a = 20$  мм (рис. 24).

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/см<sup>2</sup> (прил. 1).

Принимаем ребро из широкополосного универсального проката 18×250 мм (табл. П10.7).

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

$$b_{eh} = \frac{b_h - t_w}{2} = \frac{250 - 14}{2} = 118 \text{ мм};$$

$$b_{eh} / t_h = 118 / 18 = 8,4 < 0,5 \sqrt{E / R_y} = 0,5 \sqrt{20\ 600 / 24} = 14,6.$$

Проверяем устойчивость опорной части балки (рис. 24, разрез 1–1).

$$A_{st} = A_h + ct_w = 45 + 26,7 \cdot 1,4 = 82,4 \text{ см}^2;$$

$$c = 0,65 t_w \sqrt{E / R_y} = 0,65 \cdot 1,4 \cdot \sqrt{20\ 600 / 24} = 26,7 \text{ см};$$

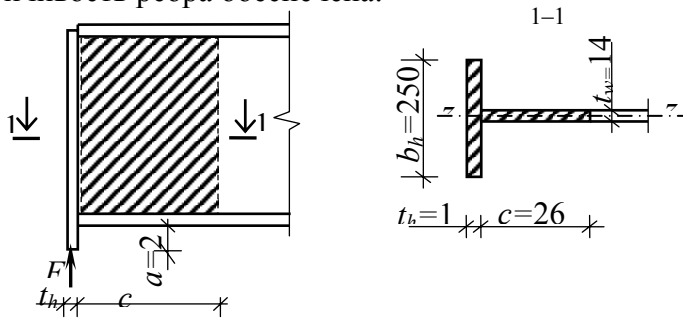
$$I_z = \frac{t_h b_h^3 + ct_w^3}{12} = \frac{1,8 \cdot 25^3 + 26,7 \cdot 1,4^3}{12} = 2349,9 \text{ см}^4; i_z = \sqrt{I_z / A_{st}} = \sqrt{2349,9 / 82,4} = 5,3 \text{ см};$$

$$\lambda = (h + a) / i_z = (166 + 2) / 5,3 = 31,7;$$

$$\frac{F}{\varphi A_{st} R_y \gamma_c} = \frac{1625}{0,928 \cdot 82,4 \cdot 24 \cdot 1} = 0,89 < 1,$$

где  $\varphi = 0,928$  (прил. 7).

Устойчивость ребра обеспечена.



**Рис. 24** 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  $R_{wf} = 18$  кН/см<sup>2</sup>;  $R_{wz} = 16,5$  кН/см<sup>2</sup> (прил. 1);  $\beta_f = 0,7$ ;  $\beta_z = 1$  (табл. П4.4).

Расчет следует проводить по металлу шва.

Определим катет сварного шва по формуле

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

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

$$k_{f, \min} = 6 \text{ мм} < k_f = 11 \text{ мм} < k_{f, \max} = 1,2 \cdot 14 = 16,8 \text{ мм}.$$

Проверяем длину рабочей части сварного шва

$$l_w = 85k_f\beta_f = 85 \cdot 1,1 \cdot 0,7 = 65,45 \text{ см} < h_w = 160 \text{ см}.$$

Прочность сварного шва обеспечена.

**Пример 12.** Рассчитать соединение балки настила с главной балкой в случае их сопряжения в одном уровне. Исходные данные – в примерах 4, 7.

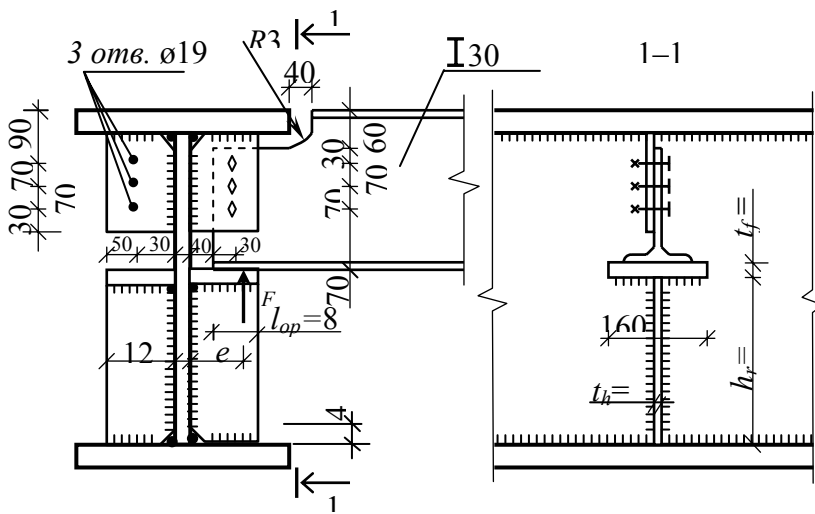
Проектируем сопряжение балки настила с главной при помощи опорного столика и укороченных поперечных ребер (рис. 25). Ширину и толщину ребер принимаем  $9 \times 120$  мм. Для установки балки настила на опорный столик верхний пояс балки срезаем, а между низом верхнего ребра и опорным столиком устанавливаем зазор 40 мм. Ширину опорного столика назначаем на 20...25 мм больше ширины балки настила, принимаем  $20 \times 160$  мм. Для фиксации балки на монтаже устанавливаем 3 болта М16. Диаметр отверстий 19 мм.

Вся нагрузка с балки настила через опорный столик передается на нижнее поперечное ребро и далее через сварные швы на стенку балки.

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

$$\frac{F}{t_h l_{ef}} = \frac{79,5}{0,9 \cdot 10} = 8,8 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2,$$

где  $F = Q_{\max} = 79,5$  кН – расчетное значение локальной нагрузки, здесь  $Q_{\max}$  – поперечная сила в балке настила (пример 4);  $t_h$  – толщина ребра балки;  $l_{ef} = l_{op} + t_f = 8 + 2 = 10$  см – условная длина распределения нагрузки, здесь  $t_f$  – толщина опорного столика;  $l_{op}$  – длина зоны опирания балки настила.



**Рис. 25** Сопряжение балки настила с главной балкой

Прочность ребра обеспечена.

Сварные швы, прикрепляющие ребро к стенке балки, следует рассчитать на совместное действие  $F$  и  $M = Fe$ , где  $e$  – расстояние от равнодействующей опорной реакции до угловых швов (рис. 25).

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).

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

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

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

Расчет следует проводить по металлу шва.

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

$l_w = h_r - h_{sk} - 10 \text{ мм} = 1270 - 40 - 10 = 1220 \text{ мм} > 85k_f \beta_f = 85 \cdot 6 \cdot 0,7 = 357 \text{ мм}$ , принимаем  $l_w = 357 \text{ мм}$ ; здесь  $h_r$  – высота нижнего ребра;  $h_{sk}$  – высота скоса ребра; 10 мм – запас на непровар.

$$\sqrt{\left(\frac{79,5}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 35,7}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 79,5 \cdot 9,33}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 35,7^2}\right)^2} = 4,9 < 18 \text{ кН/см}^2,$$

где  $e = 40 + \frac{2}{3}l_{op} = 40 + \frac{2}{3} \cdot 80 = 93,3 \text{ мм}$  – расстояние между стенкой главной балки и равнодействующей опорной реакции балки настила (см. рис. 25).

Прочность сварных швов обеспечена.

**Пример 13.** Рассчитать соединение вспомогательной балки с главной балкой в случае их пониженного сопряжения. Исходные данные – в примерах 5, 7.

Проектируем сопряжение вспомогательной балки с главной – болтовым, на болтах нормальной точности при помощи коротыша из уголка, приваренного к торцу вспомогательной балки (рис. 26). Ширину и толщину поперечных ребер главной балки принимаем  $9 \times 120 \text{ мм}$ .

Принимаем болты диаметром 24 мм класса прочности 6.6. Предварительно определим требуемое количество болтов по формуле

$$n \geq \frac{1,2F}{\gamma_c N_{b, \min}} = \frac{1,2 \cdot 399}{1 \cdot 93} = 5,1,$$

где  $F = Q_{\max} = 399 \text{ кН}$ , здесь  $Q_{\max}$  – поперечная сила во вспомогательной балке (пример 5);  $N_{b, \min} = N_{bs} = 93 \text{ кН}$  (табл. 10).

Принимаем  $n = 6$ .

## 10 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 26 мм (для болтов нормальной точности диаметр отверстий принимается на 2 мм больше диаметра болта). Для коротыша используем уголок L 100 × 63 × 10 (ГОСТ 8510–86 табл. П10.2). Согласно ГОСТ 24839–81 и табл. П6.7 выбираем расстояние от обушка до центра отверстия 60 мм (рис. 26). Размещаем болты по длине уголка, выполняя конструктивные требования, предъявляемые к болтовым соединениям (табл. П6.2).

Проверим деформативность соединения по формуле

$$1,6 \frac{f}{l} (n-1) a = 1,6 \cdot \frac{12}{6000} (6-1) \cdot 90 = 1,44 \text{ мм} < 2 \text{ мм},$$

где  $n$  и  $a$  – количество и шаг болтов;  $f$  и  $l$  – прогиб и пролет вспомогательной балки (пример 5).

Данный узел применять можно.

Болты рассчитаем на совместное действие  $F$  и  $M = Fe$ , а сварные швы, прикрепляющие ребро к стенке главной балки, и уголок к стенке вспомогательной балки на совместное действие  $F$  и  $M_1 = Fe_1$ .

Определим несущую способность болта

$$N_b = \min \begin{cases} R_{bs} A_b \gamma_b n_s = 23 \cdot 4,52 \cdot 0,9 \cdot 1 = 93,6 \text{ кН}; \\ R_{bp} d \gamma_b \sum t_{\min} = 47,5 \cdot 2,6 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 100 \text{ кН}, \end{cases}$$

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

Наиболее нагруженными являются крайние болты. Проверим их прочность по формуле



Соединение поясов со стенкой осуществляют в балках 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:

$$T = \frac{QS_f}{I}, \quad (41)$$

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

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

$$N_f = \sqrt{T^2 + V^2}, \quad (42)$$

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, можно определить по формуле

$$k_f \geq \frac{N_f}{n(\beta\gamma_w R_w)_{\min} \gamma_c}, \quad (43)$$

где  $n$  – количество швов.

При  $\sigma_{loc} = 0$  в формуле (43)  $N_f = T$ . При окончательном назначении катета сварного шва следует обеспечить выполнение условия  $k_{f, \min} \leq k_f \leq k_{f, \max}$  (табл. П4.5).

**Пример 14.** Рассчитать поясные швы сварной балки. Исходные данные – в примерах 4, 7, 8, 10.

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. 22):

$$N_f = \sqrt{\left(\frac{QS_f}{I}\right)^2 + \left(\frac{F}{l_{ef}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{1544 \cdot 12 \cdot 225}{1 \, 833 \, 039}\right)^2 + \left(\frac{159}{19,5}\right)^2} = 13,1 \text{ кН/см},$$

где  $Q = Q_2 = 1544$  кН (см. пример 10);  $I = I_{x1} = 1 \, 833 \, 039$  см<sup>4</sup>;  $S_f = A_f(h_w + t_f)/2 = 50 \cdot 3 \cdot (160 + 3)/2 = 12 \, 225$  см<sup>3</sup>;  $F = 159$  кН;  $l_{ef} = 19,5$  см (см. пример 7).

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  $R_{wf} = 18$  кН/см<sup>2</sup>;  $R_{wz} = 16,5$  кН/см<sup>2</sup> (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)

$$k_f \geq \frac{N_f}{n(\beta\gamma_w R_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{13,1}{2 \cdot 19 \cdot 1} = 0,34 \text{ см}.$$

Исходя из конструктивных требований принимаем  $k_f = 7$  мм ( $k_{f, \min} = 7$  мм =  $k_f < k_{f, \max} = 1,2 \cdot 14 = 16,8$  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 (стык стенки не должен совпадать с местом примыкания балок, с ребрами жесткости и т.п.). Стыки поясов и стенки выполняют обычно в разных местах, т.е. вразбежку (рис. 27, 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  $60^\circ$  (рис. 27, б). В тех случаях, когда выполнены все приведенные выше конструктивные требования, стык является равнопрочным основному металлу и не рассчитывается.

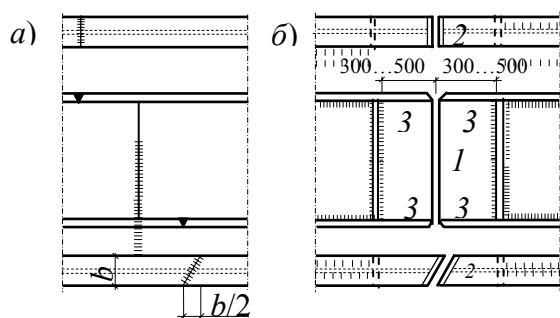
Для уменьшения сварочных напряжений при сварке монтажного стыка нужно придерживаться последовательности, указанной на рис. 27, б, т.е. сначала сваривают стенку, потом полки, затем участки поясных швов оставленные не заваренными на заводе.

**Стык на высокопрочных болтах.** *Монтажные стыки на болтах выполняют с накладками (рис. 28). 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 пояса, и расчетное усилие в поясах можно найти по формулам:

$$M_f = \frac{MI_f}{I} \quad \text{и} \quad N_f = \frac{M_f}{h_{ef}}, \quad (44)$$



**Рис. 27 Стыки составных сварных балок:**

а – заводской; б – монтажный

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:

$$n \geq \frac{N_f}{k\gamma_c Q_{bh}}, \quad (45)$$

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

$$Q_{bh} = (R_{bh}\gamma_b A_{bn}\mu) / \gamma_h, \quad (46)$$

где  $R_{bh} = 0,7R_{bun}$  – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта по табл. Пб.4;  $\mu$  – коэффициент трения, принимаемый по табл. Пб.8;  $\gamma_h$  – коэффициент надежности, принимаемый по табл. Пб.8;  $A_{bn}$  – площадь сечения болта нетто;  $\gamma_b$  – 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:

$$\frac{N_f}{A_{ef}} \left( 1 - 0,5 \frac{n_i}{n} \right) \leq R_y, \quad (47)$$

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:

$$M_w = \frac{MI_w}{I}, \quad (48)$$

где  $I_w$  – момент инерции стенки балки.

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

$$S_b = \sqrt{N^2 + V^2}, \quad (49)$$

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. 27);  $V = Q/n$ , здесь  $n$  – число болтов на полунакладке.

Проверку прочности стыка стенки следует производить по формуле

$$S_b \leq Q_{bh} k \gamma_c. \quad (50)$$

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

$$N_{\max} = \frac{M_w}{m a_{\max} \alpha} \leq Q_{bh} k \gamma_c, \quad (51)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, определяемый по табл. 11 в зависимости от числа болтов в вертикальном ряду накладки  $n_1$ .

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

## 11 Коэффициенты стыка стенки балки

$n_1$	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$\alpha$	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 15.** Рассчитать монтажный стык сварной балки из примера 7 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 ( $A_{bn} = 3,52$  см<sup>2</sup> по табл. Пб.1) из стали 30ХЗМФ с нормативным временным сопротивлением  $R_{bun} = 1350$  МПа (табл. Пб.4).



Обработка поверхностей – газопламенная без консервации. 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 (46):

$$Q_{bh} = (R_{bh} \gamma_b A_{bn} \mu) / \gamma_h = (94,5 \cdot 1 \cdot 3,52 \cdot 0,42) / 1,02 = 137 \text{ кН},$$

где  $R_{bh} = 0,7 \cdot 135 = 94,5 \text{ кН/см}^2$ ;  $\mu = 0,42$  (табл. П6.8);  $\gamma_h = 1,02$  (табл. П6.8);  $\gamma_b = 1$  (см. пояснения к формуле (46)).

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

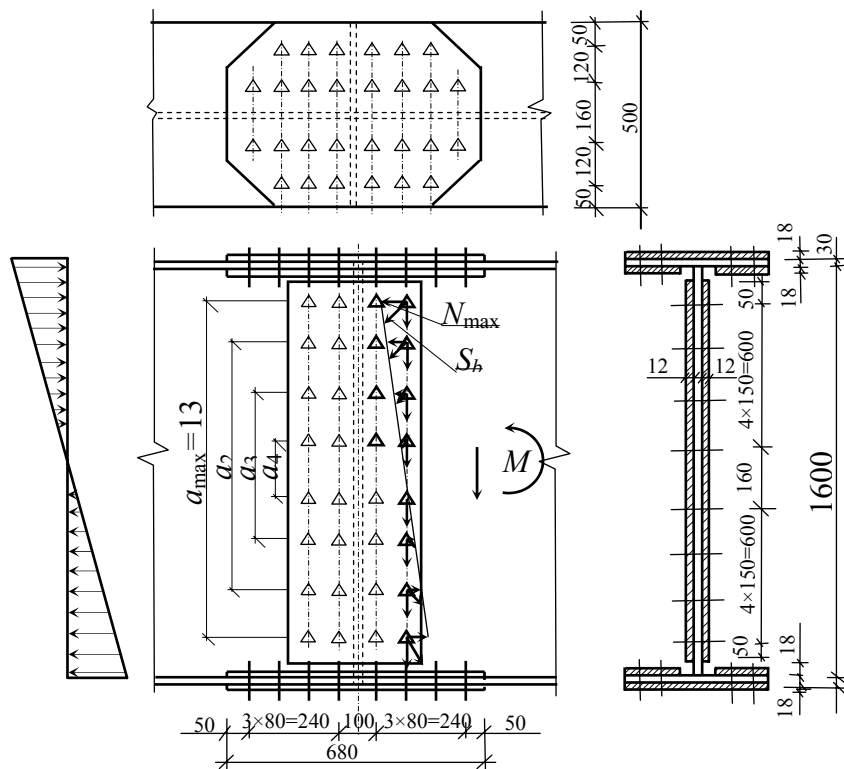


Рис. 28 Монтажный стык сварной балки

Усилие в поясах определим по формуле (44)

$$M_f = \frac{M I_f}{I} = \frac{7314,3 \cdot 1\,992\,900}{2\,470\,767} = 5899,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_f = \frac{M_f}{h_{ef}} = \frac{5899,7}{1,63} = 3619 \text{ кН},$$

где  $I_f = 2 \cdot \left( \frac{50 \cdot 3^3}{12} + 50 \cdot 3 \cdot \left( \frac{166 - 3}{2} \right)^2 \right) = 1\,992\,900 \text{ см}^4$  – момент инерции поясов.

Требуемое число высокопрочных болтов, прикрепляющих накладки к поясу, определим по формуле (45)

$$n \geq \frac{N_f}{k_{\gamma_c} Q_{bh}} = \frac{3619}{2 \cdot 1 \cdot 137} = 13,2.$$

Принимаем  $n = 14$  и размещаем их согласно рис. 28.

Проверим ослабление пояса по крайнему ряду болтов. Пояс ослаблен двумя отверстиями диаметром 28 мм по краю стыка.

Так как  $A_n = 3 \cdot (50 - 2,8) = 133,2 \text{ см}^2 > 0,85A_f = 127,5 \text{ см}^2$ , то в формулу (47) 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

$$M_w = M - M_f = 7314,3 - 5899,7 = 1414,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимаем расстояние между крайними рядами болтов  $a_{\max} = 136 \text{ см}$  (рис. 28). Из формулы (51) определим коэффициент  $\alpha$

$$\alpha = \frac{M_w}{m a_{\max} Q_{bh} k \gamma_c} = \frac{1414,6}{2 \cdot 136 \cdot 137 \cdot 2 \cdot 1} = 1,9.$$

Из табл. 11 определим требуемое количество болтов в вертикальном ряду стыка:  $n_1 = 10$ . Размещаем болты согласно рис. 28.

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

$$N = \frac{M_w a_{\max}}{m \sum a_i^2} = \frac{1414,6 \cdot 1,36}{2 \cdot 3,788} = 254 \text{ кН} < Q_{bh} k \gamma_c = 137 \cdot 2 \cdot 1 = 274 \text{ кН},$$

где  $\sum a_i^2 = 16^2 + 46^2 + 76^2 + 106^2 + 136^2 = 37\,880 \text{ см}^2 = 3,788 \text{ м}^2$ .

Прочность стыка стенки обеспечена.

## 1.5 Бистальные балки

Балки, выполненные из двух марок стали, называют бистальными. Сталь повышенной прочности с  $R_y = R_{y,1}$  (низколегированные стали) применяют только в наиболее напряженных участках поясов балки, а вся стенка и пояса вблизи опор выполняют из малоуглеродистой стали с  $R_y = R_{y,2}$  (рис. 29).

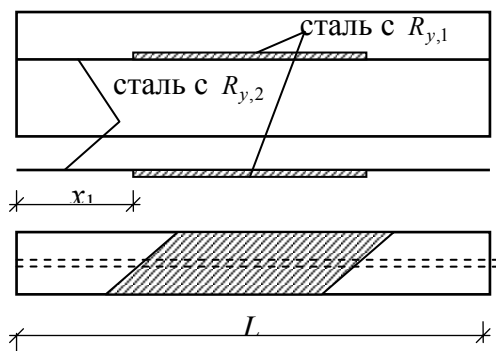


Рис. 29 Бистальная балка симметричного сечения

В расчетах на прочность бистальных балок рекомендуется руководствоваться одним из двух критериев.

1 Критерий предельных (ограниченных) пластических деформаций: пластические деформации учитываются не только в стенке, но и в поясах; интенсивность пластических деформаций в стенке  $\varepsilon_{ip, w}$  ограничивается нормой предельной интенсивности пластических деформаций  $\varepsilon_{ip, \lim}$ .

2 Критерий предельных напряжений (расчетных сопротивлений) в поясе балки при упругой его работе: пластические деформации учитываются только в стенке.

В зависимости от расчетного критерия и нормы предельной интенсивности пластических деформаций устанавливают следующие группы бистальных балок:

1 Подкрановые балки под краны с режимом работы 1 К...5 К (ГОСТ 255546–82), для которых расчеты прочности выполняют по критерию предельных напряжений в поясе при расчетном сопротивлении стали поясов  $R_f = R_u / \gamma_u$ , меньшем расчетного сопротивления по пределу текучести, где  $\gamma_u = 1,3$  – коэффициент надежности при расчетах по временному сопротивлению;

2 Балки, непосредственно воспринимающие подвижные и вибрационные нагрузки (балки рабочих площадок, бункерных и разгрузочных эстакад, транспортных галерей, под краны гидротехнических сооружений и т.п.), для которых  $\varepsilon_{ip, \lim} = 0,1 \%$ ;

3 Балки, работающие на статические нагрузки (балки перекрытий и покрытий, ригели рам, фахверка и другие изгибаемые, растянуто-изгибаемые и сжато-изгибаемые балочные элементы), для которых  $\varepsilon_{ip, \lim} = 0,2 \%$ ;

4 Балки, работающие на статическую нагрузку, но не имеющие продольных ребер жесткости, не воспринимающие местных нагрузок, обладающие повышенной общей устойчивостью и местной устойчивостью стенок и поясов, для которых  $\varepsilon_{ip, \lim} = 0,4 \%$ .

В группах 2 – 4 балки рассчитывают на прочность по критерию ограниченных пластических деформаций.

Компоновка сечений бистальных балок выполняется в той же последовательности, что и обычных моностальных балок (п. 1.4.3). Минимальную и оптимальную высоту балки находят по формулам (20), (21) и (23) при  $R_y = R_{y,1}$ . Толщину стенки назначают из условий прочности на срез (24) и предельной гибкости стенки (25) при отсутствии продольных ребер жесткости и  $R_s = 0,58R_{y,2}$ .

Площади поясов определяют, исходя из требований прочности. Для симметричного двутаврового сечения требуемую площадь пояса можно определить по формуле:

$$A_{f, req} = \frac{M_{\max} - M_w}{R_{y,1} \gamma_c h}, \quad (52)$$

где  $M_{\max}$  – максимальный изгибающий момент;  $M_w = \frac{R_{y,2} \gamma_c h_w^2 t_w}{4} m$  – изгибающий момент,

воспринимаемый стенкой, здесь  $m = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{R_{y,2}}{R_{y,1}} \right)^2$ .

Задаваясь, как и в моностальной балке, толщиной или шириной пояса, подбирают второй размер так, чтобы  $A_f = b_f t_f \geq A_{f, req}$ . При назначении ширины и толщины пояса следует руководствоваться также конструктивными требованиями (п. 1.4.3).

Проверку прочности всех групп балок при изгибе в одной из главных плоскостей выполняют по формуле:

$$\frac{M_{\max}}{c_x W_{x, \min} R_{y,1} \gamma_c} \leq 1, \quad (53)$$

где  $c_x$  – коэффициент, определяемый по прил. 8 в зависимости от группы конструкции, величины расчетных сопротивлений и отношения площади пояса к площади стенки сечения.

Для 3-й группы балок при определении коэффициента  $c_x$  следует принимать во внимание  $\varepsilon_{ip, \lim}$  (коэффициент  $c_x$  определяют линейной интерполяцией по прил. 8 в соответствии с  $\varepsilon_{ip, \lim}$ ).

Проверку местных и касательных напряжений выполняют как для балки, работающей в упругой стадии по формулам (15) и (17).

Жесткость бистальной балки допускается проверять в предположении упругой работы балки. Общую устойчивость бистальной балки проверяют так же, как моностальной, выполненной из стали, примененной в сжатом поясе бистальной балки.

Местная устойчивость поясов в бистальных балках 1-й группы проверяется и обеспечивается так же, как для обычных балок, в предположении упругой работы стали (27). В бистальных балках двутаврового сечения 2 – 4 групп при  $\sigma_{loc} = 0$  следует выполнить условие:

$$b_{ef} / t_f \leq 0,35 \sqrt{E / R_y}. \quad (54)$$

Местную устойчивость стенки в балках двутаврового симметричного сечения, укрепленной только поперечными ребрами жесткости, при  $\sigma_{loc} = 0$  проверяют по формуле:

$$M_{\max} \leq R_{y,1} \gamma_c h_{ef}^2 t_w (\psi + \alpha R_{y,2} / R_{y,1}), \quad (55)$$

где  $\psi = b_f t_f / h_w t_w \geq 0,25$ ;  $\alpha = 0,24 - 0,45 (\tau / R_{y,2})^2 - 8,5 \cdot 10^{-3} (\bar{\lambda}_w - 2,2)^2$ , здесь  $\tau$  – среднее касательное напряжение, но не более

$$0,5 R_s (R_s = 0,58 R_{y,2}).$$

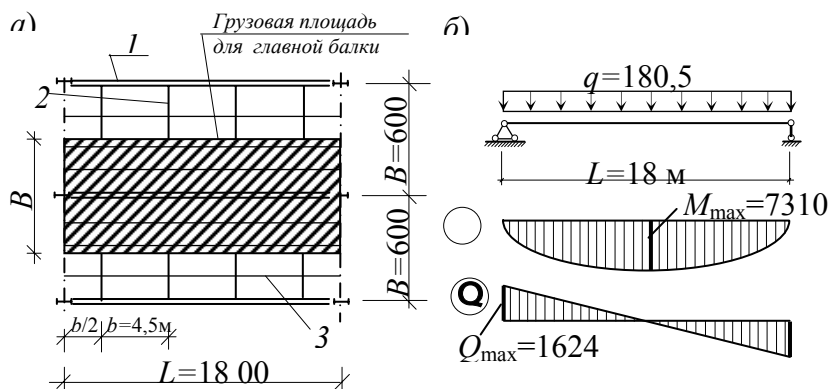
Местную устойчивость стенки в менее нагруженных отсеках (компоненты напряжений, вычисленные для рассматриваемого отсека стенки, удовлетворяют требованиям [4, п. 5.12 – 5.14]) проверяют так же, как для моностальных балок.

Конструктивные требования по размещению ребер и их размерам не имеют особенностей по сравнению с моностальными балками.

Длина участка балки с поясами из малоуглеродистой стали ( $x_1$  на рис. 29) определяется из условия несущей способности моносталяного сечения, т.е. по  $M_x = R_{y,2} W_{x,\min}$ . Соединение листов поясов из разных марок стали осуществляется встык косыми сварными швами.

**Пример 16.** Требуется подобрать сечение бистальной главной балки балочной клетки для варианта 3 (пример 1). Тип сечения балки – симметричный двутавр из листового проката. Исходные данные – по примерам 1, 2, 4 – 6. Продольные ребра жесткости не ставить. Сопряжение вспомогательной балки с главной – пониженное. Опирание главной балки на колонну – сверху через опорное ребро, вынесенное на торец.

Главная балка относится ко второй группе конструкций по назначению [4, табл. 50], поэтому для нее с учетом климатического района строительства можно использовать для наиболее нагруженных участков поясов сталь С390 с  $R_y = 38$  кН/см<sup>2</sup> при толщине 4...50 мм, а для



**Рис. 30 Расчетная схема главной балки:**

$1$  – главная балка;  $2$  – вспомогательная балка;  $3$  – балка настила

стенки и малонагруженных участков поясов сталь С255 с  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup> при толщине до 20 мм и  $R_y = 23$  кН/см<sup>2</sup> при толщине 21...40 мм (прил. 1).

Определение ширины грузовой площади для главной балки показано на рис. 30,  $a$ .

Нормативная и расчетная погонные нагрузки на балку

$$q_n = (q_{n1} + q_{n2} + q_{n3} + q_{n4} + q_{n5}) B \gamma_n = (25 + 1,06 + 0,52) \cdot 6 \cdot 0,95 = 151,5 \text{ кН/м};$$

$$q = (q_{n1} \gamma_{f1} + (q_{n2} + q_{n3} + q_{n4} + q_{n5}) \gamma_{f2}) B \gamma_n = (25 \cdot 1,2 + (1,06 + 0,52) \cdot 1,05) \cdot 6 \cdot 0,95 = 180,5 \text{ кН/м},$$

где  $q_{n1}$  – временная равномерно распределенная нагрузка;  $(q_{n2} + q_{n3} + q_{n4}) = 1,06$  Н/м<sup>2</sup> – соответственно нагрузка от собственного веса настила, балки настила, вспомогательной балки (вариант 3, табл. 4);  $q_{n5} = 0,02(q_{n1} + q_{n2} + q_{n3} + q_{n4}) = 0,52$  кН/м<sup>2</sup> – собственный вес балки.

Расчетные усилия

$$M_{\max} = \frac{180,5 \cdot 18^2}{8} = 7310,25 \text{ кН} \cdot \text{м} = 731\,025 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$Q_{\max} = \frac{180,5 \cdot 18}{2} = 1624,5 \text{ кН}.$$

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (12) при  $R_y = R_{y,1}$ :

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\max}}{R_{y,1} \gamma_c} = \frac{731\,025}{38 \cdot 1} = 19\,237,5 \text{ см}^3,$$

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

Предельно допустимый прогиб при  $L = 18$  м –  $\left[ \frac{f_u}{L} \right] = \frac{1}{225}$  (табл. П2.2).

Минимальную высоту балки определим по формуле (20):

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{R_y \gamma_c L^2}{E f_u} \frac{q_n}{q} = \frac{5}{24} \cdot \frac{38 \cdot 1 \cdot 225 \cdot 1800}{2,06 \cdot 10^4} \cdot \frac{151,5}{180,5} = 130,6 \text{ см}.$$

Ориентировочно назначаем по табл. 5 гибкость стенки –  $\lambda_w = 130$  и по формуле (23) определяем оптимальную высоту балки

$$h_{\text{opt}} = 1,15 \cdot \sqrt[3]{W \lambda_w} = 1,15 \cdot \sqrt[3]{19\,237,5 \cdot 130} = 156 \text{ см}.$$

Высота балки должна быть больше минимальной и достаточно близкой к оптимальной. Если принять стенку из листа шириной 1500 мм по ГОСТ 19903–74\* (табл. П10.6), то полная высота балки при  $t_f = 28$  мм составит  $h = h_w + 2t_f = 150 + 5,6 = 155,6$  см, что удовлетворяет требованию жесткости  $h = 155,6$  см  $>$   $h_{\min} = 130,6$  см.

Минимальную толщину стенки из условия ее прочности на срез при работе на срез только стенки определим по формуле (24)

$$t_{w,\min} = k \frac{Q_{\max}}{h_w R_s \gamma_c} = 1,5 \cdot \frac{1624}{150 \cdot 14 \cdot 1} = 1,16 \text{ см},$$

где  $R_s = 14$  кН/см<sup>2</sup> для стали С255 (прил. 1).

Для того чтобы не укреплять стенку продольным ребром, толщина стенки должна быть больше минимальной, определенной по формуле (25):

$$t_{w,\min} = \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{150}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,93 \text{ см}.$$

Окончательно принимаем  $t_w = 12$  мм.

Требуемую площадь сечения пояса определим по формуле (52)

$$A_{f,req} = \frac{M_{\max} - M_w}{R_{y,1} \gamma_c h} = \frac{731\,025 - 140\,940}{38 \cdot 1 \cdot 155,6} = 99,8 \text{ см}^2; \quad M_w = \frac{R_{y,2} \gamma_c h_w^2 t_w}{4} m = \frac{24 \cdot 1 \cdot 150^2 \cdot 1,2}{4} \cdot 0,87 = 140\,940 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$m = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{R_{y,2}}{R_{y,1}} \right)^2 = 1 - \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{24}{38} \right)^2 = 0,87.$$

Определим требования, предъявляемые к размерам поясов.

Ширина поясов должна быть в пределах

$$\frac{1}{5} h = 31 \text{ см} \leq b_f \leq \frac{1}{3} h = 51 \text{ см}.$$

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

Принимаем сечение пояса из листа 28 × 400 мм по табл. П10.7.

$$A_f = b_f t_f = 2,8 \cdot 40 = 112 \text{ см}^2 > A_{f,req} = 99,8 \text{ см}^2.$$

Проверим выполнение требований местной устойчивости сжатого пояса по формуле (54):

$$b_{ef} / t_f = 19,4 / 2,8 = 6,93 < 0,35 \sqrt{E / R_y} = 0,35 \cdot \sqrt{20\,600 / 38} = 8,15,$$

где  $b_{ef} = 0,5(b_f - t_w) = 0,5(40 - 1,2) = 19,4$  см – свес пояса (рис. 31).

Местная устойчивость пояса обеспечена.

Определим геометрические характеристики сечения главной балки (рис. 31):

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left( \frac{b_f t_f^3}{12} + A_f \left( \frac{h - t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{1,2 \cdot 150^3}{12} + \\ &+ 2 \cdot \left( \frac{40 \cdot 2,8^3}{12} + 112 \cdot \left( \frac{155,6 - 2,8}{2} \right)^2 \right) = 1\,645\,125 \text{ см}^4; \\ W_x &= \frac{I_x}{h/2} = \frac{1\,645\,125 \cdot 2}{155,6} = 21\,145 \text{ см}^3; \\ A &= 2A_f + A_w = 2 \cdot 112 + 1,2 \cdot 150 = 404 \text{ см}^2; \end{aligned}$$

$$S_x = A_f \left( \frac{h-t_f}{2} \right) + \frac{t_w h_w^2}{8} = 112 \cdot \left( \frac{155,6-2,8}{2} \right) + \frac{1,2 \cdot 150^2}{8} = 11\,931,8 \text{ см}^3.$$

Определим нагрузку от собственного веса балки:

$$q_{n5} = A\gamma / B = 404 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5 / 6 = 0,53 \text{ кН/м}^2.$$

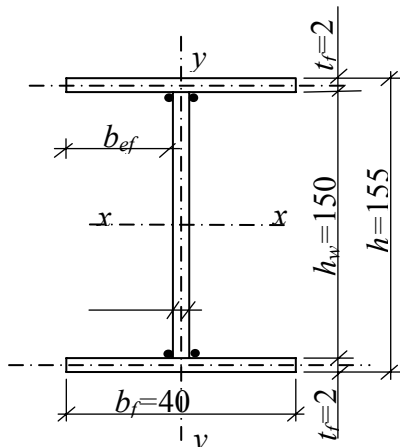
Так как нагрузка от собственного веса главной балки практически совпала с предварительно заданной, перерасчет усилий не производим.

Проверим прочность сечения бистальной балки по формулам (53) и (15):

$$\frac{M_{\max}}{c_x W_x R_{y,1} \gamma_c} = \frac{731\,025}{0,99 \cdot 21\,145 \cdot 38 \cdot 1} = 0,92 < 1;$$

$$\frac{Q_{\max} S_x}{I_x t R_s \gamma_c} = \frac{1624 \cdot 11\,931,8}{1\,645\,125 \cdot 1,2 \cdot 14 \cdot 1} = 0,7 < 1,$$

где  $c_x = 0,99$  – коэффициент, определенный по прил. 8, как для третьей группы бистальных балок при  $A_f/A_w = 0,62$ .



**Рис. 31 Сечение бистальной балки, к примеру 16**

Прочность балки обеспечена.

Для обеспечения местной устойчивости стенки укрепим ее поперечными ребрами жесткости. Так как условная гибкость стенки

$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{150}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{24}{20\,600}} = 4,27 > 3,2$ , ребра располагаем с шагом не более  $2h_{ef} = 2 \cdot 150 = 300$  см и совмещаем их положение с местом опирания вспомогательных балок (рис. 32).

В зоне действия наибольшего изгибающего момента местную устойчивость стенки (отсек 1 на рис. 32) проверим по формуле (55):

$$M_{\max} = 731\,025 \text{ кН/см} < R_{y,1} \gamma_c h_{ef}^2 t_w (\psi + \alpha R_{y,2} / R_{y,1}) =$$

$$= 38 \cdot 1 \cdot 150^2 \cdot 1,2 \cdot (0,62 + 0,2 \cdot 24 / 38) = 765\,720 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где  $\psi = b_f t_f / h_w t_w = 40 \cdot 2,8 / 150 \cdot 1,2 = 0,62 > 0,25$ ;

$$\alpha = 0,24 - 0,45 \left( \tau / R_{y,2} \right)^2 - 8,5 \cdot 10^{-3} (\bar{\lambda}_w - 2,2)^2 = 0,24 - 8,5 \cdot 10^{-3} \cdot (4,27 - 2,2)^2 = 0,2.$$

Местная устойчивость стенки обеспечена.

Местную устойчивость стенки в приопорной зоне (отсеки 2 и 3 на рис. 32) проверяем так же, как и в моностальных балках (п.1.4.5, пример 10).

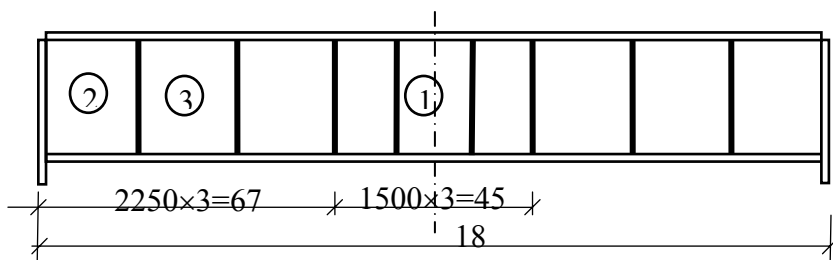
Длину участка балки с поясами из стали С255 ( $x_1$  на рис. 29) определяем из условия несущей способности моностального сечения

$$M_{x_1} = R_{y,2} W_{x_1, \min} = 23 \cdot 21\,145 = 486\,335 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{x_1} = qx_1(L - x_1)/2; \quad 180,5 \cdot x_1 \cdot (1800 - x_1)/2 = 486\,335,$$

$$x_1 = 3,79 \text{ м}.$$

Окончательно располагаем сварной стык листов поясов на расстоянии  $x_1 = 3,7$  м от опоры.



**Рис. 32** Схема расположения поперечных ребер жесткости в бистальной балке

### 1.6 Балки с перфорированной стенкой

Одним из путей повышения эффективности прокатных двутавров является создание балок с перфорированной стенкой. Для получения таких балок стенка прокатного двутавра разрезается по зигзагообразной линии с помощью газовой резки или на мощных прессах, и затем разрезанные части соединяются в местах примыкания выступов с помощью сварки, образуя сплошные перемычки (рис. 33). В итоге получают двутавр высотой больше исходного с отверстием в стенке.

Двутавры с перфорированной стенкой обеспечивают 20...30 % экономии металла по сравнению с прокатными и дешевле последних на 10...18 %. Такие балки на 25...35 % менее трудоемки, чем сварные двутавры.

Наиболее часто применяют перфорированные балки с регулярной разрезкой и одинаковой высотой поясных тавров (моностальная балка симметричного сечения). Эффективным является сечение, полученное от разных исходных двутавров разных марок стали (бистальная балка асимметричного сечения). При этом половинка из более мощного двутавра, обычно из малоуглеродистой стали, устанавливается в сжатой зоне, а половинка из менее мощного двутавра устанавливается в растянутой зоне и принимается из более прочной стали.

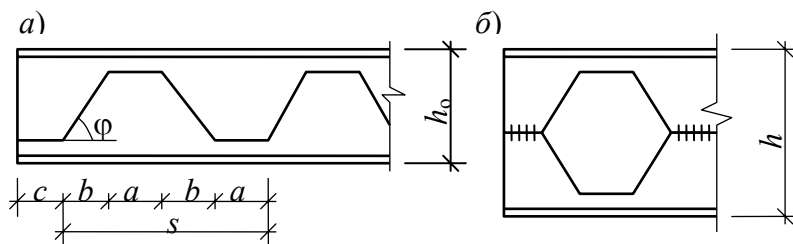
Область применения балок с перфорированной стенкой ограничивается несущей способностью таких балок, образованных из самых мощных прокатных двутавров.

При компоновке фасада балки с перфорированной стенкой соблюдают следующие размеры зигзагообразного реза (рис. 33 и 34):

$$c \geq 250 \text{ мм}; \quad a \geq 90 \text{ мм}; \quad \varphi = 40 \dots 70^\circ; \quad h_1 \approx 0,6 \dots 0,75 h_0, \quad (56)$$

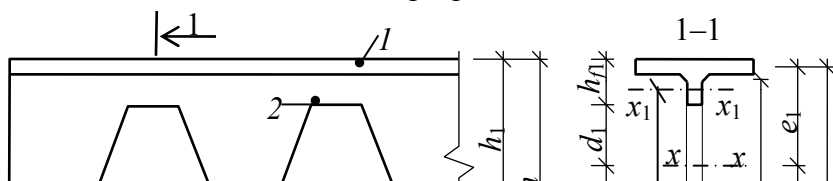
где  $h_0$  – высота исходного двутавра.

В балке необходимо запроектировать целое число отверстий  $n$ . Длина типовой ячейки  $s$  при равномерно распределенной нагрузке должна отвечать конструктивным требованиям и условию  $L = 2c + sn - a$ . При разбивке ячеек передача сосредоточенной нагруз-



**Рис. 33** Балка с перфорированной стенкой:

*a* – схема разрезки стенки; *б* – балка после сварки частей двутавра



### Рис. 34 Основные параметры балки с перфорированной стенкой

ки должна приходиться на участки со сплошной стенкой, т.е. между отверстиями. Тогда  $sn_1 = l_1$ , где  $l_1$  – расстояние между сосредоточенными силами;  $n_1$  – число отверстий между силами.

В [4] для расчета перфорированных балок принята модель, в которой напряжения определяются как в обычной балке, ослабленной отверстием, с учетом дополнительного изгиба пояса поперечной силой.

Поперечная сила распределяется между поясами пропорционально их изгибной жесткости

$$Q_1 = Q \frac{I_{f1}}{I_{f1} + I_{f2}}; \quad Q_2 = Q \frac{I_{f2}}{I_{f1} + I_{f2}}, \quad (57)$$

где  $Q_1, Q_2$  – доли поперечной силы  $Q$ , воспринимаемой верхним и нижним поясами;  $I_{f1}, I_{f2}$  – соответственно моменты инерции тавровых поясов относительно собственных осей, параллельных полкам.

При симметричном сечении  $Q_1 = Q_2 = Q/2$ .

В соответствии с [4] в перфорированных балках проверяют напряжения в точках 1, 2, 3 и 4 (рис. 34), суммируя нормальные напряжения от изгибающего момента с напряжениями от местных моментов, возникающих от поперечных сил в поясах балки:

$$\sigma_1 = \frac{M_1 e_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{f1, \max}} \leq R_{y1} \gamma_c; \quad (58)$$

$$\sigma_2 = \frac{M_2 d_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{f1, \min}} \leq \frac{R_{u1} \gamma_c}{\gamma_u}; \quad (59)$$

$$\sigma_3 = \frac{M_1 e_2}{I_x} + \frac{Q_2 a}{2W_{f2, \max}} \leq R_{y2} \gamma_c; \quad (60)$$

$$\sigma_4 = \frac{M_2 d_2}{I_x} + \frac{Q_2 a}{2W_{f2, \min}} \leq \frac{R_{u2} \gamma_c}{\gamma_u}, \quad (61)$$

где  $M_1, M_2$  – изгибающие моменты в сечениях 1 – 3 и 2 – 4 (рис. 34);  $I_x$  – момент инерции сечения балки с отверстием относительно оси  $xx$ ;  $W_{f1}, W_{f2}$  – моменты сопротивления верхнего и нижнего пояса;  $R_{y1}, R_{u1}, R_{y2}, R_{u2}$  – расчетные сопротивления стали для верхнего и нижнего тавровых сечений.

Сечение с наибольшими нормальными напряжениями в  $i$ -й точке для балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой находят по формуле:

$$x = L(2 - B_i)/4, \quad (62)$$

где  $x$  – расстояние от опоры до рассматриваемой точки;  $B_i = \frac{\sigma_{Q_i}}{\sigma_{M_i}}$ , здесь  $\sigma_{Q_i} = \frac{Q_{i, \max} a}{2W_i}$ ;  $\sigma_{M_i} = \frac{M_{\max} y_i}{I_x}$ ;  $y_i$  – расстояние от рассматриваемой точки до оси  $xx$  (для симметричных сечений  $Q_{i, \max} = Q_{\max}/2$ ).

Проверка прочности первого простенка от опоры на срез производится по формуле:

$$\tau = \frac{Q_3 s}{t_w a h_3} \leq R_s \gamma_c, \quad (63)$$

где  $Q_3$  – поперечная сила в сечении балки на расстоянии  $(c + s - 0,5a)$  от опоры;  $h_3$  – высота стенки между закруглениями (рис. 34);  $t_w$  – толщина стенки.



Проверка общей устойчивости балок с перфорированной стенкой производится так же, как и в обычных балках, при этом геометрические характеристики вычисляются по сечению с отверстием.

Прогиб балки проверяется с учетом момента инерции по сечению с отверстием. При  $L/h_{w,ef} \geq 12$  момент инерции сечения балки с отверстием следует умножить на коэффициент 0,95, здесь  $h_{w,ef}$  – расчетная высота стенки балки.

Местная устойчивость стенки тавра при условии  $1 \leq b_f/h_{f,ef} \leq 2$  обеспечивается, если  $h_{f,ef}/t_w \leq 0,45 \cdot (1 + 0,25 \cdot \sqrt{2 - b_f/h_{f,ef}}) \sqrt{E/R_y}$ , где  $h_{f,ef}$  – расчетная высота стенки тавра;  $b_f$  – ширина полки тавра.

Местную устойчивость стенки перемычки проверяют по формуле:

$$\tau/\tau_{cr} \leq \gamma_c, \quad (64)$$

где  $\tau$  – определяют по формуле (63) с подстановкой соответствующей перемычке поперечной силы;  $\tau_{cr} = 5kE/(6(1-\mu^2)\lambda_n^2)$ , здесь  $k = ((1-\mu) + 5\alpha^2)/\alpha$ ,  $\mu = 0,3$  – коэффициент Пуассона;  $\alpha = a/(d_1 + d_2)$  (рис. 34);  $\lambda_n = (d_1 + d_2)/t_w$  – гибкость перемычки.

В опорных сечениях стенку балки при  $h_{w,ef}/t_w > 40$  следует укреплять ребрами жесткости и рассчитывать их так же, как и опорные ребра составных балок (п. 1.4.6), здесь  $t_w$  – меньшая из толщин стенки.

В сечениях балки при  $h_{w,ef}/t > 2,5\sqrt{E/R_y}$  или при невыполнении условия (17) следует устанавливать ребра жесткости в соответствии с рекомендациями для обычных двутавровых балок (п. 1.4.5).

При подборе сечения перфорированной балки обычно придерживаются следующей последовательности:

1 Выбирают марку стали. В первую очередь следует применять стали повышенной прочности. В бистальных балках допускается применение сталей обычной прочности. Нормы [4] рекомендуют проектировать балки из стали с пределом текучести до 530 МПа.

2 Определяют высоту балки. Минимальную высоту шарнирно опертых балок, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, определяют по формуле

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{R_y \gamma_c L^2}{E f_u} \frac{q_n}{q} \alpha, \quad (65)$$

где  $\alpha = 1,05$ .

3 Определяют основные параметры, необходимые для установления геометрии реза. В табл. 12 представлены соотношения геометрических характеристик исходного двутавра и двутавра с перфорированной стенкой. Рекомендуется принимать  $v = h_f/h = 0,25$ .

4 Устанавливают номер двутавра. Для симметричного сечения по формулам (66) определяют требуемую площадь сечения исходного двутавра:

$$A_0 \approx \frac{(M/\beta + Qa/(4\rho_{f1}))}{R_y \gamma_c \alpha_0 h};$$

$$A_0 \approx \frac{(M/\beta + Qa/(4\rho_{f2}))\gamma_u}{R_u \gamma_c \alpha_0 h}, \quad (66)$$

где  $\beta, \rho_{f1}, \rho_{f2}, \alpha_0$  – определяют по табл. 12 в зависимости от  $v$  и типа двутавра (балочный или широкополочный).

По  $A_0$  и учитывая, что  $h_0 = h/\xi$ , по сортаменту выбирают подходящий двутавр, где  $\xi$  определяют по табл. 12.

5 Используя приближенные зависимости или непосредственные вычисления и данные в табл. П10.10 и П10.11, определяют геометрические характеристики полученного сечения.

6 Проверяют прочность, общую и местную устойчивость, жесткость балки.

7 Рассчитывают ребра жесткости и сварные швы.

## 12 Соотношения геометрических характеристик исходного двутавра и симметричного двутавра с перфорированной стенкой

Отношения	$v = h_f/h_0$		
	0,2	0,25	0,3

	Б	Ш	Б	Ш	Б	Ш
$\xi = h/h_0$	1,6	1,6	1,5	1,5	1,4	1,4
$\beta = v/h_0$	0,954	0,958	0,936	0,943	0,913	0,923
$z/h_f$	0,817	0,831	0,809	0,827	0,814 0,780	0,819
$\alpha_0 = A_f/A_0$	0,380 0,348	0,405 0,370	0,400 0,373	0,422 0,391	0,421 0,399	0,438 0,413
$I_x/I_0$	2,56	2,58	2,31	2,32	2,05	2,04
$W_x/W_0$	1,60	1,61	1,54	1,54	1,46	1,46
$I_f/I_0$	1/250 1/180	1/335 1/200	1/95 1/120	1/155 1/105	1/73 1/54	1/94 1/64
$\alpha = I_x/(2I_f)$	320 230	430 260	140 107	180 120	75 55	95 65
$\rho_{f2} = W_{f,\min}/(hA_f)$	0,007 0,010	0,005 0,009	0,011 0,016	0,009 0,013	0,017 0,022	0,013 0,020
$\rho_{f1} = W_{f,\max}/(hA_f)$	0,032 0,041	0,025 0,042	0,052 0,060	0,046 0,060	0,074 0,080	0,065 0,081
$\beta_f = S_f h_f / I_f$	1,75	2,00	1,60	1,80	1,50	1,60

Примечание. Две цифры, приведенные в одной клетке, относятся к модификациям двутавров типов Б и Ш, причем первая – для двутавра № 20, последняя – для двутавра № 100. промежуточные – по интерполяции.

**Пример 17. Требуется подобрать сечение перфорированной главной балки балочной клетки (рис. 35). Временная равномерно распределенная нагрузка  $p = 10 \text{ кН/м}^2$ . Шаг вспомогательных балок (двутавр № 45Б1) и балок настила (двутавр № 20Б1) соответственно 4,5 м и 1,5 м. Стальной настил толщиной 7 мм. Сопряжение вспомогательной балки с главной – пониженное. Опирание главной балки на колонну – сверху через опорное ребро, вынесенное на торец.**

Аналогично примерам 7, 15 определяем нормативную и расчетную нагрузки на балку. Собственный вес балки принимаем ориентировочно в размере 2 % от действующей на нее нагрузки.

$$q_n = (q_{n1} + q_{n2} + q_{n3} + q_{n4} + q_{n5}) \gamma_n = q = (q_{n1} \gamma_{f1} + (q_{n2} + q_{n3} + q_{n4} + q_{n5}) \gamma_{f2}) \gamma_n =$$

$$= (10 + 0,55 + 0,13 + 0,13 + 0,22) \cdot 6 \cdot 0,95 = 62,9 \text{ кН/м}; \quad = (10 \cdot 1,2 + (0,55 + 0,13 + 0,13 + 0,22) \cdot 1,05) \cdot 6 \cdot 0,95 = 74,6 \text{ кН/м},$$

где  $q_{n1} = 10 \text{ кН/м}^2$  – временная равномерно распределенная нагрузка;  $q_{n2} = 0,007 \cdot 78,5 = 0,55 \text{ кН/м}^2$  – нагрузка от собственного веса настила;  $q_{n3} = \frac{\rho_l \cdot 10}{a} = \frac{20,2 \cdot 10}{1,5} = 130 \text{ Н/м}^2 = 0,13 \text{ кН/м}^2$  – нагрузка от собственного веса

балки настила;  $q_{n4} = \frac{\rho_l \cdot 10}{b} = \frac{58,5 \cdot 10}{4,5} = 130 \text{ Н/м}^2 = 0,13 \text{ кН/м}^2$  – нагрузка от собственного веса вспомогательной

балки;  $q_{n5} = 0,02(q_{n1} + q_{n2} + q_{n3} + q_{n4}) = 0,02 \cdot (10 + 0,55 + 0,13 + 0,13) = 0,22 \text{ кН/м}^2$  – собственный вес балки;  $\rho_l$  – вес погонного метра соответствующего номера двутавра.

Расчетные усилия

$$M_{\max} = \frac{74,6 \cdot 18^2}{8} = 3021,3 \text{ кН} \cdot \text{м} = 302130 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$Q_{\max} = \frac{74,6 \cdot 18}{2} = 671,4 \text{ кН}.$$

Главная балка относится ко второй группе конструкций по назначению [4, табл. 50] и для нее с учетом климатического района строительства можно использовать сталь С345 с  $R_y = 31,5 \text{ кН/см}^2$  при толщине фасонного проката до 20 мм и  $R_y = 30 \text{ кН/см}^2$  при толщине 21...40 мм (прил. 1).

Предельно допустимый прогиб при  $L = 18 \text{ м} - \left[ \frac{f_u}{L} \right] = \frac{1}{225}$  (табл. П2.2).

а)



б)

$$a = 74,6$$

**Рис. 35** Схема двух ячеек балочной клетки (а) и расчетная схема главной балки (б):

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

Минимальную высоту балки определим по формуле (65):

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{R_y \gamma_c L^2}{E f_u} \frac{q_n}{q} \alpha = \frac{5}{24} \cdot \frac{31,5 \cdot 1 \cdot 225 \cdot 1800^2}{20 \cdot 600} \cdot \frac{62,9}{74,6} \cdot 1,05 = 104,4 \text{ см.}$$

Принимаем  $\nu = h_f / h = 0,25$ , тогда при использовании: двутавра № 80 –  $h \approx 1200$  мм; двутавра № 90 –  $h \approx 1350$  мм; двутавра № 100 –  $h \approx 1500$  мм. Задаемся высотой балки  $h = 1350$  мм (при попытке принять  $h = 1200$  мм прочность балки была не обеспечена).

Так как на балку нагрузка передается через вспомогательные балки, необходимо выполнить условие  $sn_1 = l_1 = b = 4500$  мм (рис. 35, 36). Принимаем число отверстий между вспомогательными балками  $n_1 = 4$ , тогда шаг отверстий равен  $s = l_1 / n_1 = 1125$  мм. Учитывая требования, предъявляемые при компоновке фасада балки, принимаем:

$$c = 1300 > 250 \text{ мм}; a = 350 > 90 \text{ мм}; b = s/2 - a = 1125/2 - 350 = 212,5 \text{ мм};$$

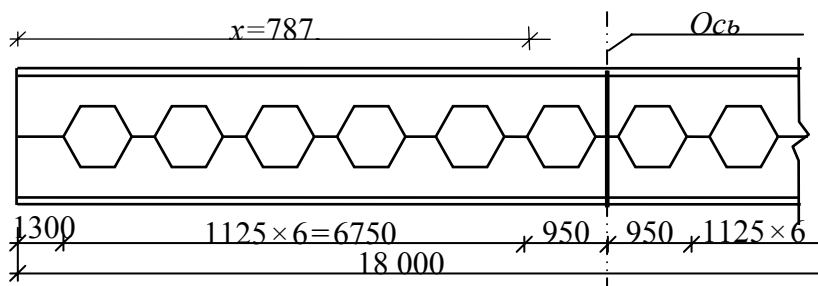
$$L = 1800 \text{ см} = 2c + sn - a = 2 \cdot 1300 + 112,5 \cdot 14 - 35 = 1800 \text{ см (рис. 36, 37).}$$

Сечение балки подбираем по моменту и поперечной силе в первом от середины балки простенке, т.е. на расстоянии  $x = L/2 - s = 18/2 - 1,125 = 7,875$  м от опоры (рис. 36).

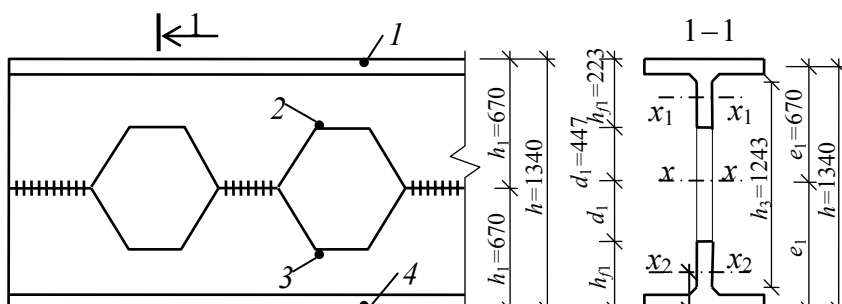
Изгибающий момент и поперечная сила в данном сечении равны

$$M = qx(L - x)/2 = 74,6 \cdot 7,875 \cdot (18 - 7,875)/2 = 2974 \text{ кН} \cdot \text{м} = 297 \cdot 400 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$Q = q(L/2 - x) = 74,6 \cdot (18/2 - 7,875) = 83,9 \text{ кН.}$$



**Рис. 36** Размещение отверстий в перфорированной балке, к примеру 17



**Рис. 37 Схема перфорированной балки, к примеру 17**

По формулам (66) определяем требуемую площадь сечения исходного двутавра:

$$A_0 = \frac{(M/\beta + Qa/(4\rho_{f1}))}{R_y \gamma_c \alpha_0 h} = \frac{(297\,400/0,936 + 83,9 \cdot 35/(4 \cdot 0,059))}{31,5 \cdot 0,376 \cdot 135} = 206 \text{ см}^2;$$

$$A_0 = \frac{(M/\beta + Qa/(4\rho_{f2}))\gamma_u}{R_u \gamma_c \alpha_0 h} = \frac{(297\,400/0,936 + 83,9 \cdot 35/(4 \cdot 0,015)) \cdot 1,3}{346 \cdot 0,376 \cdot 135} = 204 \text{ см}^2,$$

где  $\beta$ ,  $\rho_{f1}$ ,  $\rho_{f2}$ ,  $\alpha_0$  – определены по табл. 12 ( $\nu = 0,25$ , балочный двутавр № 90);  $\gamma_u = 1,3$ .

По табл. П10.5 принимаем двутавр № 90Б1 с  $A_0 = 247,1 \text{ см}^2$ ,  $h_0 = 893 \text{ мм}$ ,  $I_0 = 304\,400 \text{ см}^4$ ,  $t_w = 15 \text{ мм}$ ,  $t_f = 18,5 \text{ мм}$ ,  $R = 30 \text{ мм}$ . Так как принято  $\nu = 0,25$ , по табл. П10.10 и П10.11 определяем геометрические характеристики тавровых сечений и по ним вычисляем геометрические характеристики сечения с отверстием перфорированной балки (рис. 37):

$$h = 2h_1 = 2 \cdot 670 = 1340 \text{ мм}; h_{f1} = h_2 = 223 \text{ мм}; A_f = A_2 = 90,1 \text{ см}^2;$$

$$I_{f1} = I_2 = 3519 \text{ см}^4; W_{f1,\max} = W_{x2,\max} = 734,7 \text{ см}^3;$$

$$W_{f1,\min} = W_{x2,\min} = 200,9 \text{ см}^3; z = 4,79 \text{ см};$$

$$d_1 = (h - 2h_{f1})/2 = (1340 - 2 \cdot 223)/2 = 447 \text{ мм}; h_3 = h - 2(t_f + R) = 1340 - 2(18,5 + 30) = 1243 \text{ мм};$$

$$I_x = 2(I_{f1} + A_f(h/2 - z)^2) = 2 \cdot (3519 + 90,1 \cdot (134/2 - 4,79)^2) = 703\,307 \text{ см}^4.$$

Для симметричных сечений необходима проверка напряжений только в двух точках 1 и 2 (рис. 37).

По формуле (62) определим расположение сечений с наибольшими нормальными напряжениями в точках 1 и 2:

$$Q_{1,\max} = Q_{2,\max} = Q_{\max}/2 = 671,4/2 = 335,7 \text{ кН};$$

$$\sigma_{Q1} = \frac{Q_{1,\max} a}{2W_{f1,\max}} = \frac{335,7 \cdot 35}{2 \cdot 734,7} = 8 \text{ кН/см}^2; \sigma_{Q2} = \frac{Q_{2,\max} a}{2W_{f1,\min}} = \frac{335,7 \cdot 35}{2 \cdot 200,7} = 29,3 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{M1} = \frac{M_{\max} e_1}{I_x} = \frac{302\,130 \cdot 67}{703\,307} = 28,8 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{M2} = \frac{M_{\max} d_1}{I_x} = \frac{302\,130 \cdot 44,7}{703\,307} = 19,2 \text{ кН/см}^2;$$

$$B_1 = \frac{\sigma_{Q1}}{\sigma_{M1}} = \frac{8}{28,8} = 0,28; B_2 = \frac{\sigma_{Q2}}{\sigma_{M2}} = \frac{29,3}{19,2} = 1,53;$$

$$x_1 = L(2 - B_1)/4 = 18 \cdot (2 - 0,28)/4 = 7,74 \text{ м}; x_2 = 18 \cdot (2 - 1,53)/4 = 2,11 \text{ м}.$$

Ближайшие к данным сечениям характерные точки находятся от опоры на расстояниях:

$$x_1 = c + ns - a - b = 1,3 + 6 \cdot 1,125 - 0,35 - 0,2125 = 7,4875 \text{ м};$$

$$x_2 = c + ns - 2a - b = 1,3 + 2 \cdot 1,125 - 2 \cdot 0,35 - 0,2125 = 2,6375 \text{ м}.$$

Найдем изгибающие моменты и поперечные силы в данных сечениях:

$$M_1 = qx_1(L - x_1)/2 = 74,6 \cdot 7,49 \cdot (18 - 7,49)/2 = 29363 \text{ кН} \cdot \text{м} = 293\,600 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$Q_1 = q(L/2 - x_1) = 74,6 \cdot (18/2 - 7,49) = 112,6 \text{ кН};$$

$$M_2 = 74,6 \cdot 2,64 \cdot (18 - 2,64)/2 = 1512,5 \text{ кН} \cdot \text{м} = 151\,250 \text{ кН} \cdot \text{см}; Q_2 = 74,6 \cdot (18/2 - 2,64) = 474,5 \text{ кН}.$$

Проверим напряжения в точках 1 и 2 по формулам (59) и (60):

$$\sigma_1 = \frac{M_1 e_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{1,\max}} = \frac{293\,630 \cdot 67}{703\,307} + \frac{112,6 \cdot 35}{2 \cdot 734,7} = 30,7 < R_y \gamma_c = 31,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{M_2 d_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{1,\min}} = \frac{151250 \cdot 44,7}{703307} + \frac{474,5 \cdot 35}{2 \cdot 200,4} = 51 > \frac{R_u \gamma_c}{\gamma_u} = \frac{46 \cdot 1}{1,3} = 35,4 \text{ кН/см}^2.$$

Условие прочности в точке 2 не выполнено.

Принимаем двутавр № 100Б4 с  $A_0 = 400,6 \text{ см}^2$ ,  $h_0 = 1013 \text{ мм}$ ,  $I_0 = 655400 \text{ см}^4$ ,  $t_w = 19,5 \text{ мм}$ ,  $t_f = 32,5 \text{ мм}$ ,  $R = 30 \text{ мм}$ ,  $\rho_l = 314,5 \text{ кг/м}$  (табл. П10.5).

Уточним нагрузку от собственного веса балки и суммарную нагрузку:

$$q_{n5} = \frac{\rho_l \cdot 10}{B} = \frac{314,5 \cdot 10}{6} = 524 \text{ Н/м}^2 = 0,52 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_n = (10 + 0,55 + 0,13 + 0,13 + 0,52) \cdot 6 \cdot 0,95 = 64,6 \text{ кН/м};$$

$$q = (10 \cdot 1,2 + (0,55 + 0,13 + 0,13 + 0,52) \cdot 1,05) \cdot 6 \cdot 0,95 = 76,4 \text{ кН/м}.$$

Расчетные усилия:

$$M_{\max} = \frac{76,4 \cdot 18^2}{8} = 30942 \text{ кН} \cdot \text{м} = 309420 \text{ кН} \cdot \text{см}; \quad Q_{\max} = \frac{76,4 \cdot 18}{2} = 687,6 \text{ кН}.$$

По табл. П10.10 и П10.11 определяем геометрические характеристики тавровых сечений и по ним вычисляем геометрические характеристики сечения с отверстием перфорированной балки (рис. 38):

$$h = 2h_1 = 2 \cdot 760 = 1520 \text{ мм}; \quad h_{f1} = h_2 = 253 \text{ мм}; \quad A_f = A_2 = 150,9 \text{ см}^2;$$

$$I_{f1} = I_2 = 6708 \text{ см}^4; \quad W_{f1,\max} = W_{x2,\max} = 1266 \text{ см}^3;$$

$$W_{f1,\min} = W_{x2,\min} = 334,9 \text{ см}^3; \quad z = 5,3 \text{ см};$$

$$d_1 = (h - 2h_{f1})/2 = (1520 - 2 \cdot 253)/2 = 507 \text{ мм}; \quad h_3 = h - 2(t_f + R) = 1520 - 2(32,5 + 30) = 1395 \text{ мм};$$

$$I_x = 2(I_{f1} + A_f(h/2 - z)^2) = 2 \cdot (6708 + 150,9 \cdot (152/2 - 5,3)^2) = 1521960 \text{ см}^4.$$

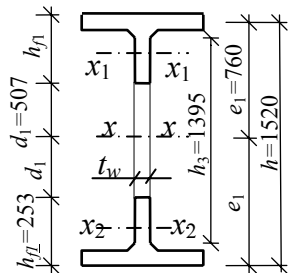


Рис. 38 Сечение балки, к примеру 17

Повторим проверку прочности сечения балки в точках 1 и 2.

По формуле (62) определим расположение сечений с наибольшими нормальными напряжениями в точках 1 и 2:

$$Q_{1,\max} = Q_{2,\max} = 687,6/2 = 343,8 \text{ кН};$$

$$\sigma_{Q1} = \frac{343,8 \cdot 35}{2 \cdot 1266} = 4,75 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_{Q2} = \frac{343,8 \cdot 35}{2 \cdot 334,9} = 18 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{M1} = \frac{309420 \cdot 76}{1521960} = 15,5 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_{M2} = \frac{309420 \cdot 50,7}{1521960} = 10,3 \text{ кН/см}^2;$$

$$B_1 = \frac{\sigma_{Q1}}{\sigma_{M1}} = \frac{4,75}{15,5} = 0,31; \quad B_2 = \frac{\sigma_{Q2}}{\sigma_{M2}} = \frac{18}{10,3} = 1,75;$$

$$x_1 = L(2 - B_1)/4 = 18 \cdot (2 - 0,31)/4 = 7,605 \text{ м}; \quad x_2 = 18 \cdot (2 - 1,75)/4 = 1,125 \text{ м}.$$

Ближайшие к данным сечениям характерные точки находятся от опоры на расстояниях:

$$x_1 = c + ns - a - b = 1,3 + 6 \cdot 1,125 - 0,35 - 0,2125 = 7,4875 \text{ м};$$

$$x_2 = c + ns - 2a - b = 1,3 + 1 \cdot 1,125 - 2 \cdot 0,35 - 0,2125 = 1,5125 \text{ м}.$$

Найдем изгибающие моменты и поперечные силы в данных сечениях:

$$M_1 = 76,4 \cdot 7,49 \cdot (18 - 7,49)/2 = 3007,1 \text{ кН} \cdot \text{м} = 300710 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$Q_1 = 76,4 \cdot (18/2 - 7,49) = 115,4 \text{ кН};$$

$$M_2 = 76,4 \cdot 1,51 \cdot (18 - 1,51) / 2 = 951,1 \text{ кН} \cdot \text{м} = 95 \text{ 110 кН} \cdot \text{см}; Q_2 = 76,1 \cdot (18 / 2 - 1,51) = 572 \text{ кН}.$$

Проверим напряжения в точках 1 и 2 по формулам (59) и (60):

$$\sigma_1 = \frac{300 \cdot 710 \cdot 76}{1 \cdot 521 \cdot 960} + \frac{115,4 \cdot 35}{2 \cdot 1266} = 16,6 < R_y \gamma_c = 30 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{95 \cdot 110 \cdot 50,7}{1 \cdot 521 \cdot 960} + \frac{572 \cdot 35}{2 \cdot 334,9} = 33,1 < \frac{R_u \gamma_c}{\gamma_u} = \frac{45 \cdot 1}{1,3} = 34,6 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность балки по нормальным напряжениям обеспечена.

Проверим прочность первого от опоры простенка на срез. Поперечная сила в сечении балки на расстоянии  $(c+s-0,5a)=1,3+1,125-0,5 \cdot 0,35=2,25 \text{ м}$ :

$$Q_3 = 76,4 \cdot (18 / 2 - 2,25) = 515,7 \text{ кН}.$$

Прочность проверим по формуле (63)

$$\frac{Q_3 s}{t_w a h_3} = \frac{515,7 \cdot 112,5}{1,95 \cdot 35 \cdot 139,5} = 6,1 < R_s \gamma_c = 17,5 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность обеспечена.

Общую устойчивость балки не проверяем, так как на ее сжатый пояс непрерывно опирается стальной, жестко закрепленный настил.

Проверку прочности стенки на местные воздействия не производим, потому что сопряжение балок пониженное.

Так как  $L/h_{w,ef} = 18/1,395 = 12,9 > 12$ , при проверке жесткости балки момент инерции сечения балки с отверстием умножаем на коэффициент 0,95.

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n L^4}{EI_x \cdot 0,95} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,646 \cdot 1800^4}{20 \cdot 600 \cdot 1 \cdot 521 \cdot 960 \cdot 0,95} = 3 \text{ см} < f_u = \frac{L}{225} = 8 \text{ см}.$$

Жесткость балки обеспечена.

Проверим местную устойчивость стенки тавра. Расчетная высота стенки тавра равна  $h_{f,ef} = h_{f1} - t_f - R = 253 - 32,5 - 30 = 190,5 \text{ мм}$ . При  $1 < b_f / h_{f,ef} = 320 / 190,5 = 1,68 < 2$ . Устойчивость стенки проверим по формуле:

$$h_{f,ef} / t_w = 190,5 / 19,5 = 9,8 < 0,45 \cdot \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - b_f / h_{f,ef}}\right) \sqrt{E / R_y} =$$

$$= 0,45 \cdot \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - 1,68}\right) \sqrt{20 \cdot 600 / 30} = 13,5.$$

Устойчивость стенки тавра обеспечена.

Проверим необходимость постановки ребер жесткости.

$$h_{w,ef} / t_w = 1395 / 19,5 = 71,5 > 2,5 \sqrt{E / R_y} = 2,5 \sqrt{20 \cdot 600 / 30} = 65,5.$$

Ребра жесткости устанавливаем в местах примыкания вспомогательных балок. По формуле (64) проверим местную устойчивость второй от опоры перемычки (первая укреплена ребром жесткости). Расчетное сечение на расстоянии  $x = (c + 2s - 0,5a) = 1,3 + 2 \cdot 1,125 - 0,5 \cdot 0,35 = 3,375 \text{ м}$ . Поперечная сила и касательные напряжения в данном сечении:

$$Q = 76,4 \cdot (18 / 2 - 3,375) = 429,8 \text{ кН}; \tau = \frac{Qs}{t_w a h_3} = \frac{429,8 \cdot 112,5}{1,95 \cdot 35 \cdot 139,5} = 5,1 \text{ кН/см}^2.$$

Критические касательные напряжения определим по формуле

$$\tau_{cr} = 5kE / \left(6(1 - \mu^2) \lambda_n^2\right) = 5 \cdot 3,75 \cdot 20 \cdot 600 / \left(6 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 52^2\right) = 26,2 \text{ кН/см}^2,$$

где

$$\alpha = a / (d_1 + d_2) = 35 / (50,7 + 50,7) = 0,35;$$

$$\lambda_n = (d_1 + d_2) / t_w = 101,4 / 1,95 = 52; k = \left((1 - \mu) + 5\alpha^2\right) / \alpha = \left((1 - 0,3) + 5 \cdot 0,35^2\right) / 0,35 = 3,75.$$

Так как  $\tau / \tau_{cr} = 5,1 / 26,2 = 0,2 < \gamma_c = 1$ , постановка дополнительных ребер жесткости не требуется.

Передачу нагрузки на колонну производим через опорное ребро, вынесенное на торец, расчет которого аналогичен расчету опорного ребра составных балок (п. 1.4.6).

## 2 ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

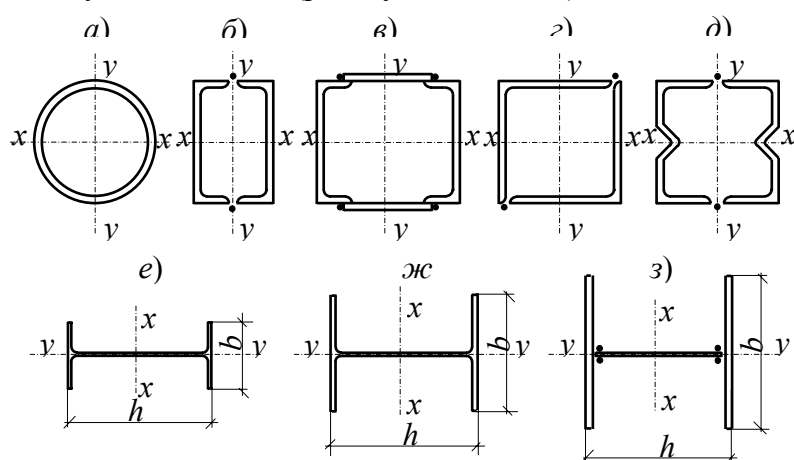
### 2.1 Общая характеристика колонн

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, соединенных между собой планками или решетками.

Сечение сплошной колонны проектируют из прокатных профилей или листов, образующих закрытое (рис. 39, а – д) либо открытое (рис. 39, е – з) сечение.

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



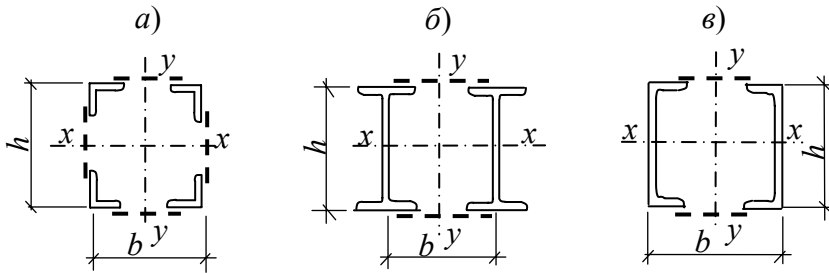
**Рис. 39 Типы сечения сплошных колонн**

главных центральных осей сечения. Если расчетные длины колонны в двух главных плоскостях одинаковы, то рационально круглое трубчатое сечение (рис. 39, 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. 39, б) неравноустойчиво. Более рациональным является сечение колонны из двух швеллеров, усиленных листом (рис. 39, в). Колонны из двух уголков (рис. 39, 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. 39, 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. Обычный прокатный двутавр (рис. 39, е) меньше всего отвечает требованию равноустойчивости и поэтому применяется редко. Наибольшее распространение получили колонны из широкополочных двутавров (рис. 39, ж). У таких двутавров радиусы инерции отличаются в два раза, что не соответствует равноустойчивости, но все же дает сечение, вполне пригодное для колонн.

Традиционным сечением является Н-образное сварное сечение из трех листов (рис. 39, 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

В практике обычно принимают ширину полки равной высоте сечения колонны.

При малых нагрузках и больших длинах рациональны сквозные колонны. Они более экономичны по расходу стали по сравнению со

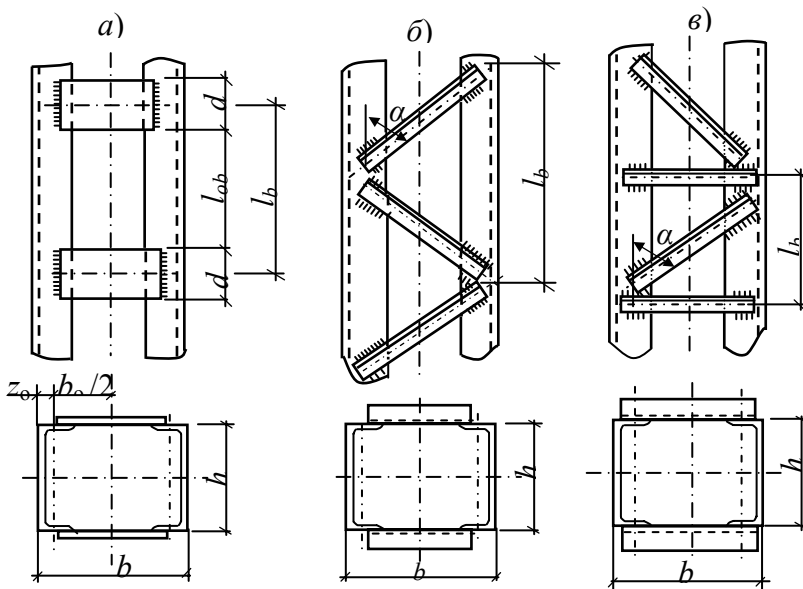


**Рис. 40 Сечения сквозных колонн**

сплошными, но отличаются большей трудоемкостью изготовления, 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. 40.

Сквозные колонны чаще выполняют из двух прокатных швеллеров (рис. 40, в), причем швеллеры выгоднее ставить полками внутрь. При больших нагрузках ветви выполняют из прокатных (рис. 40, 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. 40, 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. 41, а) и раскосыми (рис. 41, б – в). Центально-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



**Рис. 41 Типы решеток сквозных колонн:**

а – безраскосная; б – раскосная треугольная;

в – раскосная треугольная с распорками

безраскосной решетки получают 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. 40, б, в), а ось, пересекающую решетку, – свободной (ось  $yy$  на рис. 40). В некоторых сечениях (рис. 40, 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.

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:

$$N = A \sum q_i, \quad (67)$$

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:

$$l_{ef,x} = \mu_x l_x; \quad l_{ef,y} = \mu_y l_y, \quad (68)$$

где  $l_x, l_y$  – длины участков колонны между точками закрепления;  $\mu_x, \mu_y$  – 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. 42, а) либо нижний конец жестко защемляется в фундаменте, а верхний шарнирно крепится к балкам (рис. 42, б), в перпендикулярной плоскости оба конца закрепляются шарнирно ( $\mu_y = 1$ ). При отсутствии связей по высоте колонны и опирании главных балок на колонну сверху

$$l_x = l_y = H_{o.v.n.} - H_{стр} + h_3, \quad (69)$$

где  $H_{o.v.n.}$  – отметка верха настила;  $H_{стр}$  – строительная высота перекрытия, равная разности отметок верха настила и низа главных балок;  $h_3$  – размер колонны ниже отметки пола (при подборе сечения можно принять  $h_3 = 0,6 \dots 1,0$  м).

3 Выбирают сталь и komponуют сечение колонны.

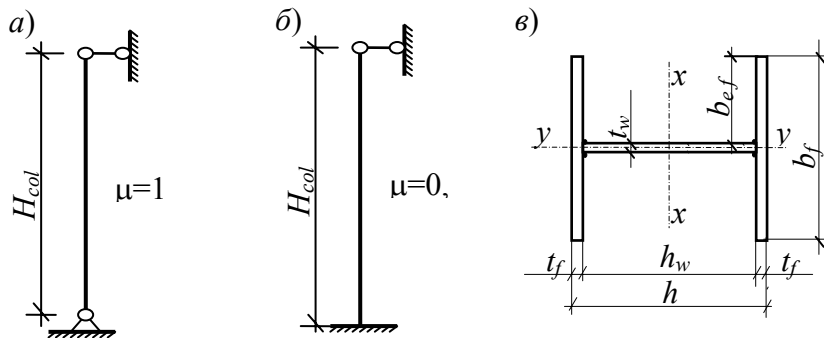
Задав гибкостью колонны  $\lambda$  (гибкость колонны можно принять равной:  $\lambda = 100 \dots 70$  при нагрузке до 3000 кН;  $\lambda = 70 \dots 50$  при нагрузке 3000...4000 кН и  $\lambda = 50 \dots 40$  при нагрузке более 4000 кН), определяют требуемую площадь сечения:

$$A_{req} = \frac{N}{\phi R_y \gamma_c}, \quad (70)$$

где  $\phi$  – 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:

$$i_x = l_{ef,x} / \lambda, \quad i_y = l_{ef,y} / \lambda, \quad h = i_x / \alpha_1, \quad b = i_y / \alpha_2, \quad (71)$$



**Рис. 42 Расчетные схемы колонн (а, б); расчетное сечение сплошной колонны (в)**

где  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  – коэффициенты для определения соответствующих радиусов инерции (для наиболее распространенных сечений значения коэффициентов приведены в прил. 9).

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

Для двутавровых сварных сечений по технологическим условиям изготовления следует принимать:

$$h \approx b = i_y / \alpha_2. \quad (72)$$

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:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{E/R_y}; \quad (73)$$

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

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq (1,2 + 0,35\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{E/R_y}, \text{ но не более } 2,3 \cdot \sqrt{E/R_y} \quad \text{при } \bar{\lambda} \geq 2,0, \quad (74)$$

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 Проверяют устойчивость колонны.

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

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (75)$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по прил. 7 в зависимости от  $\lambda_{\max}$  (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 недонапряжение больше 5 %, то необходимо внести корректировку в принятые размеры сечения и вновь проверить устойчивость колонны по формуле (75).

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



$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}. \quad (76)$$

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

### 13 Условные поперечные силы

Расчетное сопротивление стали $R_y$ , кН/см <sup>2</sup>	21	26	29	38	44	53
$Q_{fic}$ , 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>

колонны, а толщину  $t_{pl} = 6 \dots 10$  мм. Поперечную силу и наибольший изгибающий момент, которые возникают в месте прикрепления планки (в сварном шве), определяют по формулам:

$$T = \frac{Q_{fic} l_b}{2b_o}; \quad M = \frac{Q_{fic} l_b}{4}, \quad (77)$$

где  $l_b = l_{ob} + d$ ;  $b_o = b - 2z_o$  – расстояние между осями ветвей (рис. 43).

Минимальную толщину планки из условия ее прочности определяют по формуле

$$t_{pl} = \frac{6M}{d^2 R_y \gamma_c}. \quad (78)$$

Не следует принимать толщину планки менее 6 мм. Планки заводят на ветви 20...30 мм и приваривают угловыми швами (рис. 43).

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

$$\sigma = \sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c;$$

$$\tau_w = \frac{T}{\beta_f k_f l_w}; \quad \sigma_w = \frac{6M}{\beta_f k_f l_w^2}. \quad (79)$$

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

$$N_d = \frac{Q_{fic}}{n \sin \alpha}, \quad (80)$$

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

Устойчивость раскоса проверяют по формуле

$$\frac{N_d}{\varphi_{\min} A_d R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (81)$$

где  $A_d$  – площадь сечения раскоса;  $\varphi_{\min}$  – 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 (75). При этом коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  определяется в зависимости от приведенной гибкости  $\lambda_{ef}$ .

Приведенную гибкость сквозных колонн на планках определяют по формулам

$$\begin{aligned} \text{– при } \frac{I_{pl} l_b}{I_b b_o} < 5 \quad \lambda_{ef} &= \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \lambda_b^2 (1+n)}; \\ \text{– а при } \frac{I_{pl} l_b}{I_b b_o} \geq 5 \quad \lambda_{ef} &= \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_b^2}, \end{aligned} \quad (82)$$

где  $\lambda_b = \frac{l_{ob}}{i_b}$  – гибкость ветви относительно оси  $y_1y_1$  (рис. 43);  $n = \frac{I_b b_0}{I_{pl} l_b}$  – отношение погонной жесткости ветви к погонной жесткости одной планки, здесь  $I_b$  и  $I_{pl}$  – соответственно моменты инерции ветви и планки относительно своих собственных осей.

При раскосной решетке приведенную гибкость сквозных колонн определяют по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + k \frac{A}{A_d}}, \quad (83)$$

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

Если устойчивость колонны относительно свободной оси не обеспечена, увеличивают расстояние между ветвями. Если условие (75) выполняется с большим запасом, то расстояние  $b$  можно уменьшить, но так, чтобы обеспечить зазор между внутренними кромками ветвей 100...150 мм.

**Пример 18.** Требуется подобрать сечение сплошной центрально сжатой колонны. Закрепление колонны – шарнирное снизу и сверху. На колонну опираются сверху главные балки, входящие в состав балочной клетки, рассмотренной в примерах 1 – 14. 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 (67), но так как расчет главной балки произведен в примере 7 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 7).

2 Расчетная схема колонны представлена на рис. 42, а. По прил. 5  $\mu_x = \mu_y = 1$ . Расстояние между точками закрепления (отметками низа главной балки и обрезом фундамента) определим по формуле (69)

$$l_x = l_y = H_{\text{о.в.н.}} - H_{\text{стр}} + h_3 = 8000 - 1987 + 900 = 6913 \text{ мм} = 691,3 \text{ см},$$

здесь  $H_{\text{стр}} = 1680 + 300 + 7 = 1987$  мм;  $h_3 = 900$  мм – размер колонны ниже отметки пола.

Расчетные длины колонн определим по формулам (68)

$$l_{ef,x} = \mu_x l_x = 1 \cdot 691,3 = 691,3 \text{ см}; \quad l_{ef,y} = \mu_y l_y = 1 \cdot 691,3 = 691,3 \text{ см}.$$

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  $R_y = 23$  кН/см<sup>2</sup> при толщине листового проката до 20 мм. Задаемся гибкостью колонны  $\lambda = 70$  ( $N > 3000$  кН). По прил. 7  $\varphi = 0,76$ . Требуемую площадь сечения колонны определяем по формуле (70):

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

Компонуем сварное двутавровое сечение колонны (рис. 44). Габариты сечения колонны определим по формуле (72):

$$h \approx b = i_y / \alpha_2 = 9,9 / 0,24 = 41,25 \text{ см},$$

где  $i_y = l_{ef,y} / \lambda = 691,3 / 70 = 9,9$  см;  $\alpha_2 = 0,24$  (прил. 9).

Принимаем стенку из листа  $420 \times 14$  мм, а пояса –  $420 \times 16$  мм (табл. П10.7).

Площадь сечения колонны  $A = 1,4 \cdot 42 + 2 \cdot 1,6 \cdot 42 = 193,2 \text{ см}^2 > A_{req}$ .

Определим геометрические характеристики сечения (рис. 44):

$$h = 420 + 2 \cdot 16 = 452 \text{ мм}; \quad b_f = 420 \text{ мм}; \quad b_{ef} = (420 - 14) / 2 = 203 \text{ мм};$$

$$I_y = \frac{2 \cdot 1,6 \cdot 42^3}{12} + \frac{42 \cdot 1,4^3}{12} = 19 \, 766,4 \text{ см}^4; \quad i_y = \sqrt{\frac{19 \, 766,4}{193,2}} = 10,11 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \lambda_{\max} = \frac{691,3}{10,11} = 68; \quad \bar{\lambda} = 68 \cdot \sqrt{23 / 20 \, 600} = 2,27 > 2.$$

Проверим местную устойчивость поясов и стенки колонны по формулам (73) и (74):

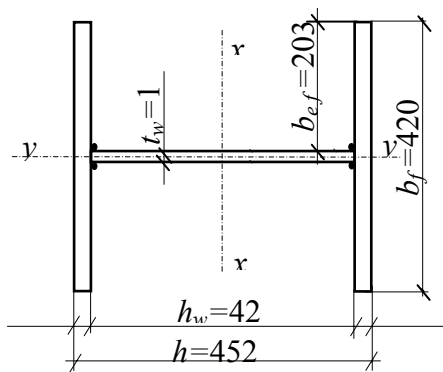


Рис. 44 Сечение колонны, к примеру 18

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{20,3}{1,6} = 12,7 < (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,1 \cdot 2,27) \cdot \sqrt{\frac{20\ 600}{23}} = 17,6;$$

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{42}{1,4} = 30 < (1,2 + 0,35\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (1,2 + 0,35 \cdot 2,27) \cdot \sqrt{\frac{20\ 600}{23}} = 59,6 < 2,3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 68,8. \text{ Местная устойчивость элементов сечения колонны обеспечена.}$$

4 Проверим устойчивость колонны по формуле (75):

$$\frac{N}{\varphi_{\min} A R_y \gamma_c} = \frac{3250}{0,77 \cdot 193,2 \cdot 23 \cdot 1} = 0,95 < 1,$$

где  $\varphi_{\min} = 0,77$  (прил. 7) по  $\lambda_{\max} = \lambda_y = 68$ .

Устойчивость колонны обеспечена. Недонапряжение сечения колонны не более 5 %.

**Пример 19.** Требуется подобрать сечение сквозной центрально-сжатой колонны. Закрепление колонны – шарнирное снизу и сверху. На колонну опираются сверху главные балки, входящие в состав балочной клетки, рассмотренной в примерах 1 – 14. Отметка верха настила – +8,0 м.

Расчет ведем в последовательности, изложенной в п. 2.2.2.

1 Продольная сжимающая сила определена в примере 18

$$N = 3250 \text{ кН.}$$

2 Расчетная схема колонны представлена на рис. 42, а.

Расчетные длины колонн определены в примере 18 –  $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 691,3 \text{ см}$ .

3 Для колонны применяем сталь С235 с  $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$  при толщине листового проката до 20 мм. Задаемся гибкостью колонны  $\lambda = 60$  ( $N > 2000 \text{ кН}$ ). По прил. 7 –  $\varphi = 0,81$ . Требуемую площадь сечения колонны определяем по формуле (70):

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi R_y} = \frac{3250}{0,81 \cdot 23 \cdot 1} = 174,4 \text{ см}^2, \quad A_{b,req} = \frac{A_{req}}{2} = \frac{174,4}{2} = 87,2 \text{ см}^2.$$

По сортаменту (табл. П110.5) принимаем сечение ветвей из двутавра 50Б1 ГОСТ 8239–89 с  $A = 92,98 \text{ см}^2$  и  $i_x = 19,99 \text{ см}$ .

Площадь сечения колонны  $A = 2 \cdot 92,98 = 185,96 \text{ см}^2 > A_{req}$ .

Определим гибкость колонны и проверим ее устойчивость относительно материальной оси (ось  $xx$  на рис. 45) по формуле (75):

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{691,3}{19,99} = 35;$$

$$\frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{3250}{0,915 \cdot 185,96 \cdot 23 \cdot 1} = 0,83 < 1,$$

где  $\varphi_x = 0,915$  (прил. 7).

Устойчивость колонны обеспечена. Недонапряжение сечения колонны составляет 17 %, поэтому для выбора более экономичного решения повторим подбор ее сечения. Для этого зададимся средним значением гибкости между предварительно назначенным и полученным в результате расчета

$$\lambda_x = \frac{35 + 60}{2} = 47,5$$

и повторим вышеприведенные вычисления.

$$A_{req}; \frac{3250}{0,869 \cdot 23 \cdot 1} = 162,6 \text{ см}^2, \quad A_{b,req} = \frac{162,6}{2} = 81,3 \text{ см}^2.$$

По сортаменту (табл. П10.5) принимаем сечение ветвей из двутавра 45Б2 ГОСТ 8239–89 с  $A = 85,96 \text{ см}^2$  и  $i_x = 18,32 \text{ см}$ .

Площадь сечения колонны  $A = 2 \cdot 85,96 = 171,92 \text{ см}^2 > A_{req}$ .

Проверка устойчивости колонны относительно материальной оси:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{691,3}{18,32} = 38;$$

$$\frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{3250}{0,904 \cdot 171,92 \cdot 23 \cdot 1} = 0,91 < 1,$$

где  $\varphi_x = 0,904$  (прил. 7).

Устойчивость колонны обеспечена. Недонапряжение сечения колонны составляет более 5 %, однако дальнейшие попытки найти более экономичное сечение не привели к результату в связи с дискретностью сортамента металлопроката. Для более эффективного использования материала возможна замена типа сечения колонны.

Геометрические характеристики двутавра 45Б2 согласно сортамента (табл. П10.5):  $I_y = 1269 \text{ см}^4$ ;  $i_y = 3,84 \text{ см}$ ;  $\rho_l = 85,96 \text{ кг/м}$ .

4 Соединение ветвей осуществляем на планках. Зададимся гибкостью ветви  $\lambda_b = 25$ . 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:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_b^2} = \sqrt{38^2 - 25^2} = 28,62; \quad i_y = l_{ef,y} / \lambda_y = 691,3 / 28,62 = 24,15 \text{ см};$$

$$b = i_y / \alpha_2 = 24,15 / 0,52 = 46,45 \text{ см}$$

где  $\alpha_2 = 0,52$  (прил. 9).

Принимаем  $b = 47 \text{ см}$ . Проверим наличие зазора между внутренними гранями ветвей  $470 - 180 = 290 > 150 \text{ мм}$  (рис. 45).

5 Определим расстояние между планками  $l_{ob} = i_b \lambda_b = 3,84 \cdot 25 = 96 \text{ см}$ . Принимаем  $l_{ob} = 95 \text{ см}$ . Высоту планки  $d$  назначим в пределах  $(0,5 \dots 0,75)b = 23,5 \dots 35,25 \text{ см}$ . Принимаем  $d = 35 \text{ см}$ , тогда расстояние между осями планок (рис. 46)  $l_b = l_{ob} + d = 95 + 35 = 130 \text{ см}$ .

Для стали с  $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$  по табл. 13 условная поперечная сила равна  $Q_{fic} = 0,24A = 0,24 \cdot 171,92 = 41,3 \text{ кН}$ . Поперечную силу и изгибающий момент в планке определим по формулам (77):

$$T = \frac{Q_{fic} l_b}{2b} = \frac{41,3 \cdot 130}{2 \cdot 47} = 57,12 \text{ кН}; \quad M = \frac{Q_{fic} l_b}{4} = \frac{41,3 \cdot 130}{4} = 1342,3 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

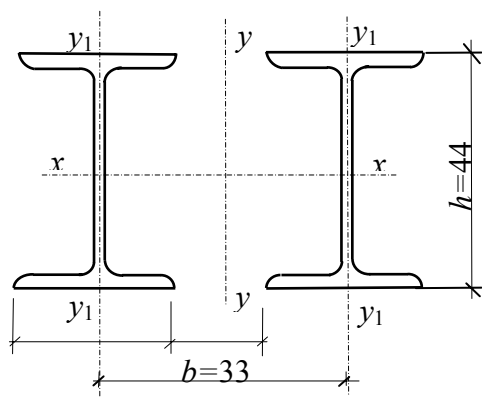


Рис. 45 Сечение сквозной колонны, к примеру 19

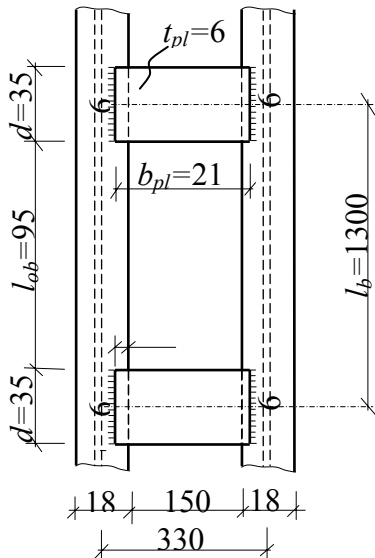


Рис. 46 Расположение планок сквозной колонны, к примеру 19

Определим минимальную толщину планки, исходя из ее работы на изгиб:

$$t_{pl} = \frac{6M}{d^2 R_y \gamma_c} = \frac{6 \cdot 1342,3}{35^2 \cdot 23 \cdot 1} = 0,286 \text{ см.}$$

Принимаем  $t_{pl} = 6 \text{ мм}$ .

Планки привариваем к ветвям колонны угловыми швами электродами типа Э42 (табл. П4.1) с расчетным сопротивлением металла шва  $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$  (табл. П4.2). Зададимся катетом сварного шва не меньше минимального (табл. П4.5) —  $k_f = 7 \text{ мм} < k_{f, \max} = 1,2t_s = 7,2 \text{ мм}$  и проверим прочность сварных швов по формулам (79):

$$\tau_w = \frac{T}{\beta_f k_f l_w} = \frac{57,12}{0,7 \cdot 0,7 \cdot 34} = 3,43 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_w = \frac{6M}{\beta_f k_f l_w^2} = \frac{6 \cdot 1342,3}{0,7 \cdot 0,7 \cdot 34^2} = 16,05 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma = \sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} = \sqrt{3,43^2 + 16,05^2} = 16,41 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18 \cdot 1 \cdot 1 = 18 \text{ кН/см}^2,$$

где  $l_w = d - 1 = 35 - 1 = 34 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,7 = 41,65 \text{ см}$ ,  $\beta_f = 0,7$  (табл. П4.4).

Прочность сварных швов обеспечена.

6 Определим приведенную гибкость колонны и проверим ее устойчивость относительно свободной оси по формуле (75).

При  $\frac{I_{pl} l_b}{I_b b} = \frac{2144 \cdot 130}{1269 \cdot 47} = 4,673 < 5$  приведенную гибкость определим по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_b^2(1+n)} = \sqrt{29,03^2 + 0,82 \cdot 24,74^2(1+0,214)} = 38,11,$$

где  $I_{pl} = \frac{t_{pl} d^3}{12} = \frac{0,6 \cdot 35^3}{12} = 2144 \text{ см}^4$ ;  $I_b = 1269 \text{ см}^4$  — момент инерции ветви относительно оси  $y_1 y_1$ ;

$\lambda_b = \frac{l_{ob}}{i_b} = \frac{95}{3,84} = 24,74$  — гибкость ветви, здесь  $i_b = 3,84 \text{ см}$  — радиус инерции ветви относительно оси  $y_1 y_1$ ;

$\lambda_y = l_{ef,y} / i_y = 691,3 / 23,81 = 29,03$ ,

здесь  $i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{97480,82 / 171,92} = 23,81 \text{ см}$ ;



$I_y = 2 \cdot (1269 + 85,96 \cdot (47/2)^2) = 97\,480,82 \text{ см}^4$  – момент инерции сечения колонны относительно оси  $yy$ ;

$$n = \frac{I_b b}{I_{pl} l_b} = \frac{1269 \cdot 47}{2144 \cdot 130} = 0,214.$$

Проверка устойчивости колонны относительно свободной оси:

$$\frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{3250}{0,904 \cdot 171,92 \cdot 23 \cdot 1} = 0,91 < 1,$$

где  $\varphi_y = 0,904$  (прил. 7).

Устойчивость колонны обеспечена. Недонапряжение сечения колонны составляет более 5 %. Уменьшим расстояние между ветвями до  $b = 330 \text{ мм}$  и повторим расчеты п. 5 и 6. Проверим наличие зазора между внутренними гранями ветвей  $330 - 180 = 150 = 150 \text{ мм}$ .

$$5 \quad T = \frac{41,3 \cdot 130}{2 \cdot 33} = 81,35 \text{ кН}; \quad M = 1342,25 \text{ кН} \cdot \text{см}; \quad t_{pl} = 0,6 \text{ см};$$

$$k_f = 7 \text{ мм}; \quad \tau_w = \frac{81,35}{0,7 \cdot 0,7 \cdot 34} = 4,88 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_w = 16,05 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma = \sqrt{4,88^2 + 16,05^2} = 16,78 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность сварных швов обеспечена.

$$6 \quad I_{pl} = \frac{t_{pl} d^3}{12} = \frac{0,6 \cdot 35^3}{12} = 2144 \text{ см}^4; \quad I_b = 1269 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot (1269 + 85,96 \cdot (33/2)^2) = 49\,343,22 \text{ см}^4; \quad i_y = \sqrt{49\,343,22 / 171,92} = 16,94 \text{ см}; \quad \lambda_y = 691,3 / 16,94 = 40,81; \quad \lambda_b = 24,74.$$

При  $\frac{I_{pl} l_b}{I_b b} = \frac{2144 \cdot 130}{1269 \cdot 33} = 6,65 > 5$  приведенную гибкость определим по формуле (82):

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_b^2} = \sqrt{40,81^2 + 24,74^2} = 47,72.$$

Проверка устойчивости колонны относительно свободной оси:

$$\frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{3250}{0,866 \cdot 171,92 \cdot 23 \cdot 1} = 0,945 < 1,$$

где  $\varphi_y = 0,866$  (прил. 7). Недонапряжение составляет 5,5 %.

Устойчивость колонны обеспечена.

### 2.3 Оголовки колонн

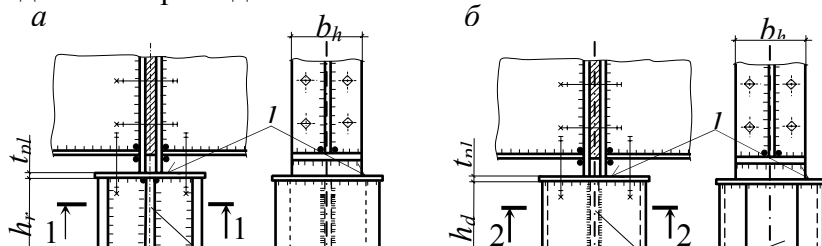
Оголовки служат для передачи на стержень колонны нагрузки от опирающихся на них конструкций. Сопряжение балок с колоннами, поддерживающими балочные клетки, обычно бывает шарнирным с опиранием главных балок на колонну сверху. В этом случае оголовок состоит из плиты  $I$  и системы подкрепляющих ее ребер  $2$  (рис. 47).

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. 47. 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 равномерно 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 строганную, 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:

$$\sum l_w \geq \frac{N}{k_f (B R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c}, \quad (84)$$

где  $N$  – опорное давление на оголовок колонны.



**Рис. 47 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. 47, 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:

$$t_r = \frac{N}{l_{ef} R_p \gamma_c}, \quad (85)$$

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...20 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  $85\beta_f k_f$ ):

$$h_r = \frac{N}{nk_f (\beta R_w \gamma_w) \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (86)$$

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

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

$$\frac{N}{n_s t_r h_r} \leq R_s \gamma_c, \quad (87)$$

где  $n_s$  – количество срезов ребра оголовка.

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

$$\frac{N}{n_s t_w h_r} \leq R_s \gamma_c. \quad (88)$$

Если условие не выполняется, можно в пределах высоты оголовка сделать стенку более толстой. Для придания жесткости ребрам оголовка и предотвращения потери устойчивости стенки колонны, низ ребер оголовка обрамляют горизонтальными ребрами, размеры которых принимают конструктивно (рис. 47).

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

**Пример 20.** Рассчитать и сконструировать оголовок сплошной колонны по данным примера 18. Расчетная нагрузка на оголовок колонны  $N = 3250$  кН. Конструктивное решение оголовка дано на рис. 48.

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  $450 \times 490$  мм.

Ширину опорных ребер принимаем так, чтобы их суммарная ширина была не менее  $b_h / 2 + t_{pl} - t_w / 2 = 250 / 2 + 25 - 14 / 2 = 157$  мм .

Ребра и плиту проектируем из той стали, что и стержень колонны С235 с  $R_p = R_u = 35$  кН/см<sup>2</sup> (прил. 1).

Длина сминаемой поверхности ребер равна

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

Толщину ребер оголовка определяют по формуле (85):

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

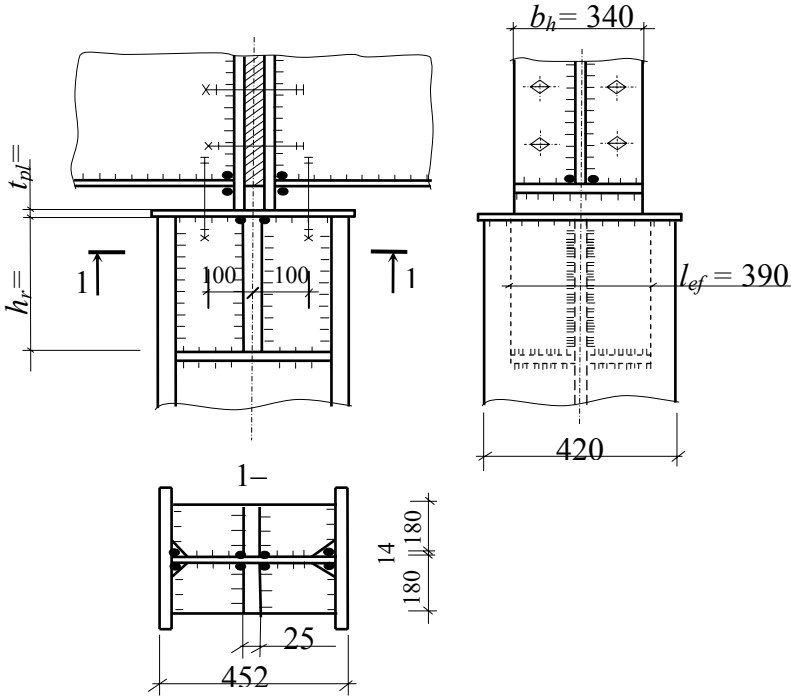


Рис. 48 Оголовок сплошной колонны, к примеру 20

Для уменьшения толщины ребра  $t_r$  увеличиваем  $l_{ef}$  за счет увеличения ширины опорного ребра главной балки  $b_h$ . Так как ранее ширина опорного ребра главной балки была принята меньше ширины измененного сечения поясных листов, увеличиваем  $b_h$ . Принимаем  $b_h = b_{f1} = 340$  мм .

Тогда  $l_{ef} = b_h + 2t_{pl} = 340 + 2 \cdot 25 = 390$  мм , а

$$t_r = \frac{N}{l_{ef} R_p \gamma_c} = \frac{3250}{39 \cdot 35 \cdot 1} = 2,4 \text{ см}$$

и  $b_h / 2 + t_{pl} - t_w / 2 = 340 / 2 + 25 - 14 / 2 = 202$  мм .

Принимаем ребро из полосы по ГОСТ 103–76\* (табл. П10.8) сечением 25×210 мм ( $t_r = 25$  мм  $> b_r / (0,5 \sqrt{E / R_y}) = 210 / (0,5 \cdot \sqrt{20600 / 23}) = 14,03$  мм).

Ребра привариваем к стенке колонны угловыми швами электродами типа Э42 (табл. П4.1) с расчетным сопротивлением металла шва  $R_{wf} = 18$  кН/см<sup>2</sup> (табл. П4.2). Определим сечение, по которому необходимо рассчитать угловой шов на срез (условный):

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

где  $R_{wz} = 16$  кН/см<sup>2</sup> (прил. 1);  $\beta_f = 0,7$ ,  $\beta_z = 1$  (табл. П4.4).

Расчет следует проводить по металлу шва.

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

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

и определим высоту ребер оголовка по формуле (86):

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

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 (87) и (88) проверим прочность ребра и стенки колонны:

$$\frac{N}{n_s t_r h_r} = \frac{3250}{2 \cdot 2,5 \cdot 55} = 11,82 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 12,5 \text{ кН/см}^2;$$

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

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 21.** Рассчитать и сконструировать оголовок сквозной колонны по данным примера 19. Расчетная нагрузка на оголовок колонны  $N = 3250 \text{ кН}$ . Конструктивное решение оголовка дано на рис. 49.

Строганую 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  $480 \times 560 \text{ мм}$ . Ширина опорной диафрагмы оголовка равна расстоянию между внутренними гранями стенок двутавров  $b_d = b - t_w = 330 - 8,4 = 321,6 \text{ мм}$ . С учетом зазоров, необходимых для установки диафрагмы (1...2 мм), принимаем  $b_d = 320 \text{ мм}$ .

Опорную диафрагму и плиту проектируем из стали С235 с  $R_p = 35 \text{ кН/см}^2$ . Длина сминаемой поверхности диафрагмы равна

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

Толщину диафрагмы определяют по формуле (85)

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

Для уменьшения толщины диафрагмы  $t_d$  увеличиваем  $l_{ef}$  за счет увеличения ширины опорного ребра главной балки  $b_h$ . Так как ранее ширина опорного ребра главной балки была принята меньше ширины измененного сечения поясных листов, увеличиваем  $b_h$ . Принимаем  $b_h = b_{f1} = 340 \text{ мм}$ .

Тогда  $l_{ef} = b_h + 2t_{pl} = 340 + 2 \cdot 25 = 390 \text{ мм}$ , а  $t_d = \frac{N}{l_{ef} R_p \gamma_c} = \frac{3250}{39 \cdot 35 \cdot 1} = 2,4 \text{ см}$ , ширина диафрагмы

$$b_d = b + t_w + 2 \cdot 30 = 330 + 8,4 + 60 = 398,4 \text{ мм}.$$

Принимаем  $b_d = 400 \text{ мм}$ . Устанавливаем диафрагму в прорези стенок ветвей колонны и завариваем ее восьмью угловыми швами. Для этого выводим диафрагму за стенки ветвей не менее чем на 30 мм (рис. 49).

Принимаем диафрагму из широкополосного универсального проката по ГОСТ 8270-70\* (табл. П10.7) сечением  $25 \times 400 \text{ мм}$

$$t_d = 25 \text{ мм} > (b_d - 80) / (0,5 \sqrt{E / R_y}) = 320 / (0,5 \cdot \sqrt{20 \cdot 600 / 23}) = 21,4 \text{ мм}.$$

Для сварки используем электроды типа Э46 (табл. П4.1) с расчетным сопротивлением металла шва  $R_{wf} = 20 \text{ кН/см}^2$  (табл. П4.2). Определим сечение, по которому необходимо рассчитать угловой шов на срез (условный):

$$(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = \min \begin{cases} R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1 = 14 \text{ кН/см}^2; \\ R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 16 \cdot 1 \cdot 1 = 16 \text{ кН/см}^2, \end{cases}$$

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

Расчет следует проводить по металлу шва.

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

$$k_{f, \min} = 8 \text{ мм} < k_f = 10 \text{ мм} < k_{f, \max} = 1,2t_w = 1,2 \cdot 8,4 = 10,08 \text{ мм}$$

и определим высоту диафрагмы по формуле (86)

$$h_d = \frac{N}{nk_f(\beta R_w \gamma_w) \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{3250}{8 \cdot 1 \cdot 14 \cdot 1} + 1 = 29 + 1 = 30 \text{ см}.$$

Принимаем  $h_d = 30 \text{ см}$ . Проверим ограничения по длине фланговых швов

$$l_w = 29 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1 = 59,5 \text{ см}.$$

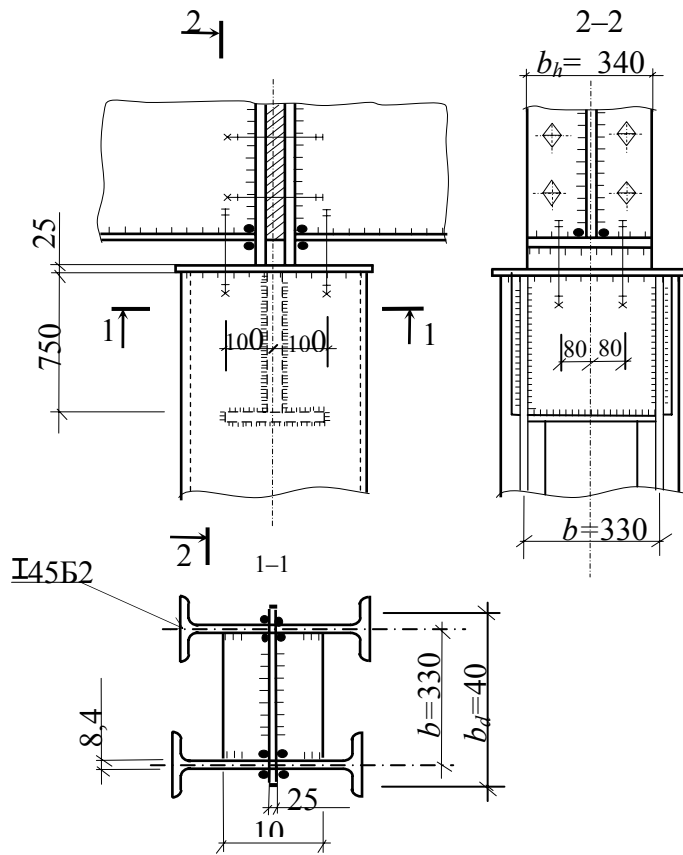
Ограничения выполнены.

По формулам (87) и (88) проверим прочность диафрагмы и стенки колонны на срез:

$$\frac{N}{n_s t_d h_d} = \frac{3250}{4 \cdot 2,5 \cdot 30} = 10,83 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 12,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\frac{N}{n_s t_w h_d} = \frac{3250}{4 \cdot 0,84 \cdot 30} = 32,24 \text{ кН/см}^2 > R_s \gamma_c = 13,5 \text{ кН/см}^2,$$

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



**Рис. 49 Оголовок сквозной колонны, к примеру 20**

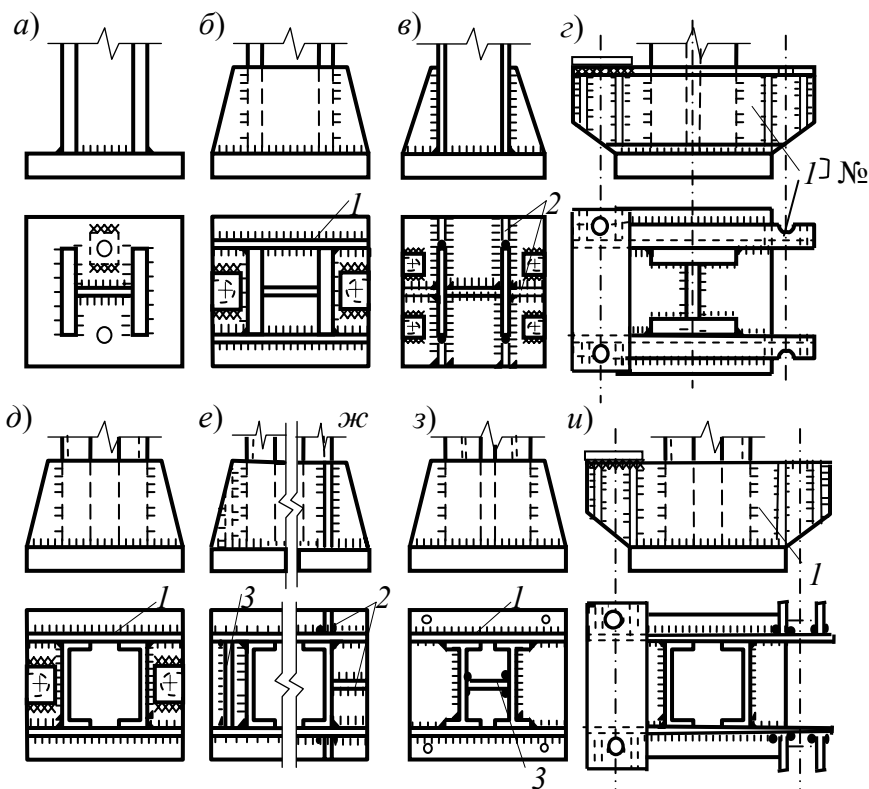
Прочность стенки колонны не обеспечена. Увеличиваем высоту диафрагмы до 75 см:

$$\frac{N}{n_s t_w h_d} = \frac{3250}{4 \cdot 0,84 \cdot 75} = 12,9 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,5 \text{ кН/см}^2.$$

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.



**Рис. 50 Базы колонн:**

1 – траверса; 2 – ребро; 3 – диафрагма

В центрально-сжатых колоннах наиболее часто применяют базы, обеспечивающие шарнирное закрепление нижнего конца колонны (рис. 50, а – в, д – з). При жестком закреплении на фундаменте базы выполняют так, как показано на рис. 50, г, и. По конструктивному решению базы могут быть без траверс (рис. 50, а), с траверсами в виде швеллера (рис. 50, г) или листа (рис. 50, б, д – и), с треугольными ребрами (рис. 50, в). Простейшая база состоит из опорной плиты, приваренной к фрезерованному торцу стержня (рис. 50, а). При больших нагрузках толщина опорной плиты получается значительной и база становится менее эффективной. 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 равномерно распределенными. Площадь опорной плиты определяют из условия прочности фундамента по формуле

$$A_{pl} = \frac{N}{\psi R_{b,loc}}, \quad (89)$$

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

Класс бетона по прочности на сжатие	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25
Расчетные сопротивления бетона сжатию $R_b$ , кН/см <sup>2</sup>	0,45	0,6	0,75	0,85	1,15	1,45

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 контуром 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.

$$B = h_k + 2t_{tr} + 2c; \quad L = A_{pl} / B, \quad (90)$$

где  $h_k$  – один из размеров колонны (рис. 51);  $t_{tr}$  – толщина траверсы (10...16 мм);  $c$  – вылет консоли плиты (обычно 40...120 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:

$$\sigma_f = \frac{N}{A_{pl}} \leq \psi R_{b,loc}. \quad (91)$$

*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  $\sigma_f$ . В соответствии с конструкцией базы плита может иметь участки, опертые по четырем, трем, двум сторонам (кантам), и консольные участки (рис. 51).

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

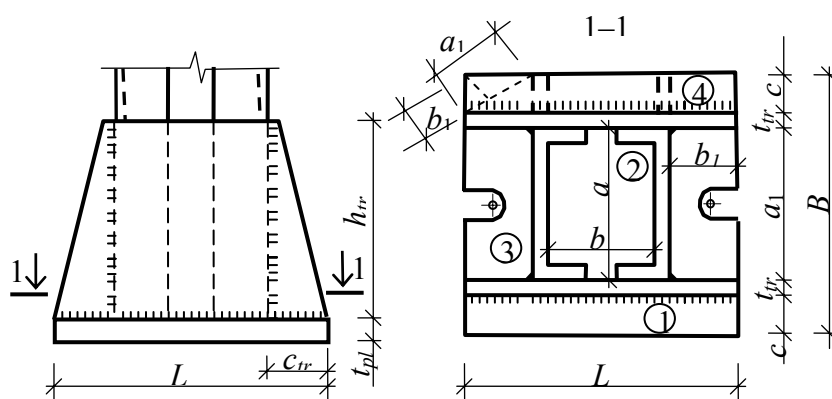
– участок 1 (рис. 51) – консольный

$$M_1 = \frac{q_f c^2}{2}; \quad (92)$$

– участок 2 (рис. 51) – опертый на четыре канта

$$M_2 = \alpha q_f a^2, \quad (93)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, определяемый по табл. 15 в зависимости от соотношения сторон пластины  $b/a$ , где  $b$  – большая из сторон пластины;



**Рис. 51** К определению толщины плиты

– участок 3 (рис. 51) – опертый на три канта

$$M_3 = \beta q_f a_1^2, \quad (94)$$

где  $\beta$  – коэффициент, определяемый по табл. 16 в зависимости от отношения закрепленной стороны пластины  $b_1$  к свободной  $a_1$ . При  $b_1/a_1 < 0,5$  плита рассчитывается как консоль

$$M_3 = \frac{q_f b_1^2}{2}; \quad (95)$$

– участок 4 (ребро показано пунктиром на рис. 51) – опертый на два канта

$$M_4 = \beta q_f a_1^2,$$

где  $a_1$  – диагональ прямоугольника;  $b_1$  – минимальное расстояние от вершины угла до диагонали. Для всех формул  $q_f = \sigma_f \cdot 1$  см.

### 15 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	$\geq 2$
$\alpha \cdot 10^{-3}$	48	55	63	69	75	81	86	91	94	98	125

### 16 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	107	112	120	126	132	133

Толщину плиты определяют по формуле

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}}, \quad (96)$$

где  $M_{\max}$  – наибольший момент на участках плиты.

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 не значительно 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. 50, *е, з*) и (или) ребер (рис. 50, *в, ж*).

Высота траверсы  $h_{tr}$  определяется длиной угловых сварных швов, через которые усилие со стержня колонны передается на траверсы:

$$h_{tr} = \frac{\sum l_w}{n} + 1 \text{ см} = \frac{N}{nk_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (97)$$

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 рассчитывают, как двухконсольные балки, загруженные погонной нагрузкой  $q_{tr}$ , которая собирается на траверсу с половины ширины плиты. Изгибающий момент в траверсе в месте прикрепления ее к колонне

$$M_{tr} = q_{tr} \frac{c_{tr}^2}{2}; \quad q_{tr} = \sigma_f \frac{B}{2}, \quad (98)$$

где  $c_{tr}$  – вылет консольной части траверсы (рис. 51).

Прочность траверсы на изгиб проверяют по формуле:

$$\frac{M_{tr}}{W_{tr}} \leq R_y \gamma_c, \quad (99)$$

где  $W_{tr} = \frac{t_{tr} h_{tr}^2}{6}$  – момент сопротивления траверсы.

Одностенчатые траверсы, а также ребра (рис. 50, *в, ж*) рассчитывают как консоли. Крепление траверсы (ребра) к колонне сварными швами проверяют по:

– равнодействующей напряжений в угловых швах

$$\sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} \leq (R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c; \quad (100)$$



– приведенному напряжению в стыковых швах

$$\sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq 1,15R_{wy}\gamma_c, \quad (101)$$

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. 50, е) или к ветвям колонны (рис. 50, 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

$$k_f \geq \frac{N}{\left(\sum l_w\right)\left(R_w\beta\gamma_w\right)_{\min}\gamma_c}, \quad (102)$$

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

$$M = \sigma_f A c,$$

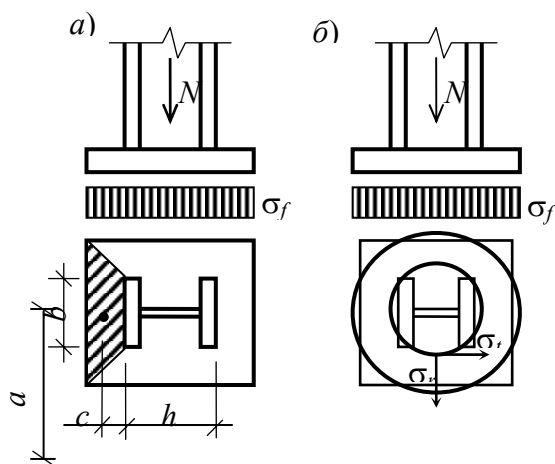
где  $A$  – площадь трапеции, выделенная на рис. 52, а;  $c$  – расстояние от центра тяжести трапеции до кромки колонны.

Такой расчет следует производить, когда отношение стороны плиты к стороне колонны  $a/b \leq 2$ , рис. 52, а.

При расчете квадратных или близких к квадрату в плане плит их можно рассматривать как круглые пластинки (рис. 52, б). Моменты, возникающие в элементарной площадке размером  $1 \times 1$  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. 17.



**Рис. 52** 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  $\sigma_r = 6M_r / t_{pl}^2$ ;  $\sigma_t = 6M_t / t_{pl}^2$ ;  $\tau = N / (2\pi r_k t_{pl})$ .

Сварные швы, прикрепляющие стержень колонны к плите, рассчитывают на усилие, составляющее 15 % от общего ( $0,15N$ ).

### 17 Коэффициенты для расчета круглых пластинок

$\gamma$	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. 11.

**Пример 22.** Рассчитать и сконструировать базу центрально-сжатой сплошной колонны при шарнирном сопряжении ее с фундаментом. Исходные данные – по примеру 18. Материал фундамента – бетон класса В15. Материал базы – сталь С235.

Расчетная нагрузка на базу колонны с учетом ее собственного веса

$$N = N_{col} + G_{col} \gamma_f \gamma_n = 3250 + 193,2 \cdot 10^{-4} \cdot 6,91 \cdot 78,5 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 3261 \text{ кН}.$$

Для бетона В15 –  $R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2$  (табл. 14). Принимаем  $\phi_b = 1,2$  и определим требуемую площадь плиты базы по формуле (89):

$$A_{req} = \frac{N}{\psi R_{b,loc}} = \frac{3261}{1 \cdot 1,02} = 3197 \text{ см}^2; R_{b,loc} = \alpha R_b \phi_b = 1 \cdot 0,85 \cdot 1,2 = 1,02 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем базу с траверсами из листов толщиной  $t_{tr} = 10 \text{ мм}$  и с учетом размещения свесов назначаем размеры плиты  $60 \times 60 \text{ см}$  (рис. 53) с площадью  $A_{pl} = 60 \cdot 60 = 3600 \text{ см}^2 > A_{req}$ .

Принимая размеры верхнего обреза фундамента  $80 \times 80 \text{ см}$ , уточним расчетное сопротивление бетона смятию и проверим прочность бетона фундамента по формуле (91)

$$\phi_b = \sqrt[3]{A_f / A_{pl}} = \sqrt[3]{80 \cdot 80 / 3600} = 1,21 \leq 2,5;$$

$$R_{b,loc} = \alpha \phi_b R_b = 1 \cdot 1,21 \cdot 0,85 = 1,03 \text{ кН/см}^2;$$

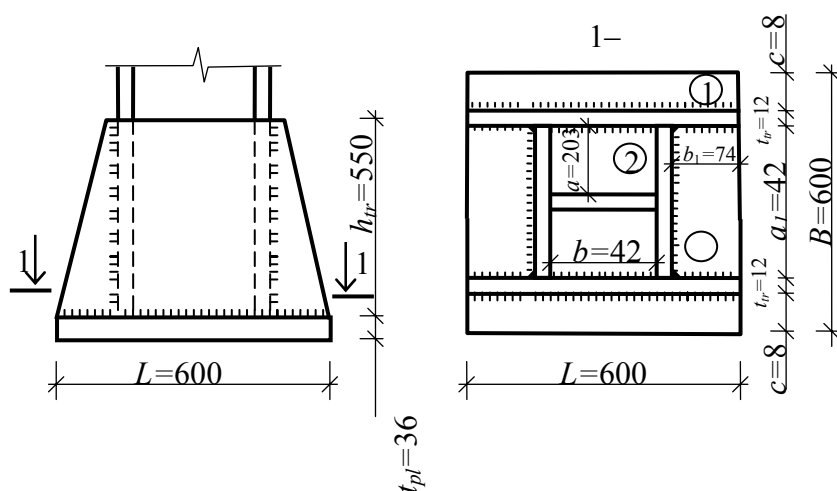
$$\sigma_f = \frac{N}{A_{pl}} = \frac{3261}{3600} = 0,91 \text{ кН/см}^2 < \psi R_{b,loc} = 1,03 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность бетона фундамента обеспечена.

*Определение* *толщины* *плиты.* Так как опорная плита является листовой конструкцией, изгибающие моменты на каждом участке

плиты находим по формулам (92) – (95) от погонной нагрузки  $q_f = \sigma_f \cdot 1 \text{ см} = 0,91 \cdot 1 = 0,91 \text{ кН/см}$ , собранной с полосы шириной 1 см.

Участок 1 (рис. 53) – консольный. Вылет консоли  $c = 8 \text{ см}$ .



**Рис. 53** База сплошной колонны, к примеру 22

$$M_1 = \frac{q_f c^2}{2} = \frac{0,91 \cdot 8^2}{2} = 29,1 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Участок 2 (рис. 53) – опертый на четыре канта. Отношение большей стороны к меньшей  $b/a = 42/20,3 = 2,07$ .

$$M_2 = \alpha q_f a^2 = 0,125 \cdot 0,91 \cdot 20,3^2 = 46,9 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

здесь  $\alpha = 0,125$  (табл. 15).

Участок 3 (рис. 53) – опертый на три канта. Отношения закрепленной стороны пластины к свободной  $b_1/a_1 = 7,4/42 = 0,2 < 0,5$ . Плита рассчитывается как консоль

$$M_3 = \frac{q_f b_1^2}{2} = \frac{0,91 \cdot 7,4^2}{2} = 24,9 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемую толщину плиты определяем по формуле (96)

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{1 \text{ см} \cdot R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 46,9}{1 \cdot 22 \cdot 1,2}} = 3,26 \text{ см},$$

где  $M_{\max} = M_1 = 46,9 \text{ кН} \cdot \text{см}$ ;  $R_y = 22 \text{ кН/см}^2$  при толщине проката 21...40 мм (прил. 1);  $\gamma_c = 1,2$  (табл. П2.1).

Принимаем толщину плиты  $t_{pl} = 36 \text{ мм}$  (прил. 10.7).

*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). Определим сечение, по которому необходимо рассчитать угловой шов на срез:

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

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

Расчет следует проводить по металлу шва.

Зададимся катетом сварного шва (табл. П4.5)

$$k_{f, \min} = 6 \text{ мм} < k_f = k_{f, \max} = 1,2t_{tr} = 1,2 \cdot 10 = 12 \text{ мм}$$

и определим высоту траверсы по формуле (97)

$$h_{tr} = \frac{\sum l_w}{n} + 1 \text{ см} = \frac{N}{nk_f(\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{3261}{4 \cdot 1,2 \cdot 12,6 \cdot 1} + 1 = 53,9 + 1 = 54,9 \text{ см},$$

где  $l_w = \frac{\sum l_w}{n} = 53,9 \text{ см} \leq 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,1 = 65,5 \text{ см}$ .

Принимаем  $h_{tr} = 55 \text{ см}$ .

Проверим прочность траверсы на изгиб и срез. Погонная нагрузка на один лист траверсы  $q_{tr} = \sigma_f B / 2 = 0,91 \cdot 60 / 2 = 27,3 \text{ кН/см}$ . Изгибающий момент и поперечную силу в траверсе в месте прикрепления ее к колонне находим по формулам:

$$M_{tr} = \frac{q_{tr} c_{tr}^2}{2} = \frac{27,3 \cdot 7,4^2}{2} = 747,4 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$Q_{tr} = q_{tr} L / 2 = 27,3 \cdot 60 / 2 = 819 \text{ кН},$$

где  $c_{tr} = b_1 = 7,4 \text{ см}$  – вылет консольной части траверсы (рис. 53).

Прочность траверсы на изгиб и срез проверим по формулам:

$$\frac{M_{tr}}{W_{tr}} = \frac{747,4}{504,2} = 1,48 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\frac{Q_{tr}}{h_{tr} t_{tr}} = \frac{819}{55 \cdot 1} = 14,9 \text{ кН/см}^2 > R_s \gamma_c = 13,5 \text{ кН/см}^2,$$

где  $W_{tr} = \frac{t_{tr} h_{tr}^2}{6} = \frac{1 \cdot 55^2}{6} = 504,2 \text{ см}^3$ .

Прочность траверсы на срез не обеспечена.

Увеличиваем толщину траверсы  $t_{tr} = 12 \text{ мм}$ .

$$\frac{Q_{tr}}{h_{tr} t_{tr}} = \frac{819}{55 \cdot 1,2} = 12,41 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,5 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность траверсы на срез обеспечена.

Расчет сварных швов, прикрепляющих траверсы к плите. Требуемый катет швов крепления траверсы к плите находим по формуле:

$$k_f \geq \frac{N}{\left(\sum l_w\right) (R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{3261}{233,6 \cdot 12,6 \cdot 1} = 1,11 \text{ см},$$

где  $\sum l_w = 2(L + 2b_1 + b) = 2 \cdot (60 + 2 \cdot 7,4 + 42) = 233,6 \text{ см}$ .

Принимаем  $k_f = 12 \text{ мм}$  ( $k_{f, \min} = 9 \text{ мм} < k_f < k_{f, \max} = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ мм}$ ).

**Пример 23.** Рассчитать и законструировать базу центрально-сжатой сквозной колонны при шарнирном сопряжении ее с фундаментом. Исходные данные – по примеру 19. Материал фундамента – бетон класса В15. Материал базы – сталь С235.

Расчетная нагрузка на базу колонны с учетом ее собственного веса

$$N = N_{col} + G_{col} \gamma_f \gamma_n = 3250 + 171,9 \cdot 10^{-4} \cdot 6,91 \cdot 78,5 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 3259,3 \text{ кН}.$$

Для бетона В15 –  $R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2$  (табл. 14). Принимаем  $\varphi_b = 1,2$  и определим требуемую площадь плиты базы по формуле (89):

$$A_{req} = \frac{N}{\psi R_{b,loc}} = \frac{3259,3}{1 \cdot 1,02} = 3196 \text{ см}^2;$$

$$R_{b,loc} = \alpha R_b \varphi_b = 1 \cdot 0,85 \cdot 1,2 = 1,02 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем базу с траверсами из листов толщиной  $t_{tr} = 10 \text{ мм}$ . Определяем ширину и длину плиты

$$B = h_k + 2t_{tr} + 2c = 447 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 50 = 567 \approx 570 \text{ мм},$$

$$L = A_{pl} / B = 3196 / 57 = 56,1 \text{ см}.$$

С учетом размещения сварных швов, прикрепляющих траверсы к ветвям колонны:

$$L > b_k + 2 \cdot 2 \text{ см} = 51 + 2 \cdot 2 = 55 \text{ см}.$$

Окончательно назначаем размеры плиты согласно табл. П10.7  $60 \times 60 \text{ см}$  (рис. 54) с площадью  $A_{pl} = 60 \cdot 60 = 3600 \text{ см}^2 > A_{req}$ .

Принимая размеры верхнего обреза фундамента  $80 \times 80 \text{ см}$ , уточним расчетное сопротивление бетона смятию и проверим прочность бетона фундамента по формуле (91)

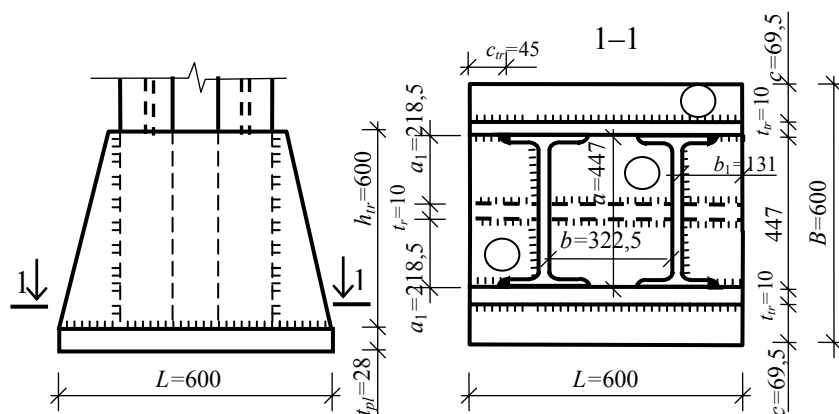
$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_f / A_{pl}} = \sqrt[3]{80 \cdot 80 / 3600} = 1,21 \leq 2,5;$$

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b = 1 \cdot 1,21 \cdot 0,85 = 1,03 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_f = \frac{N}{A_{pl}} = \frac{3259,3}{3600} = 0,91 \text{ кН/см}^2 < \psi R_{b,loc} = 1,03 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность бетона фундамента обеспечена.

*Определение толщины плиты.* Определим изгибающие моменты на различных участках плиты по формулам (92 – 95). Погонная нагрузка на участках плиты равна



**Рис. 54 База сквозной колонны, к примеру 23**  
(пунктиром показаны диафрагма и ребра, устанавливаемые для  
выравнивания изгибающих моментов на участках плиты)

$$q_f = \sigma_f \cdot 1 \text{ см} = 0,91 \cdot 1 = 0,91 \text{ кН/см}.$$

Участок 1 (рис. 54) – консольный. Вылет консоли  $c = 6,95$  см.

$$M_1 = \frac{q_f c^2}{2} = \frac{0,91 \cdot 6,95^2}{2} = 22 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Участок 2 (рис. 54) – опертый на четыре канта. Отношение большей стороны к меньшей  $b/a = 447/322,5 = 1,38$ .

$$M_2 = \alpha q a^2 = 0,073 \cdot 0,91 \cdot 32,2^2 = 69,1 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где  $\alpha = 0,073$  (табл.15).

Участок 3 (рис. 54) – опертый на три канта. Отношения закрепленной стороны пластины к свободной  $b_1/a_1 = 131/447 = 0,29 < 0,5$ . Плита рассчитывается как консоль

$$M_3 = \frac{q b_1^2}{2} = \frac{0,91 \cdot 13,1^2}{2} = 78,1 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемую толщину плиты определяем по формуле (96)

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{1 \text{ см} \cdot R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 78,1}{1 \cdot 21 \cdot 1,15}} = 4,4 \text{ см},$$

где  $M_{\max} = M_3 = 78,1 \text{ кН} \cdot \text{см}$ ;  $R_y = 21 \text{ кН/см}^2$  при толщине проката 41...100 мм (прил. 1);  $\gamma_c = 1,15$  (табл. П2.1).

Так как полученная толщина плиты больше рекомендуемой (40 мм), укрепляем наиболее нагруженные участки (участки 2 и 3) постановкой ребер и диафрагмы (рис. 54) для выравнивания моментов на участках плиты.

Определим изгибающие моменты на уменьшенных участках плиты и ее толщину по вновь принятому  $M_{\max}$ .

Участок 2:  $b/a = 322,5/218,5 = 1,48$ ;

$$M_2 = \alpha q a^2 = 0,079 \cdot 0,91 \cdot 21,85^2 = 34,3 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Участок 3:  $b_1/a_1 = 131/218,5 = 0,6 > 0,5$ ;

$$M_3 = \beta q a_1^2 = 0,074 \cdot 0,91 \cdot 21,85^2 = 32,1 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где  $\beta = 0,074$  (табл.16).

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{1 \text{ см} \cdot R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 34,3}{1 \cdot 22 \cdot 1,2}} = 2,79 \text{ см},$$

где  $M_{\max} = M_2 = 34,3 \text{ кН}\cdot\text{см}$ ;  $R_y = 22 \text{ кН/см}^2$  при толщине проката 21...40 мм (прил. 1);  $\gamma_c = 1,2$  (табл. П2.1).

Принимаем толщину плиты  $t_{tr} = 28 \text{ мм}$  (табл. П10.7).

*Расчет траверсы.* Траверсы привариваем к колонне электродами типа Э46 (табл. П4.1) с расчетным сопротивлением металла шва  $R_{wf} = 20 \text{ кН/см}^2$  (табл. П4.2). Определим сечение, по которому необходимо рассчитать угловой шов на срез (условный):

$$(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = \min \begin{cases} R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1 = 14 \text{ кН/см}^2; \\ R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 16 \cdot 1 \cdot 1 = 16 \text{ кН/см}^2, \end{cases}$$

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

Расчет следует проводить по металлу шва.

Для сварки вдоль кромки ветви колонны (двутавр 45Б2) максимальный катет сварного шва – 10 мм (табл. П4.3). Принимаем  $k_f = k_{f, \max} = 10 \text{ мм}$ .

Определим высоту траверсы по формуле (97)

$$h_{tr} = \frac{3259,8}{4 \cdot 1 \cdot 14 \cdot 1} + 1 = 58,2 + 1 = 59,2 \text{ см},$$

где  $l_w = \frac{\sum l_w}{n} = 58,2 \text{ см} \leq 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1 = 59,5 \text{ см}$ .

Принимаем  $h_{tr} = 60 \text{ см}$ .

Проверим прочность траверсы на изгиб и срез. Погонная нагрузка одного листа траверсы

$$q_{tr} = \sigma_f (a_1 / 2 + t_{tr} + c) = 0,91 \cdot (21,85 / 2 + 1 + 6,95) = 17,2 \text{ кН/см}.$$

Изгибающий момент в месте прикрепления ее к колонне

$$M_{tr1} = \frac{q_{tr} c_{tr}^2}{2} = \frac{17,2 \cdot 4,5^2}{2} = 174,1 \text{ кН}\cdot\text{см},$$

где  $c_{tr} = 4,5 \text{ см}$  – вылет консольной части траверсы (рис. 54).

Изгибающий момент в середине траверсы

$$M_{tr2} = \frac{q_{tr} L}{2} \left( \frac{L}{8} - c_{tr} \right) = \frac{17,2 \cdot 60}{2} \cdot \left( \frac{60}{8} - 4,5 \right) = 1548 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Поперечная сила в траверсе

$$Q_{tr} = q_{tr} L / 2 = 17,2 \cdot 60 / 2 = 516 \text{ кН}.$$

Прочность траверсы на изгиб и срез проверим по формулам:

$$\frac{M_{tr, \max}}{W_{tr}} = \frac{1548}{600} = 2,6 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\frac{Q_{tr}}{h_{tr} t_{tr}} = \frac{516}{60 \cdot 1} = 8,6 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,5 \text{ кН/см}^2,$$

где  $W_{tr} = \frac{t_{tr} h_{tr}^2}{6} = \frac{1 \cdot 60^2}{6} = 600 \text{ см}^3$ ,  $M_{tr, \max} = M_{tr2} = 1548 \text{ кН}\cdot\text{см}$ .

Прочность траверсы на изгиб и срез обеспечена.

*Расчет диафрагмы и ребер усиления плиты.* Погонная нагрузка на диафрагму

$$q_d = \sigma_f h_k / 2 = 0,91 \cdot 44,7 / 2 = 20,3 \text{ кН/см}.$$

Поперечная сила в диафрагме в месте прикрепления ее к колонне

$$Q_d = q_d b / 2 = 20,3 \cdot 32,25 / 2 = 327,3 \text{ кН} .$$

Принимаем базу с диафрагмой из листов толщиной  $t_d = 10 \text{ мм}$  .

Диафрагму привариваем к колонне электродами типа Э42 (табл. П4.1) с расчетным сопротивлением металла шва  $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$  (табл. П4.2). Определим сечение, по которому необходимо рассчитать угловой шов на срез:

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

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

Расчет следует проводить по металлу шва.

Зададимся катетом сварного шва  $k_f = k_{f, \min} = 5 \text{ мм}$  (табл. П4.5) и определим высоту диафрагмы по формуле (97)

$$h_d = \frac{Q_d}{2k_f(R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{327,3}{2 \cdot 0,5 \cdot 12,6 \cdot 1} + 1 = 26 + 1 = 27 \text{ см} ,$$

где  $l_w = 26 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,5 = 29,8 \text{ см}$  .

Принимаем  $h_d = 30 \text{ см}$  .

Прочность диафрагмы на срез проверим по формуле:

$$\frac{Q_d}{h_d t_d} = \frac{327,6}{30 \cdot 1} = 10,9 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,5 \text{ кН/см}^2 ;$$

Прочность диафрагмы обеспечена.

Погонная нагрузка на одно ребро  $q_r = \sigma_f a_1 = 0,91 \cdot 21,85 = 19,9 \text{ кН/см}$ .

Изгибающий момент и поперечную силу в ребре в месте прикрепления его к колонне находим по формуле:

$$M_r = \frac{q_r b_1^2}{2} = \frac{19,9 \cdot 13,1^2}{2} = 1707,5 \text{ кН} \cdot \text{см} ,$$

$$Q_r = q_r b_1 = 19,9 \cdot 13,1 = 260,7 \text{ кН} .$$

Принимаем базу с ребрами из листов толщиной  $t_r = 10 \text{ мм}$  . Высоту ребер определим по формуле:

$$h_r = \sqrt{\frac{6M_r}{t_r R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1707,5}{1 \cdot 23 \cdot 1}} = 21 \text{ см} .$$

Принимаем  $h_r = 25 \text{ см}$  .

Прочность ребер на срез проверим по формуле:

$$\frac{Q_r}{h_r t_r} = \frac{260,7}{25 \cdot 1} = 10,4 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,5 \text{ кН/см}^2 .$$

Прочность ребер обеспечена.



По равнодействующей напряжений (100) проверим прочность угловых сварных швов с катетом  $k_f = 10$  мм, прикрепляющих ребро к колонне и выполненных электродами типа Э42. Расчет ведем по металлу шва (см. выше).

$$\sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} = \sqrt{\left(\frac{6M_r}{n\beta_f k_f l_w}\right)^2 + \left(\frac{Q_r}{n\beta_f k_f l_w}\right)^2} =$$

$$= \sqrt{\left(\frac{6 \cdot 1707,5}{2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 24}\right)^2 + \left(\frac{260,7}{2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 24}\right)^2} = 14,9 \text{ кН/см}^2 < (R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2,$$

где  $n = 2$  – количество сварных швов;  $l_w = h_r - 1 \text{ см} = 25 - 1 = 24 \text{ см}$ .

Прочность сварных швов обеспечена.

Расчет сварных швов, прикрепляющих траверсы, диафрагму и ребра к плите. Требуемый катет швов крепления траверсы к плите находим по формуле (102)

$$k_f \geq \frac{N}{\left(\sum l_w\right) (R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{2Q_r L}{(L + 2b_1) (R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{2 \cdot 516}{(60 + 2 \cdot 131) \cdot 12,6 \cdot 1} = 0,95 \text{ см.}$$

Требуемый катет швов крепления диафрагмы к плите

$$k_f \geq \frac{N}{\left(\sum l_w\right) (R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{2Q_d b}{2b (R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{2 \cdot 327,3}{2 \cdot 32,25 \cdot 12,6 \cdot 1} = 0,81 \text{ см.}$$

Требуемый катет швов крепления ребер к плите

$$k_f \geq \frac{N}{\left(\sum l_w\right) (R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{Q_r}{2b_1 (R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{260,7}{2 \cdot 13,1 \cdot 12,6 \cdot 1} = 0,8 \text{ см.}$$

Принимаем  $k_f = 10$  мм ( $k_{f, \min} = 9 \text{ мм} < k_f < k_{f, \max} = 12 \text{ мм}$ ).

Такие же швы принимаем для крепления к плите стержня колонны.

Приложение 1

**Нормативные и расчетные сопротивления стали по  
ГОСТ 27772–88 сварных и болтовых соединений, кН/см<sup>2</sup>**

Сталь	Вид проката	Толщина, мм	$R_{yn}/R_u$ <i>n</i>	$R_y$	$R_u$	$R_s$	$R_{wz}$	$R_{bp}$
С235	Лист, фасон.	до 20	23,5/3	23	35	13,	16	43
		21...4	6	22	35	5	16	43
	Лист, фасон.	0	22,5/3	21	35	12,	16	43
		41...1	6	19	35	5	16	43
	Лист	00	21,5/3			12		
Лист	св. 100	6 19,5/3 6			11			
С245	Лист, фасон.	2...20	24,5/3	24	36	14	16,	45
		21...3	7	23	36	13,	5	45
	Фасон.	0	23,5/3 7			5	16, 5	
С255	Лист	4...10	24,5/3	24	37	14	17	46,
	Фасон.	4...10	8	25	37	14,	17	5

	Лист, фасон.	11...2 0	25,5/3 8	24 23	36 36	5 14	16, 5	46, 5
	Лист, фасон.	21...4 0	24,5/3 7 23,5/3 7			13, 5	16, 5	45 45
C275	Лист, Фасон.	2...10 2...10	27,5/3 8	27 27	37 38	15, 5	17 17,	46, 5
	Лист Фасон.	11...2 0	27,5/3 9	26 27	36 37	15, 5	5 16,	48, 5
		11...2 0	26,5/3 7 27,5/3 8			15 15, 5	5 17	45 46, 5
C285	Лист Фасон.	4...10 4...10	27,5/3 9	27 28	38 39	15, 5	17, 5	48, 5
	Лист Фасон.	11...2 0	28,5/4 0	26 27	37 38	16 15	18 17	50, 5
		11...2 0	26,5/3 8 27,5/3 9			15, 5	17, 5	46, 5 48, 5
C345	Лист, фасон.	2...10 11...2 0	34,5/4 9 32,5/4	33, 5 31,	48 46 45	19, 5 18	22 21 20,	69 64, 5
	Лист	21...4 0	7 30,5/4	5 30	44 43	17, 5	5 20	62, 5
		41...6 0	6 28,5/4	28 27	42	16 15,	19, 5	60, 5
		61...8 0	5 27,5/4	26		5 15	19	58, 5
		81...1 60	4 26,5/4 3					56, 5
C345 К	Лист, фасон	4...10	34,5/4 7	33, 5	46	19, 5	21	64, 5
C375	Лист, фасон.	2...10 11...2 0	37,5/5 1 35,5/4	36, 5 34,	50 48 47	21 20 19	23 22 21,	73, 5 69
		21...4 0	9 33,5/4 8	5 32, 5			5	67
C390	Лист	4...50	39/54	38	53	22	24, 5	80, 5
C390 К	Лист	4...30	39/54	38	53	22	24, 5	80, 5
C440	Лист	4...30 31...5 0	44/59 41/57	43 40	57, 5 55, 5	25 23	26, 5 25, 5	93 88
C590	Лист	10...3 6	54/63, 5	51, 5	60, 5	30	28, 5	–

С590 К	Лист	16...4 0	54/63, 5	51, 5	60, 5	30	28, 5	—
-----------	------	-------------	-------------	----------	----------	----	----------	---

## Приложение 2

### П2.1 Коэффициенты условий работы $\gamma_c$

Элементы конструкции	Коэф- фи- циент
1 Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т.п. при весе перекрытий, равном или большем временной нагрузки	0,9 0,95
2 Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,8
3 Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости $\lambda \geq 60$	0,95 0,9
4 Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость при $\varphi_b < 1,0$	0,95
5 Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	1,05
6 Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий:	
а) сжатые (за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость	1,1
б) растянутые в сварных конструкциях	
в) растянутые, сжатые, а также стыковые накладки в болтовых конструкциях (кроме конструкций на высокопрочных болтах) из стали с пределом текучести до 44 кН/см <sup>2</sup> (4500 кгс/см <sup>2</sup> ), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность	1,1 1,05
7 Сплошные составные балки, колонны, а также стыковые накладки из стали с пределом текучести до 44 кН/см <sup>2</sup> (4500 кгс/см <sup>2</sup> ), несущих статическую нагрузку и выполненных с помощью болтовых соединений (кроме соединений на высокопрочных болтах), при расчетах на прочность	0,75 1,2 1,15 1,1
8 Сечения прокатных и сварных элементов, а также накладок из стали с пределом текучести до 44 кН/см <sup>2</sup> (4500 кгс/см <sup>2</sup> ) в местах стыков, выполненных на болтах (кроме стыков на высокопрочных болтах), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность:	
а) сплошных балок и колонн	
б) стержневых конструкций покрытий и перекрытий	
9 Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепленные одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей	

полкой)  
 10 Опорные плиты из стали с пределом текучести до 28,5 кН/см<sup>2</sup> (2900 кгс/см<sup>2</sup>), несущих статическую нагрузку, толщиной, мм:  
 а) до 40  
 б) св. 40 до 60  
 в) св. 60 до 80

Примечания: 1 Коэффициенты условий работы  $\gamma_c < 1$  при расчете одновременно учитывать не следует.  
 2 Коэффициенты условий работы, приведенные соответственно в п. 1 и б, в; 1 и 7; 1 и 8; 2 и 7; 2 и 8, а; 3 и б, в, при расчете следует учитывать одновременно.  
 3 Коэффициенты условий работы, приведенные в п. 3; 4; б, а, в; 7; 8 и 9, а также в п. 5 и б, б (кроме стыковых сварных конструкций), при расчете соединений рассматриваемых элементов учитывать не следует.  
 4 В случаях, не оговоренных в таблице, в формулах следует принимать  $\gamma_c = 1$ .

### П2.2. Предельные прогибы изгибаемых элементов

Пролет изгибаемого элемента $l$ , м	Относительный предельный прогиб $f_u/l$
$\leq 1$	1/120
3	1/150
6	1/200
24 (12)	1/250
36 (24)	1/300

Примечание. Указанные в скобках цифры следует принимать при высоте помещений до 6 м включительно.

### П2.3. Физические характеристики материалов для стальных конструкций

Характеристика	Значение
----------------	----------

Плотность $\rho$ , кг/м <sup>3</sup> , проката и стальных отливок	7850 0,12·10 <sup>-4</sup>
Коэффициент линейного расширения $\alpha$ , С <sup>-1</sup>	2,06·10 <sup>5</sup>
Модуль упругости $E$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), прокатной стали и стальных отливок	(2,06·10 <sup>6</sup> )
Модуль сдвига проката и стальных отливок $G$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	0,78·10 <sup>5</sup> (0,81·10 <sup>6</sup> )
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) $\nu$	0,3

### Приложение 3

#### Коэффициенты $c(c_x)$ , $c_y$ , $n$ для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

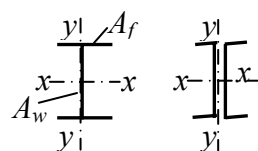


Схема сечения	$A_f / A_w$	Значения коэффициентов		
		$c(c_x)$	$c_y$	$n$ при $M_y = 0^*$
	0,25	1,19	1,47	1,5
	0,5	1,12		
	1	1,07		
	2	1,04		

\* При  $M_y \neq 0^*$   $n = 1,5$ .

Примечания. При определении коэффициентов для промежуточных значений  $A_f / A_w$  допускается линейная интерполяция.

### Приложение 4

#### П4.1 Материалы для сварки, соответствующие стали

Группы конструкций в климатических районах	Стали	Материалы для сварки	
		под флюсом	в углекислом газе (по ГОСТ 8050–85) или в смеси с аргоном (по ГОСТ 10157–79*)
Марки			

		флюсо в (ГОСТ 9087– 81)	сварочной проволоки (по ГОСТ 2246– 70*)		
1	2	3	4	5	6
<i>I – во всех район ах; 2, 3 и 4 – в район ах I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub> и II<sub>3</sub></i>	C235, C245, C255, C275, C285, Ст20, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп	АН- 348-А	СВ-08А, СВ-08ГА	СВ- 08Г2С	Э42А, Э46А
	C345, C345Т, C375, C375Т, 09Г2С	АН- 348-А <sup>1</sup> , АН-43, АН-47	СВ- 10НМА, СВ- 10Г2 <sup>2</sup> , СВ- 08ГА <sup>2</sup> , СВ- 10ГА <sup>2</sup>		Э50А
	C390, C390Т, C390К, C440, 16Г2АФ	АН-47, АН-17- М, АН- 348-А <sup>1</sup>	СВ- 10НМА, СВ-10Г2 <sup>2</sup> , СВ- 08ГА <sup>2</sup> , СВ-10ГА <sup>2</sup>		Э50А

	С345К	АН-348-А	СВ-08Х1ДЮ	СВ-08ХГ2СДЮ	Э50А <sup>3</sup>
	С390, С390К, С390КШ	АН-17-М	СВ-08ХН2ГМЮ, СВ-10НМА	СВ-10ХГ2СМА, СВ-08ХГСМА, СВ-08Г2С	Э60, Э70
<b>2, 3 и 4 – во всех районах, кроме I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub> и II<sub>3</sub></b>	С235, С245, С255, С275, С285, Ст20, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп,	АН-348-А АН-60	СВ-08А, СВ-08ГА		Э42, Э46
	С345, С345Т, С375, С375Т, С390, С390Т, С390К, С440, 16Г2АФ, 09Г2С	АН-43, АН-47, АН-17-М, АН-348-А	СВ-10НМА, СВ-10Г2 <sup>2</sup> , СВ-08ГА <sup>2</sup> , СВ-10ГА <sup>2</sup>	СВ-08Г2С	Э50
	С345К	АН-348-А	СВ-08Х1ДЮ	СВ-08ХГ2СДЮ	Э50А <sup>3</sup>

Продолжение табл. П4.1

1	2	3	4	5	6
---	---	---	---	---	---

<sup>1</sup> Применение флюса АН-348-А требует проведения дополнительного контроля механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин для конструкций в климатических районах I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub> и III<sub>3</sub> и толщин свыше 32 мм – в остальных климатических районах.

<sup>2</sup> Не применять в сочетании с флюсом АН-43.

<sup>3</sup> Применять только электроды марок 03С-18 и КД-11.

Примечания: 1 Проволока марки Св-08Х1ДЮ поставляется по ТУ 14-1-1148–75, марки Св-08ХГ2СДЮ – по ТУ 14-1-3665–83.

2 При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций разрешается использовать сварочные материалы (проволоки, флюсы, защитные газы), не указанные в настоящей таблице. При этом механические свойства металла шва, выполняемого с их применением, должны быть не ниже свойств, обеспечиваемых применением материалов согласно настоящей таблице.

#### П4.2 Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		$R_{wun}$ , кН/см <sup>2</sup>	$R_{wf}$ , кН/см <sup>2</sup>
Тип электрода (по ГОСТ 9467–75)	Марка проволоки		
Э42, Э42А, Э46, Э46А, Э50, Э50А	Св-08, Св-08А, Св-8ГА,	41	18
	Св-10ГА, Св-08Г2С,	45	20
	Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АНЗ	49	21
Э60	Св-08Г2С*, Св- 08Г2СЦ*, Св- 10НМА, Св-10Г2	59	24
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	68,5	28
Э85	–	83,5	34

\* Только для швов с катетом  $k_f \leq 8$  мм в конструкциях из стали с пределом текучести 44 кН/см<sup>2</sup> (4500 кгс/см<sup>2</sup>) и более.

#### П4.3 Значения максимальных угловых швов при сварке вдоль кромок прокатных профилей, имеющих скругления

Для уголков с толщиной полки $t$			
$t$ , мм	$\leq 6$	7...16	$\geq 16$
$k_f$ , мм	$\leq t - 1$	$\leq t - 2$	$\leq t - 4$



Для двутавров						
№ двутавра	10...12	14...16	18...27	30...40	45	50...60
$k_f$ , мм	≤ 4	≤ 5	≤ 6	≤ 8	≤ 10	≤ 12

Для швеллеров					
№ швеллера	5...8	10...14	16...27	30	36...4
$k_f$ , мм	≤ 4	≤ 5	≤ 6	≤ 8	≤ 10

#### П4.4 Значения коэффициентов $\beta_f$ и $\beta_z$ для угловых швов

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

#### П4.5 Значения минимальных угловых швов

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали, кН/см <sup>2</sup>	Минимальные катеты швов $k_f$ , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов $t$ , мм							
			4...5	6...10	11...16	17...22	23...32	33...40	41...80	
Тавровое	Ручная	До 43	4	5	6	7	8	9	10	

с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Механизированная	Св. 43 До 53	5	6	7	8	9	10	12
		До 43	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 43 До 53	4	5	6	7	8	9	10
с тавровыми швами	Ручная	До 38	5	6	7	8	9	10	12
	Механизированная		4	5	6	7	8	9	10






**Примечания:** 1 В конструкциях из стали с пределом текучести более  $53 \text{ кН/см}^2$ , а также из всех сталей при толщине элементов свыше 80 мм минимальные катеты угловых швов принимаются по специальным техническим условиям.

2 В конструкциях группы 4 минимальные катеты односторонних угловых швов следует уменьшать на 1 мм при толщине свариваемых элементов до 40 мм включительно и на 2 мм – при толщине элементов более 40 мм.

3 К механизированным видам сварки относятся автоматическая и полуавтоматическая.

## Приложение 5

### Коэффициенты $\mu$ для определения расчетных длин колонн и стоек постоянного сечения

 <p>Схемы закрепления и виды нагрузки</p>				
	$\mu$	1,0	0,7	0,5

## Приложение 6

### П6.1 Площади сечения болтов согласно СТ СЭВ 180–75, СТ СЭВ 181–75 и СТ СЭВ 182–75

$d$ , мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36	42	48
----------	----	-----	----	-----	----	-----	----	----	----	----

$A_{b_2}$ см <sup>2</sup>	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,1	13,8	18,0
	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,58	5,60	7	5	9
$A_{bn_2}$ см <sup>2</sup>								8,16	11,2	14,7
									0	2

\* Болты указанных диаметров применять не рекомендуется.

## П6.2 Нормы расстановки болтов в болтовых соединениях

Характеристика расстояния	Расстояния при размещении болтов
1. Расстояния между центрами болтов в любом направлении: а) минимальное б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков: при растяжении при сжатии	$2,5d$  $8d$ или $12t$  $16d$ или $24t$ $12d$ или $18t$
2. Расстояние от центра болта до края элемента: а) минимальное вдоль усилия б) то же, поперек усилия: при обрезных кромках при прокатных кромках в) максимальное г) минимальное для высокопрочных болтов при любом направлении усилия	$2,0d$  $1,5d$ $1,2d$ $4d$ или $8t$  $1,3d$

Примечания. В соединениях элементов из стали с пределом текучести свыше  $38 \text{ кН/см}^2$  минимальное расстояние между болтами следует принимать равным  $3d$ ,  $d$  – диаметр отверстия для болта;  $t$  – толщина наиболее тонкого наружного элемента.

## П6.3 Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов

Напряженное состояние	Расчетное сопротивление, $\text{кН/см}^2$ , болтов классов						
	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8	10.9
Срез, $R_{bs}$	15	16	19	20	23	32	40
Растяжение, $R_{bt}$	17	16	21	20	25	40	50

## П6.4 Механические свойства высокопрочных болтов

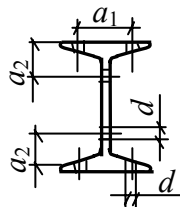
Номинальный диаметр болта $d$ , мм	Нормативное временное сопротивление $R_{bun}$ , кН/см <sup>2</sup> , болтов из сталей			
	40Х "селект"	30ХЗМФ	30Х2НМ ФА	35Х2АФ
16...27	110	135	135	–
30	95	120	–	120
36	75	110	–	–

## П6.5 Коэффициенты условий работы болтовых соединений

Характеристика соединения	Коэффициент условий работы $\gamma_b$
Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах: класса точности А	1,0
классов точности В и С, высокопрочных с нерегулируемым натяжением	0,9
2 Одноболтовое и многоболтовое в расчетах на смятие при $a = 1,5d$ и $b = 2d$ в элементах конструкций из стали с пределом текучести, кН/см <sup>2</sup> :	
до 29	0,8
свыше 29 до 39	0,75

Примечания.  $a$  – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия;  $b$  – то же, между центрами отверстия;  $d$  – диаметр отверстий для болта. Коэффициенты, установленные в п. 1 и 2, следует учитывать одновременно.

## П6.6 Расположение отверстий в прокатных двутаврах по ГОСТ 24839–81



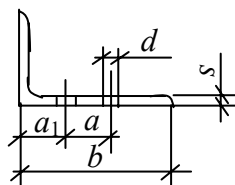
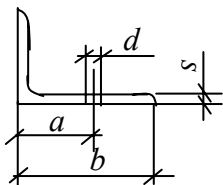
Номер профиля	Расположение отверстий			
	в полке		в стенке	
	$a_1$	$d$ , не более	$a_2$	$d$ , не более
10	32	9	30	9
12	36	11*	36	13
14	40	13*	40	15
16	45	13*	40	15

18	50	15	50	21
18a	55	17	50	19
20	55	17	50	19
20a	60	19*	50	19
22	60	19*	60	25
22a	65	19	60	25
24	60	19*	60	25
24a	70	21	60	25
27	70	21	60	25
27a	70	21	60	23
30	70	21	65	25
30a	80	25*	65	25
33	80	25*	65	25
36	80	25*	70	25
40	80	25*	70	25
45	90	25	70	25
50	100	28**	80	28
55	100	28**	80	28
60	110	28	90	31

\* Разность между диаметрами отверстия и болта должна быть не менее 3 мм.

\*\* Разность между диаметрами отверстия и болта должна быть не менее 4 мм.

### Пб.7 Расположение отверстий в прокатных уголках по ГОСТ 24839–81



Однорядное					Двухрядное							
b, мм	s, мм	a, мм	d, мм		b, мм	Порядок расположения	s, мм	a <sub>1</sub> , мм	a <sub>2</sub> , мм	d, мм		
			классов прочности 4.6	для высокопрочны						классов прочности 4.6	для высокопрочны	
45	3...5	25	13	–	125	шахм	7...12	55	35	28	25	
50	3...8	30	15	–			14; 16			25	–	
56	4...6	30	17	–	140	ряд.	8...10	55	55	21	21	
	8		12				–					
63	4...8	35	19	–			шахм	8...12	60	45	28	25

	10		17			ряд.	9...20	65	65	25	23
70	4,5..8	40	23	–	160	шахм.	9...20	65	60	28	25
75	5...9	45	25	–		ряд.	10...1 2	65	75	28	28
	5...8		25		180	шахм.	10...2	65	70	31	31
80	10; 12	45	23	–	200	ряд., шахм.	11...3 0	80	80	31	31
	5,5– 7		28	31	220	ряд., шахм.	14; 16	80	90	31	31
90	8; 9	50		28	250	ряд., шахм.	12... 30	90	10 0	31	31
	10		25	–							
10 0	6...1 2	60	31								
	14; 16		28	31							
11 0	6,5... 12	60	31	31							
12 5	7...1 6	75	31	31							

**П6.8 Значения коэффициентов трения  $\mu$  для сдвигоустойчивых соединений**

Способ обработки соединяемых поверхностей	Способ регулирования натяжения болтов	Коэфф и-циент трения $\mu$	Коэффициенты $\gamma_h$ при нагрузке и при разности номинальных диаметров отверстий и болтов $\delta$ , мм	
			динамической и при $\delta = 3...6$ ; статической и при $\delta = 5...6$	динамической и при $\delta = 1$ ; статической и при $\delta = 1...4$
1 Дробеметный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	По $M - \alpha$	0,58	1,35	1,12
		0,58	1,20	1,02

2 То же, с консервацией (металлизация цинком или алюминием)	По $M$	0,50	1,35	1,12
	– " – $\alpha$	0,50	1,20	1,02
3 Дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, стальными щетками без консервации другой поверхности	По $M$	0,50	1,35	1,12
	– " – $\alpha$	0,50	1,20	1,02
4 Газопламенный двух поверхностей без консервации	По $M$	0,42	1,35	1,12
	– " – $\alpha$	0,42	1,20	1,02
5 Стальными щетками двух поверхностей без консервации	По $M$	0,35	1,35	1,17
	– " – $\alpha$	0,35	1,25	1,06
6 Без консервации	По $M$	0,25	1,70	1,30
	– " – $\alpha$	0,25	1,50	1,20

Примечания. 1 Способ регулирования натяжения болтов по  $M$  означает регулирование по моменту закручивания, а по  $\alpha$  – по углу поворота гайки.

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

### 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 СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. 96 с.
- 5 СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. 36 с.
- 6 СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогибы и перемещения) / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. 8 с.