

**Одесская государственная академия строительства и архитектуры**

**Кафедра "Металлических, деревянных и пластмассовых конструкций"**



**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ**

**по дисциплине Металлические конструкции**

**к курсовой работе на тему:**

**"Проектирование металлических балочных клеток"**

**для студентов специальности**

**"Промышленное и гражданское строительство"**

**(форма обучения – дневная, заочная)**

**ОДЕССА - 2012**

## ВВЕДЕНИЕ

В настоящих методических указаниях систематизирован материал по расчету и конструированию металлических балочных клеток нормального типа промышленных зданий.

Целью курсовой работы является ознакомление студентов с расчетом и конструированием балок прокатного и составного профилей, а также их узлов.

Приводимые рекомендации даны из предположения использования для строительства в районе с расчетной температурой  $t \geq -30^\circ\text{C}$ .

Курсовая работа состоит из расчетно-пояснительной записки объемом 30...35 страниц и графической части, состоящей из одного листа формата А2 (420 x 594 мм). Расчетно-пояснительная записка состоит из титульного листа, заполненного преподавателем бланка задания, оглавления и пронумерованных разделов в последовательности их выполнения. В конце расчетно-пояснительной записки приводится список использованной литературы.

Задание к курсовой работе выдается преподавателем и содержит следующие исходные данные:

1. габариты балочной клетки;
2. пролет главных балок ( $L$ );
3. пролет вспомогательных балок ( $l$ );
4. высота этажа ( $H$ );
5. наибольшая строительная высота ( $h_{\text{стр}}$ );
6. характеристическое значение временной нагрузки ( $p_n$ );
7. материал конструкций:
  - a) настила;
  - b) вспомогательных балок;
  - c) главных балок.

**Расчетно-пояснительная записка должна содержать:**

1. схему балочной клетки;
2. расчет вспомогательных балок (прокатного типа);
3. расчет главных балок (сварного типа);
4. расчет и конструирование соединений балок;
5. эскизы узлов и деталей вспомогательных и главных балок.

**Графическая часть должна содержать:**

1. монтажную схему балочной клетки с видом сверху, поперечными разрезами и монтажными узлами;
2. рабочий чертеж главной балки с поперечными разрезами и деталями;
3. рабочий чертеж вспомогательной балки;
4. спецификацию на одну главную и одну вспомогательную балку;
5. таблицу отправочных марок балочной клетки;
6. примечания.

## Классификация балок

По статической схеме различают однопролетные (разрезные), многопролетные (неразрезные) и консольные балки. Разрезные балки проще неразрезных в изготовлении и монтаже, нечувствительны к осадкам опор, но уступают последним по расходу металла на 10...12%. Неразрезные балки разумно применять при надежных основаниях, когда нет опасности перегрузки балок вследствие резкой разницы в осадке опор. Консольные балки могут быть как разрезными, так и неразрезными. Консоли разгружают пролетные сечения балок и тем самым повышают экономические показатели последних.

По способу изготовления балки могут быть прокатными либо составными: сварными, клепаными или болтовыми (рис. 1.а). В строительстве наиболее часто применяют балки двутаврового сечения. Они удобны в компоновке, технологичны и экономичны по расходу металла.

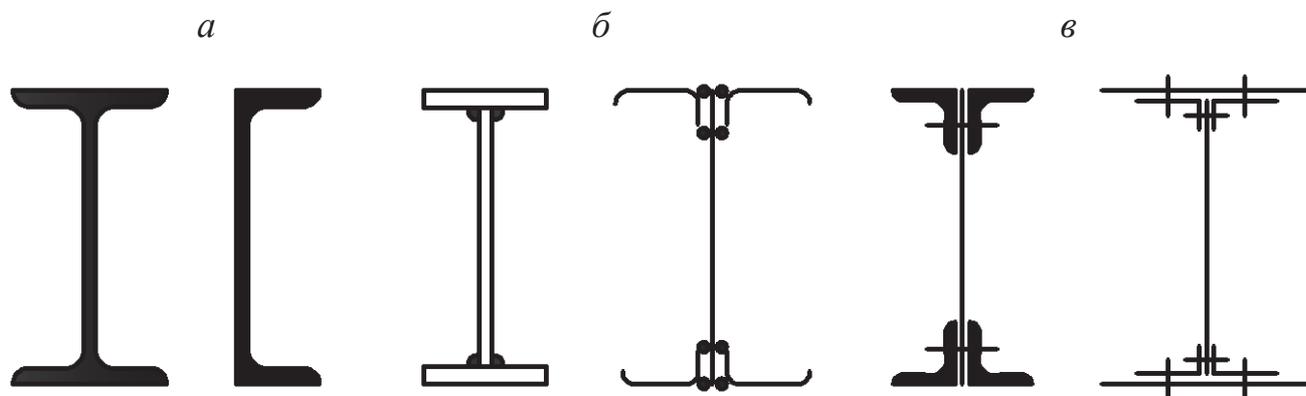


Рис. 1.а. Прокатные и составные сечения балок:

*a* – прокатные; *б* – составные сварные;

*в* – составные клепаные и составные болтовые

У металлических балок основным типом является двутавровое симметричное сечение. Мерой эффективности, т.е. выгодности сечения балки как конструкции, работающей на изгиб, является отношение момента сопротивления к площади сечения, равное ядровому расстоянию  $\rho = W/A$ . Сравнение ядровых расстояний круглого, прямоугольного и двутаврового сечений, приведенное на рис. 1.б, показывает, что двутавровое сечение выгоднее прямоугольного в 2 и круглого в 3 раза, так как в этом сечении распределение материала наилучшим образом соответствует распределению нормальных напряжений от изгиба балки. Поэтому металлические балки конструируют главным образом двутаврового сечения, чему также способствует хорошая работа стали на касательные напряжения, позволяющая делать стенку балки достаточно тонкой.

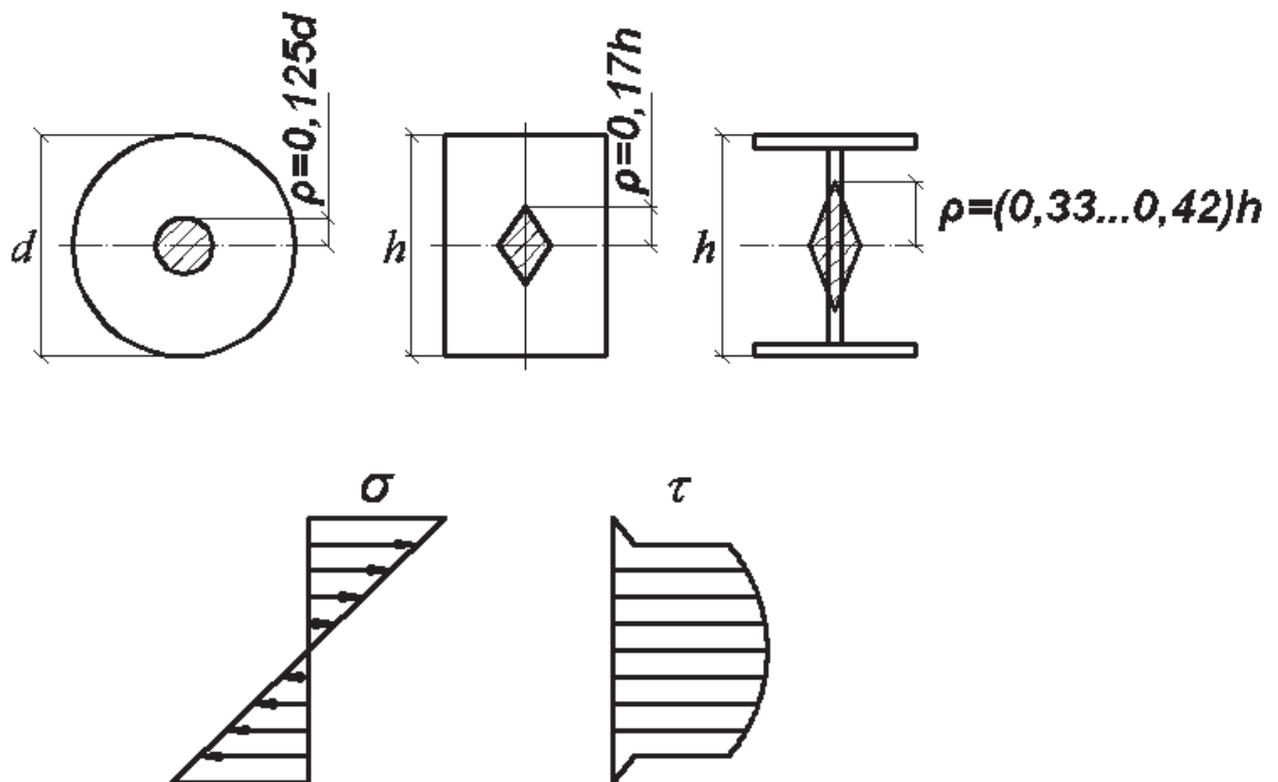


Рис. 1.б. Сравнение типов сечений балок

## 1. КОМПОНОВКА БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

Для размещения в помещении цеха промышленного здания производственного оборудования на определенной высоте служат рабочие площадки. В конструкцию площадки входят колонны и опертая на них балочная клетка, представляющая собой систему несущих балок.

Стальная балочная клетка нормального типа включает в себя вспомогательные балки, по верхнему поясу которых монтируется железобетонный или стальной настил. Вспомогательные балки опираются непосредственно на главные балки, которые в свою очередь передают нагрузку на стены или колонны здания. Пространственная устойчивость обеспечивается системой вертикальных связей по колоннам (рис. 1.1).

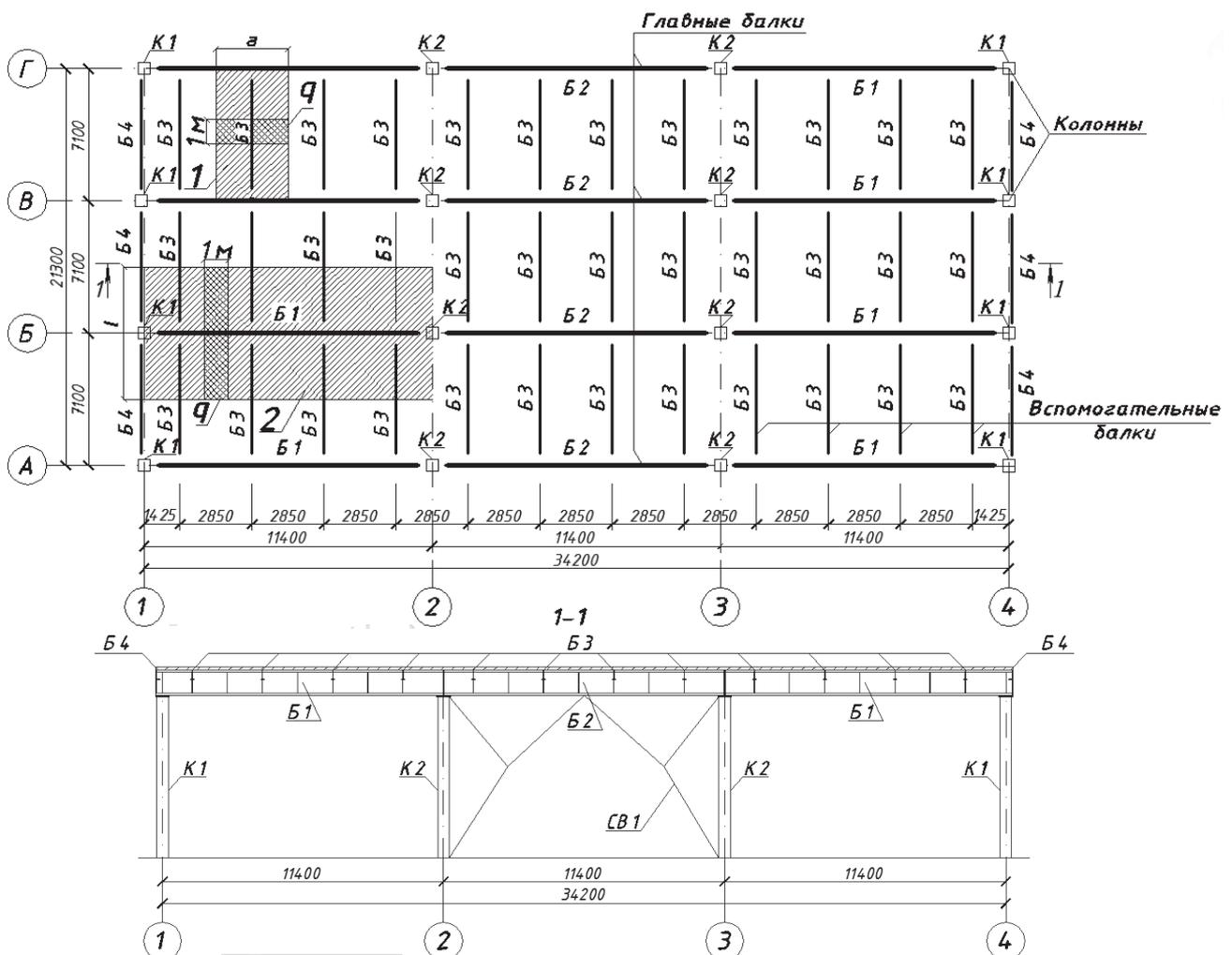
На основании исходных данных задания необходимо разработать схему балочной клетки с указанием ее основных размеров: пролетов главных и вспомогательных балок, привязки вспомогательных балок к осям, отметки верха площадки.

Компоновку балочной клетки следует начинать с разбивки сетки осей. Главные балки ( $B1$ ,  $B2$ ) необходимо располагать по направлению большего пролета ( $L$ ), а вспомогательные балки ( $B3$ ) – в перпендикулярном направлении, по направлению меньшего пролета ( $l$ ). Характеристическое значение временной нагрузки  $p_n$  передается через железобетонный или стальной настил, толщиной  $t_n$ .

Для упрощения и унификации узлов сопряжения вспомогательных балок с главными, необходимо сместить вспомогательные балки на половину шага от осей опор главных балок, что приводит к необходимости размещения в торцах балочной клетки дополнительных балок  $B4$ , представляющих собой прокатный швеллер и принимаемых конструктивно ( $B4$  на рис. 1.1).

## Исходные данные для проектирования (пример)

1. габариты балочной клетки —  $3 L \times 3 l$ ;
2. пролет главной балки —  $L = 11,4 \text{ м}$ ;
3. пролет вспомогательной балки —  $l = 7,1 \text{ м}$ ;
4. высота этажа (от пола до площадки) —  $H = 8,2 \text{ м}$ ;
5. наибольшая строительная высота —  $h_{\text{стр}} = 1,7 \text{ м}$ ;
6. характеристическое значение временной нагрузки —  $p_n = 16 \text{ кН/м}^2$ ;
7. материал конструкций:
  - а) настил — сборные железобетонные плиты;
  - б) вспомогательные балки — сталь С245;
  - с) главные балки — сталь С245.



**Рис. 1.1. Балочная клетка нормального типа**

Максимальный шаг  $a_{max}$  вспомогательных балок составляет:

$$a_{max} \leq L / 2. \quad (1.1)$$

Это условие дает возможность рассматривать нагрузку, действующую на вспомогательную балку, как равномерно распределенную.

$a$  – шаг вспомогательных балок (БЗ на рис. 1.1) принимается постоянным:

- $a = 1,5 \dots 3,0$  м — при железобетонном настиле;
- $a = 0,6 \dots 1,8$  м — при стальном настиле.

Принимая количество ( $n = 4 \dots 7$ ) вспомогательных балок, определяем их шаг ( $a$ ) по длине главной балки ( $L$ ).

$$a = \frac{L}{n} = \frac{11,4 \text{ м}}{4} = 2,85 \text{ м}.$$

Толщина железобетонного настила  $t_n$  принимается по рекомендациям таблицы 1.1, стального настила – таблицы 1.2.

**Принимаем толщину железобетонного настила  $t_n = 0,14$  м.**

Таблица 1.1.

Расчетный пролет плиты $a$ , м	Толщина настила $t_n$ в см, при характеристическом значении временной нагрузки $p_n$ в $\text{кН/м}^2$			
	15...20	21...25	26...30	31...35
1,5...2,0	10	12	12	14
2,1...2,5	12	12	14	16
2,6...3,0	14	14	16	18

Таблица 1.2.

Характеристическое значение временной нагрузки $p_n$ , $\text{кН/м}^2$	Толщина настила $t_n$ , см
< 10	0,6
10...20	0,8...1,0
> 20	1,2...1,4

## 2. РАСЧЕТ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ БАЛОК

В курсовой работе следует запроектировать вспомогательную балку среднего ряда.

Вспомогательную балку принято рассматривать как однопролетную шарнирно опертую (рис. 2.1). Нагрузка на вспомогательную балку определяются заданным характеристическим значением временной нагрузки  $p_n$  и весом железобетонных плит или стального настила  $g_m$ . Эти нагрузки являются равномерно распределенными.

$$g_m = \rho \cdot t_n = 25 \text{ кН/м}^3 \cdot 0,14 \text{ м} = 3,5 \text{ кН/м}^2, \quad (2.1)$$

где  $t_n$  – толщина настила, м;

$\rho$  – плотность материала настила:

- для тяжелого железобетона –  $25 \text{ кН/м}^3$ ;
- для стали –  $78,5 \text{ кН/м}^3$ .

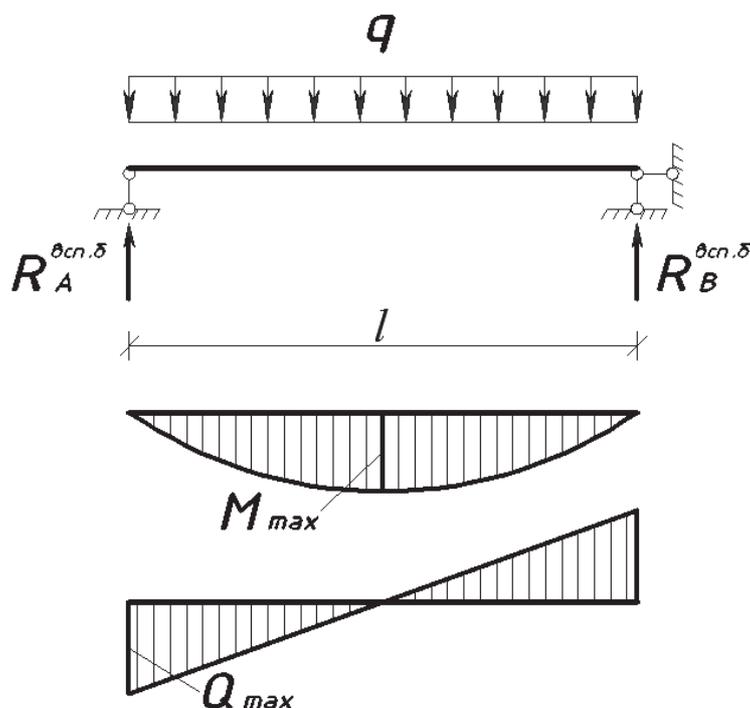


Рис. 2.1. Расчетная схема,

эпюры изгибающих моментов и поперечных сил вспомогательной балки

Расчет заключается в определении сечения балки и ее проверки по требованиям прочности, жесткости и общей устойчивости.

Для определения нагрузки на вспомогательную балку определяем грузовую площадь балки. На рис. 1.1 грузовая площадь  $l$  вспомогательной балки (одинарная штриховка) имеет ширину  $a$  (шаг вспомогательной балки) и длину  $l$  (пролет вспомогательной балки).

Нагрузка на погонный метр участка шириной  $a$  на вспомогательную балку (двойная штриховка на рис. 1.1):

- расчетная эксплуатационная

$$q_e = (p_n \cdot \gamma_{fe} + g_m \cdot \gamma_{fe}) \cdot a; \quad (2.2)$$

$$q_e = (16 \text{кН} / \text{м}^2 \cdot 1,0 + 3,5 \text{кН} / \text{м}^2 \cdot 1,0) \cdot 2,85 \text{м} = 55,6 \text{кН} / \text{м};$$

- расчетная предельная

$$q = (\gamma_{fm} \cdot p_n + \gamma_{fm} \cdot g_m) \cdot a; \quad (2.3)$$

$$q = (1,2 \cdot 16 \text{кН} / \text{м}^2 + 1,1 \cdot 3,5 \text{кН} / \text{м}^2) \cdot 2,85 \text{м} = 65,7 \text{кН} / \text{м},$$

где,  $q_e$  – расчетная эксплуатационная погонная нагрузка на вспомогательную балку,  $\text{кН}/\text{м}$ ;

$q$  – расчетная предельная погонная нагрузка на вспомогательную балку,  $\text{кН}/\text{м}$ ;

$p_n$  – характеристическое значение временной нагрузки, (приведено в задании),  $\text{кН}/\text{м}^2$ ;

$g_m$  – характеристическая постоянная нагрузка от собственного веса настила,  $\text{кН}/\text{м}^2$ ;

$\gamma_{fe}$  – коэффициент надежности по нагрузке для эксплуатационного значения, определяется по п. 5.2. [1],  $\gamma_{fe} = 1$ ;

$\gamma_{fm}$  – коэффициент надежности по предельной нагрузке, определяется по п. 5.2, т.5.1 [1] (для характеристической временной нагрузки –  $\gamma_{fm} = 1,2$ , для железобетонных конструкций –  $\gamma_{fm} = 1,1$ ; для стальных конструкций –  $\gamma_{fm} = 1,05$ );

$a$  – шаг вспомогательных балок, м.

Определяем максимальные усилия.

Опорные реакции:

$$R_A^{всп.б.} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{65,7 \text{ кН / м} \cdot 7,1 \text{ м}}{2} = 233,2 \text{ кН}. \quad (2.4)$$

Максимальный изгибающий момент:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot \alpha_1 = \frac{65,7 \text{ кН / м} \cdot (7,1 \text{ м})^2}{8} \cdot 1,02 = 422,3 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (2.5)$$

Максимальная поперечная сила:

$$Q_{max} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot \alpha_1 = \frac{65,7 \text{ кН / м} \cdot 7,1 \text{ м}}{2} \cdot 1,02 = 237,9 \text{ кН}. \quad (2.6)$$

где,  $\alpha_1 = 1,02 \div 1,04$  – эмпирический коэффициент, учитывающий нагрузку от собственного веса вспомогательных балок.

Перед определением требуемого момента сопротивления  $W_{тр}$  необходимо в соответствии с условиями п. 1.1.3.6 и 1.1.3.7 [1] определить к каким категориям по назначению и по напряженному состоянию относится рассматриваемая нами вспомогательная балка.

- 1.1.3.6
- По назначению относится к категории А (достижение предельных состояний может привести к полной непригодности к эксплуатации здания или сооружения).
  - По напряженному состоянию III категория (т. В1 Приложения [1] стр.140).
- 1.1.3.7 Элементы и конструкции делятся на три класса в зависимости от принятого в расчете вида напряженно-деформированного состояния (НДС) расчетного сечения. Принимаем балки 2-го класса.

Требуемый момент сопротивления прокатных балок с учетом развития пластических деформаций определяется по формуле:

$$W_{mp} = \frac{M_{max}}{c_x \cdot \gamma_c \cdot R_y} = \frac{42230 \text{ кН} \cdot \text{см}}{1,12 \cdot 0,9 \cdot 24 \text{ кН} / \text{см}^2} = 1745,6 \text{ см}^3. \quad (2.7)$$

Все усилия в выражении (2.7) должны быть использованы в кН, а все размеры в см.

где,  $M_{max}$  – максимальный расчетный изгибающий момент вспомогательной балки ( $1 \text{ кН} \cdot \text{м} = 10^2 \text{ кН} \cdot \text{см}$ ), кН·см;

$c_x$  – коэффициент, определяется в интервале между 1,0 и значением  $c_x$ , вычисленным по т. Н.1 Приложения [1] стр.171, тип сечения 1, задаем  $c_x=1,12$  для отношения  $A_f/A_w = 0,5$ ;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы, определяется по т. 1.1.1 [1] стр.7;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали, определяется по т. Е.2 Приложения [1] стр. 148, кН/см<sup>2</sup>.

Из сортамента прокатных двутавров по найденному требуемому моменту сопротивления выбираем ближайший по величине момент сопротивления,

больший или равный требуемому  $W_x \geq W_{mp}$  (см. Приложение М.У. т. 2). Для подобранного двутаврового сечения выписываем геометрические характеристики его сечения:  $W_x$  – момент сопротивления,  $I_x$  – момент инерции,  $S_x$  – статический момент полусечения относительно нейтральной оси,  $h$  – высоту балки,  $t$  – толщину полки,  $b$  – ширину полки,  $d$  – толщину стенки,  $g$  – массу 1 м.п. (кг).

**Выбираем двутавр №55:**  $W_x = 2035 \text{ см}^3$ ,  $I_x = 55962 \text{ см}^4$ ,  $S_x = 1181 \text{ см}^3$ ,  
 $h = 55 \text{ см}$ ,  $t = 1,65 \text{ см}$ ,  $b = 18 \text{ см}$ ,  $d = 1,1 \text{ см}$ ,  $g = 92,6 \text{ кг/м.п.}$

$$A_f = b \cdot t = 18 \text{ см} \cdot 1,65 \text{ см} = 29,7 \text{ см}^2;$$

$$A_w = (h - t - t) \cdot d = (55 \text{ см} - 1,65 \text{ см} - 1,65 \text{ см}) \cdot 1,1 \text{ см} = 56,9 \text{ см}^2;$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{29,7 \text{ см}^2}{56,9 \text{ см}^2} = 0,52.$$

Принятое сечение вспомогательной балки проверяется **по первой группе предельных состояний**. Прочность разрезных балок 2-го класса двутаврового сечения из стали с  $R_{yn} < 440 \text{ МПа}$  при значениях касательных напряжений  $\tau_y \leq 0,9 \cdot R_s$  (кроме опорных реакций), проверяется по формуле [1.5.10]:

$$\frac{M_x}{c_x \cdot \beta \cdot W_{xn,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad [1.5.10] \quad (2.8)$$

$$\tau_y = \frac{|Q_y|}{A_w} \leq 0,9 \cdot R_s; \quad (2.9)$$

$$\tau_y = \frac{237,9 \text{ кН}}{56,9 \text{ см}^2} = 4,2 \text{ кН} / \text{см}^2 \leq 0,9 \cdot 13,9 \text{ кН} / \text{см}^2 = 12,5 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$R_s = \frac{0,58 \cdot R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{0,58 \cdot 24,5 \text{ кН} / \text{см}^2}{1,025} = 13,9 \text{ кН} / \text{см}^2, \quad (2.10)$$

где,  $M_x$  – изгибающий момент относительно оси х-х,  $кН·см$ ;

$W_{xn,min}$  – минимальный момент сопротивления сечения нетто относительно оси х-х,  $см^3$ ;

$\gamma_m$  – коэффициент надежности по материалу, для стали по ГОСТ 27772  $\gamma_m = 1,025$ , т. 1.3.2 [1] стр.12.

Коэффициент  $\beta = 1$  при  $\tau_y \leq 0,5 \cdot R_s$ , при  $0,5 \cdot R_s < \tau_y \leq 0,9 \cdot R_s$  определяется по формуле [1.5.12] стр. 25 [1].

$$\tau_y = 4,2 кН / см^2 \leq 0,5 \cdot R_s = 0,5 \cdot 13,9 кН / см^2 = 6,9 кН / см^2, \rightarrow \beta = 1;$$

$$\frac{42230 кН \cdot см}{1,12 \cdot 1 \cdot 2035 см^3 \cdot 24 кН / см^2 \cdot 0,9} = 0,86 \leq 1.$$

При несоблюдении условий (2.8) или (2.9) принимается двутавр с большим поперечным сечением, а проверка, давшая неудовлетворительный результат, повторяется.

Общую устойчивость вспомогательных балок можно считать обеспеченной, т.к. нагрузка на вспомогательные балки передается через сплошной жесткий железобетонный настил, опертый на верхний пояс балки и надежно с ним связанный. В других случаях проверка общей устойчивости выполняется в соответствии с требованиями п.п. 1.5.4.1–1.5.4.4. [1] стр.29.

Местная устойчивость стенки и полки вспомогательной балки, обеспечена при проектировании сортамента прокатных двутавров.

**По второй группе предельных состояний** проверяем деформативность балки. Проверка деформативности вспомогательной балки заключается в сравнении ее фактического прогиба, с граничным значением:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_e \cdot l^4}{E \cdot I_x} \leq [f_u], \quad (2.11)$$

где,  $[f_u]$  – граничное значение вертикального прогиба для балок, воспринимающих постоянную и временную нагрузки, в курсовой работе принимается в соответствии с эстетико-психологическими требованиями, (см. Приложение М.У т.4), см;

$q_e$  – расчетная эксплуатационная погонная нагрузка на вспомогательную балку, ( $0,01 \text{ кН/м} = 1 \text{ кН/см}$ );

$l$  – пролет вспомогательной балки, см;

$E$  – модуль упругости стали,  $\text{кН/см}^2$ ;

$I_x$  – момент инерции сечения балки,  $\text{см}^4$ .

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{55,6 \cdot 10^{-2} \text{ кН/см} \cdot (710 \text{ см})^4}{20600 \text{ кН/см}^2 \cdot 55962 \text{ см}^4} = 1,6 \text{ см};$$

$$[f_u] = \frac{l}{200} = \frac{710 \text{ см}}{200} = 3,6 \text{ см};$$

$$1,6 \text{ см} \leq 3,6 \text{ см}.$$

В случае если  $f \geq [f_u]$ , следует принять прокатный профиль с большим моментом инерции  $I_x$ , и повторить проверку (2.11).

Условие выполнено, следовательно, профиль подобран удовлетворительно.

### 3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНЫХ БАЛОК СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ

#### 3.1 Выбор расчетной схемы

При выборе расчетной схемы главной балки обычно принимают шарнирное ее опирание на стены или колонны. Затем определяют расчетный пролет, и устанавливают способ и место приложения нагрузки.

В курсовой работе следует запроектировать главную балку среднего ряда, на которую с двух сторон опираются вспомогательные балки. Расчетная схема представляет собой однопролетную шарнирно опертую балку, нагруженную сосредоточенными силами  $P$ , численно равными опорным реакциям двух вспомогательных балок  $P = 2 \cdot R_A^{всп.б.}$  (рис. 3.1).

Сосредоточенная нагрузка от пары вспомогательных балок, опирающихся на главную балку:

- расчетная эксплуатационная

$$P_e = q_e \cdot l = 55,6 \text{ кН} / \text{м} \cdot 7,1 \text{ м} = 394,8 \text{ кН}; \quad (3.1)$$

- расчетная предельная

$$P = q \cdot l = 65,7 \text{ кН} / \text{м} \cdot 7,1 \text{ м} = 466,5 \text{ кН}, \quad (3.2)$$

где,  $P_e$  – расчетная эксплуатационная сосредоточенная нагрузка на главную балку, кН;

$P$  – расчетная предельная сосредоточенная нагрузка на главную балку, кН;

$q_e$  – расчетная эксплуатационная погонная нагрузка на вспомогательную балку, кН/м;

$q$  – расчетная предельная погонная нагрузка на вспомогательную балку, кН/м.

На рис.1.1. грузовая площадь **2** для главной балки (одинарная штриховка) имеет ширину  $l$  (пролет вспомогательной балки) и длину  $L$  (пролет главной балки). Нагрузка главной балки на погонный метр участка шириной  $l$  (двойная штриховка на рис. 1.1).

Способ определения изгибающих моментов и поперечных сил зависит от количества сил  $P$ , нагружающих балку. Если количество сил  $P \geq 5$ , то нагрузка на главную балку может быть принята как равномерно распределенная на единицу длины.

Нагрузка на погонный метр участка шириной  $l$  (двойная штриховка на рис. 1.1):

- расчетная эксплуатационная

$$q_e^{э.б} = P_e / a = 394,8кН / 2,85м = 138,5кН / м; \quad (3.3)$$

- расчетная предельная

$$q^{э.б} = P / a = 466,5кН / 2,85м = 163,7кН / м. \quad (3.4)$$

### Статический расчет главной балки

Опорные реакции:

$$R_A = R_B = \frac{4 \cdot P}{2} = \frac{4 \cdot 466,5кН}{2} = 933кН. \quad (3.5)$$

Изгибающие моменты:

$$\begin{aligned} M_1 = M_{10} &= 0; \\ M_2 = M_3 = M_8 = M_9 &= \alpha_2 \cdot \left( R_A \cdot \frac{a}{2} \right) = 1,04 \cdot \left( 933кН \cdot \frac{2,85м}{2} \right) = 1382,7кН \cdot м; \\ M_4 = M_5 = M_6 = M_7 &= \alpha_2 \cdot \left( R_A \cdot \left( \frac{a}{2} + a \right) - P \cdot a \right) = \\ &= 1,04 \cdot \left( 933кН \cdot \left( \frac{2,85кН}{2} + 2,85кН \right) - 466,5кН \cdot 2,85кН \right) = 2765,4кН \cdot м. \end{aligned} \quad (3.6)$$

Поперечные силы:

$$Q_1 = Q_2 = Q_9 = Q_{10} = \alpha_2 \cdot R_A = 1,04 \cdot 933 \text{ кН} = 970,3 \text{ кН};$$

$$Q_3 = Q_4 = Q_7 = Q_8 = \alpha_2 \cdot (R_A - P) = 1,04 \cdot (933 \text{ кН} - 466,5 \text{ кН}) = 485,2 \text{ кН}; \quad (3.7)$$

$$Q_5 = Q_6 = \alpha_2 \cdot (R_A - P - P) = 1,04 \cdot (933 \text{ кН} - 466,5 \text{ кН} - 466,5 \text{ кН}) = 0.$$

где,  $\alpha_2 = 1,02 \div 1,04$  – эмпирический коэффициент, учитывающий нагрузку от собственного веса главных балок.

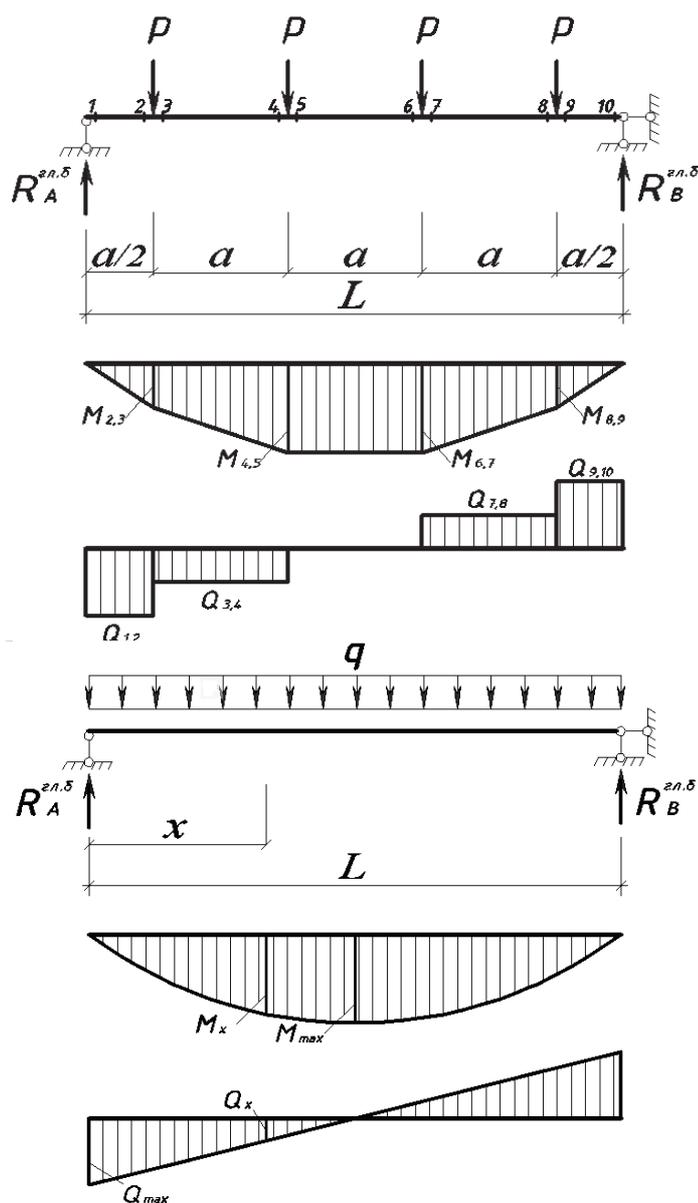


Рис. 3.1. Расчетная схема, эпюры изгибающих моментов и поперечных сил главной балки

### 3.2 Подбор сечения главной балки

В виду того, что главные балки имеют значительные пролеты и воспринимают большие нагрузки, их, как правило, выполняют составными в виде двутавров, сваренных из трех листов.

Сечение составной сварной двутавровой балки показано на рис. 3.2.

Для проектирования этого сечения необходимо определить четыре размера:  $h_w$  – высоту стенки,  $t_w$  – толщину стенки,  $b_f$  – ширину полки,  $t_f$  – толщину полки.

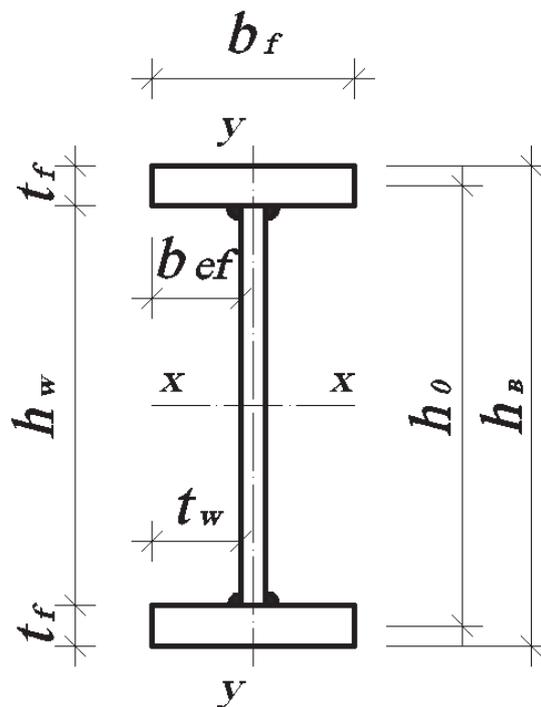


Рис. 3.2. Схема поперечного сечения главной балки

Требуемый момент сопротивления  $W_{mp}$  определяют по максимальному изгибающему моменту  $M_{max}=2765,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$ :

$$W_{mp} = \frac{M_{max}}{c_x \cdot \gamma_c \cdot R_y} = \frac{276540 \text{ кН} \cdot \text{см}}{1,12 \cdot 0,9 \cdot 24 \text{ кН} / \text{см}^2} = 11431,1 \text{ см}^3, \quad (3.8)$$

где,  $M_{max}$  – максимальный расчетный изгибающий момент по длине главной балки,  $\text{кН}\cdot\text{см}$ ;

- $c_x$  – коэффициент, определяется в интервале между 1,0 и значением  $c_x$ , вычисленным по т. Н.1 Приложения [1] стр.171, тип сечения 1, задаемся  $c_x = 1,12$  для отношения  $A_f/A_w = 0,5$ ;
- $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, определяется по т. 1.1.1 [1] стр.7;
- $R_y$  – расчетное сопротивление стали, определяется по т. Е.2 Приложения [1] стр. 148,  $кН/см^2$ .

Оптимальная высота сечения главной балки, определенная из условия минимального расхода материала:

$$h_{opt} = 5,6\sqrt[3]{W_{mp}} = 5,6\sqrt[3]{11431,1см^3} = 126,1см. \quad (3.9)$$

Окончательно высота стенки увязывается с сортаментом листовой прокатной стали (см. Приложение М.У. т. 5).

**Принимаем высоту стенки  $h_w = 1250$  мм.**

В соответствии с рекомендуемой гибкостью стенки  $\lambda_w = h_w/t_w = 120 \div 150$  назначаем ее толщину:

$$t_w = \frac{h_w}{\lambda_w} = \frac{1250мм}{120} = 10,4мм. \quad (3.10)$$

Выполняем проверку прочности полученной толщины стенки, исходя из ее работы на срез от действия максимальной поперечной силы:

$$t_w^{min} = \frac{1,5 \cdot Q_{max}}{h_w \cdot R_s} \leq t_w; \quad (3.11)$$

$$t_w^{min} = \frac{1,5 \cdot 970,3кН}{125см \cdot 13,9кН / см^2} = 0,84см \leq 10,4мм,$$

где,  $Q_{max}$  – максимальная поперечная сила в сечениях главной балки, кН;

$h_w$  – принятая по сортаменту высота стенки балки, см;

$R_s$  – расчетное сопротивление стали срезу, формула (2.10), кН/см<sup>2</sup>;

$R_{yn}$  – характеристическое сопротивление листового проката, определяется по т. Е.2 Приложения [1] стр. 148, кН/см<sup>2</sup>;

$\gamma_m$  – коэффициент надежности по материалу, определяется по т. 1.3.2. [1] стр. 12.

При несоблюдении условия (3.11) толщину стенки корректируют в большую сторону, принимая ее по  $t_w^{min}$  и увязывая с существующим сортаментом листовой стали (см. Приложение М.У. т. 5).

**Принимаем толщину стенки  $t_w = 12$  мм.**

Определяем требуемую площадь поперечного сечения одного пояса балки:

$$A_f^{mp} = \frac{0,8 \cdot W_{mp}}{h_w} = \frac{0,8 \cdot 11431,1 \text{ см}^3}{125 \text{ см}} = 73,2 \text{ см}^2. \quad (3.12)$$

Производим компоновку размеров поясного листа  $b_f$  и  $t_f$ .

Ширину поясного листа  $b_f$  принимаем в пределах:

$$b_f = \left( \frac{1}{3} \div \frac{1}{5} \right) \cdot h_w = \frac{1}{5} \cdot 1250 \text{ мм} = 250 \text{ мм}. \quad (3.13)$$

Определяем требуемую толщину пояса:

$$t_f = \frac{A_f^{mp}}{b_f} = \frac{73,2 \text{ см}^2}{25 \text{ см}} = 2,9 \text{ см}. \quad (3.14)$$

Окончательные размеры  $b_f$  и  $t_f$  должны соответствовать стандартам проката универсальной широкополочной стали (см. Приложение М.У. т. 5).

**Принимаем толщину пояса  $t_f = 30$  мм, ширину пояса  $b_f = 250$  мм.**

**Принятые размеры поясов должны соответствовать условиям:**

а)  $b_f \cdot t_f \geq A_f^{mp};$

$$25\text{см} \cdot 3\text{см} = 75\text{см}^2 \geq 73,2\text{см}^2;$$

б) условие технологии свариваемости

$$t_f \leq 3 \cdot t_w;$$

$$3\text{см} \leq 3 \cdot 1,2\text{см} = 3,6\text{см};$$

в) условие местной устойчивости сжатого пояса

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

$$\frac{25\text{см}}{3\text{см}} = 8,33 \leq \sqrt{\frac{20600\text{кН} / \text{см}^2}{24\text{кН} / \text{см}^2}} = 29,3;$$

г) условие равномерного распределения напряжений по ширине пояса

$$b_f = \left( \frac{1}{3} \div \frac{1}{5} \right) \cdot h_w;$$

(3.15)

$$25\text{см} = \frac{1}{5} \cdot 125\text{см};$$

д) конструктивное требование

$$b_f \geq 180\text{мм};$$

$$b_f = 250\text{мм} \geq 180\text{мм};$$

е) конструктивное требование

$$t_f \leq 40\text{мм};$$

$$t_f = 30\text{мм} \leq 40\text{мм};$$

ж) конструктивное требование

$$t_w \geq 6\text{мм};$$

$$t_w = 12\text{мм} \geq 6\text{мм}.$$

## Определение геометрических характеристик скомпонованного сечения:

- момент инерции

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left( b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \frac{(h_w + t_f)^2}{2}; \quad (3.16)$$

$$I_x = \frac{1,2\text{см} \cdot (125\text{см})^3}{12} + 25\text{см} \cdot 3\text{см} \cdot \frac{(125\text{см} + 3\text{см})^2}{2} = 809712,5\text{см}^4.$$

- момент сопротивления

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h_w + 2 \cdot t_f} \geq W_{mp}; \quad (3.17)$$

$$W_x = \frac{2 \cdot 809712,5\text{см}^4}{125\text{см} + 2 \cdot 3\text{см}} = 12362\text{см}^3 \geq 11431,1\text{см}^3.$$

- статический момент полки балки относительно нейтральной оси x – x

$$S_f = b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_w + t_f}{2}; \quad (3.18)$$

$$S_f = 25\text{см} \cdot 3\text{см} \cdot \frac{125\text{см} + 3\text{см}}{2} = 4800\text{см}^3.$$

- статический момент полусечения относительно нейтральной оси x – x

$$S_x = b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_w + t_f}{2} + \frac{t_w \cdot h_w^2}{8}; \quad (3.19)$$

$$S_x = 25\text{см} \cdot 3\text{см} \cdot \frac{125\text{см} + 3\text{см}}{2} + \frac{1,2\text{см} \cdot (125\text{см})^2}{8} = 7143,8\text{см}^3.$$

Принятое сечение главной балки проверяется по первой группе предельных состояний. Прочность разрезных балок 2-го класса двутаврового сечения из стали с  $R_{yn} < 440 \text{ МПа}$  при значениях касательных напряжений  $\tau_y \leq 0,9 \cdot R_s$  (кроме опорных реакций), проверяется по формуле [1.5.10]:

$$\frac{M_x}{c_x \cdot \beta \cdot W_{xn,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad [1.5.10] \quad (3.20)$$

где,  $M_x$  – максимальный расчетный изгибающий момент относительно оси х-х в сечении главной балки,  $\text{кН}\cdot\text{см}$ ;

$c_x$  – коэффициент, определяется в интервале между 1,0 и значением  $c_x$ , вычисленным по т. Н.1 Приложения [1] стр.171;

$W_{xn,min}$  – минимальный момент сопротивления сечения нетто относительно оси х-х,  $\text{см}^3$ ;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали главной балки, определяется по т. Е.2 Приложения [1] стр. 148),  $\text{кН}/\text{см}^2$ .

$$\tau_y = \frac{|Q_y|}{A_w} \leq 0,9 \cdot R_s; \quad (3.21)$$

$$R_s = \frac{0,58 \cdot R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{0,58 \cdot 24,5 \text{кН} / \text{см}^2}{1,025} = 13,9 \text{кН} / \text{см}^2;$$

$$\tau_y = \frac{970,3 \text{кН}}{125 \text{см} \cdot 1,2 \text{см}} = 6,5 \text{кН} / \text{см}^2 \leq 0,9 \cdot 13,9 \text{кН} / \text{см}^2 = 12,5 \text{кН} / \text{см}^2.$$

Коэффициент  $\beta = 1$  при  $\tau_y \leq 0,5 \cdot R_s$ , при  $0,5 \cdot R_s < \tau_y \leq 0,9 \cdot R_s$  определяется по формуле [1.5.12] стр. 25 [1].

$$\tau_y = 6,5 \text{кН} / \text{см}^2 \leq 0,5 \cdot R_s = 0,5 \cdot 13,9 \text{кН} / \text{см}^2 = 6,9 \text{кН} / \text{см}^2 \rightarrow \beta = 1.$$

Коэффициент  $c_x$  определяется по т. Н.1 Приложения [1] стр.171, тип сечения 1, в зависимости от отношения  $A_f / A_w$ :

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{25\text{см} \cdot 3\text{см}}{125\text{см} \cdot 1,2\text{см}} = 0,5 \rightarrow c_x = 1,12;$$

$$\frac{276540\text{кН} \cdot \text{см}}{1,12 \cdot 1 \cdot 12362\text{см}^3 \cdot 24\text{кН} / \text{см}^2 \cdot 0,9} = 0,92 \leq 1.$$

При несоблюдении условий (3.20) или (3.21) следует перепроектировать сечение балки и повторить расчет по формулам (3.15) – (3.21).

Прочность стенки на срез при действии максимальных касательных напряжений проверяется в соответствии с найденными фактическими характеристиками сечения балки:

$$\frac{Q \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad [1.5.2] (3.22)$$

$$\frac{970,3\text{кН} \cdot 7143,8\text{см}^3}{809712,5\text{см}^4 \cdot 1,2\text{см} \cdot 13,9\text{кН} / \text{см}^2 \cdot 0,9} = 0,6 \leq 1.$$

При несоблюдении условия (3.22) толщина стенки увеличивается, а проверка повторяется.

Для обеспечения требований **второй группы предельных состояний** выполняется проверка деформативности балки: фактический прогиб, не должен превышать граничное значение, определенное строительными нормами.

При принятой расчетной схеме главной балки фактический прогиб определяется по формуле:

$$\frac{5}{48} \cdot \frac{M_{max} \cdot L^2}{E \cdot I_x} \cdot \frac{q_e}{q} \leq [f_u], \quad (3.23)$$

где,  $[f_u]$  – граничное значение вертикального прогиба для балок, воспринимающих постоянную и временную нагрузки, в курсовой работе принимается в соответствии с эстетико-психологическими требованиями, (см. Приложение М.У т.4), см;

$M_{max}$  – максимальный изгибающий момент в главной балке, кН·см;

$L$  – пролет главной балки, см;

$E$  – модуль упругости стали, кН·см<sup>2</sup>;

$I_x$  – момент инерции сечения главной балки, см<sup>4</sup>;

$q_e$  – расчетная эксплуатационная погонная нагрузка на главную балку, кН/см;

$q$  – расчетная предельная погонная нагрузка на главную балку, кН/см.

$$\frac{5}{48} \cdot \frac{276540 \text{ кН} \cdot \text{см} \cdot (1140 \text{ см})^2}{20600 \text{ кН} / \text{см}^2 \cdot 809712,5 \text{ см}^4} \cdot \frac{138,5 \text{ кН} / \text{м}}{163,7 \text{ кН} / \text{м}} = 1,9 \text{ см};$$

$$[f_u] = \frac{1}{250} \cdot L = \frac{1}{250} \cdot 1140 \text{ см} = 4,5 \text{ см};$$

$$f = 1,9 \text{ см} \leq [f_u] = 4,5 \text{ см}.$$

Условие выполняется, следовательно, сечение подобрано удовлетворительно.

### 3.3 Выбор сопряжения вспомогательных балок с главными

Сопряжение вспомогательных балок с главными в балочной клетке нормального типа может быть этажным или в одном уровне (см. рис. 3.3).

При этажном сопряжении вспомогательные балки крепятся болтами к верхнему поясу главных балок. Болты ставятся конструктивно и предназначены для фиксации положения балок. Диаметр болтов принимается 16...20 мм.

При сопряжении в одном уровне вспомогательные балки крепят к ребрам жесткости главных балок. Болтовые соединения в этом случае являются расчетными.

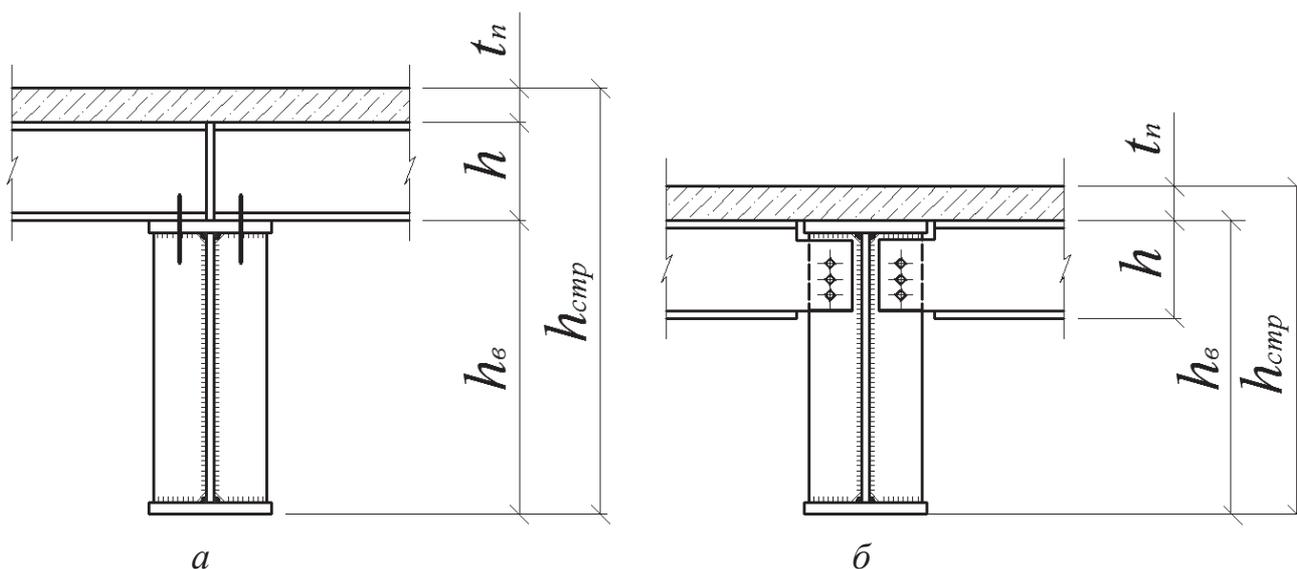


Рис. 3.3. Сопряжение балок балочной клетки нормального типа:

*a* – этажное, *б* – в одном уровне

Одним из основных факторов, влияющих на выбор типа сопряжения балок является строительная высота  $h_{стр}$  балочного перекрытия:

при этажном сопряжении 
$$h_в + h + h_n \leq h_{стр}; \quad (3.24)$$

Если условие (3.24) не выполняется, применяем

в одном уровне 
$$h_в + h \leq h_{стр}, \quad (3.25)$$

где,  $h_g$  – высота главной балки, см;

$h$  – высота вспомогательной балки, см;

$h_n$  – толщина железобетонного или стального настила, см;

$h_{cmp}$  – строительная высота (приведена в задании), см.

$$h_g + h + h_n = 131\text{см} + 55\text{см} + 14\text{см} = 200\text{см} \geq h_{cmp} = 170\text{см}.$$

Принимаем сопряжение вспомогательных и главных балок в одном уровне.

$$h_g + h_n = 131\text{см} + 14\text{см} = 145\text{см} \leq h_{cmp} = 170\text{см}.$$

### 3.4 Проверка общей устойчивости главной балки

Потеря общей устойчивости (изгиб и кручение в горизонтальной плоскости) балки может наступить, когда сжатый пояс балки не достаточно раскреплен из плоскости и напряжения достигли критического значения.

Общая устойчивость балки с сечением 2-го класса считается обеспеченной при выполнении требований (1.5.4.4 а или 1.5.4.4 б [1] стр. 30).

При сопряжении вспомогательных балок в одном уровне и сплошном жестком железобетонном настиле, сжатые пояса главных и вспомогательных балок раскреплены по всей длине, устойчивость главных балок обеспечена, и ее можно не проверять (1.5.4.4 а [1] стр. 30).

При этажном сопряжении общую устойчивость проверяют в соответствии с требованиями п. 1.5.4.4. б [1] стр. 30.

Значение условной гибкости сжатого пояса балки  $\lambda_g$  не должно превышать предельной условной гибкости сжатого пояса  $\lambda_{ub}$  ( $\lambda_g < \lambda_{ub}$ ) определяемой по т. 1.5.1 формула [1.5.30] [1] стр. 30:

$$\lambda_{ub} = 0,35 + 0,0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + \left( 0,76 - 0,02 \cdot \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_0}; \quad [1.5.30] \quad (3.26)$$

$$\lambda_{ub} = 0,35 + 0,0032 \cdot 15 + (0,76 - 0,02 \cdot 15) \frac{25\text{см}}{128\text{см}} = 0,488.$$

В соответствии с примечанием 1 т. 1.5.1 [1] стр. 30 при  $b_f / t_f < 15$ , ( $25\text{см} / 3\text{см} = 8,3 < 15$ ) в формуле [1.5.30]  $b_f / t_f$  следует принимать равное 15.

Значение условной гибкости сжатого пояса балки:

$$\lambda_g = \frac{l_{ef}}{b_f} \cdot \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{285\text{см}}{25\text{см}} \cdot \sqrt{\frac{24\text{кН} / \text{см}^2}{20600\text{кН} / \text{см}^2}} = 0,389, \quad (3.27)$$

где,  $\lambda_g$  – значение условной гибкости сжатого пояса балки;

$\lambda_{ub}$  – предельная условная гибкость сжатого пояса балки;

$b_f$  – ширина сжатого пояса, см;

$t_f$  – толщина сжатого пояса, см;

$h_0$  – расстояние между осями (центрами масс) поясных листов, см;

$R_{yf}$  – расчетное сопротивление стали пояса,  $R_{yf} = R_y$  (см. т. Е.2

Приложения [1] стр. 148 или Приложение М.У т. 1),  $\text{кН} / \text{см}^2$ ;

$l_{ef}$  – расстояние между вспомогательными балками – связями

$$l_{ef} = a = 285 \text{ см}.$$

$$\lambda_g = 0,389 < \lambda_{ub} = 0,488.$$

Проверка выполняется, общая устойчивость главной балки обеспечена.

### 3.5 Проверка местной устойчивости элементов главной балки

#### 3.5.1. Местная устойчивость стенки

Потеря местной устойчивости (местное выпучивание) может произойти в стенке или поясе балки под действием нормальных (сжимающих) или касательных напряжений. Критическое состояние быстрее наступает в тонких гибких элементах при отношениях высоты к толщине превышающих предельные.

Местную устойчивость стенки составной балки можно обеспечить уменьшением ее гибкости, т.е. увеличением ее толщины. Однако подобное решение приводит к значительному перерасходу стали и неоправданному удорожанию конструкции при сечениях большой высоты.

Более рациональным считается усиление стенки составной балки ребрами жесткости, установленными в местах расположения вспомогательных балок, по всей высоте стенки (рис. 3.4).

Часть стенки, ограниченная поясами (рис. 3.4) и ребрами жесткости, называется «отсеком». Длина отсека (расстояние между ребрами жесткости)  $a_r$  ограничивается в зависимости от величины условной гибкости стенки балки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{123,6 \text{ см}}{1,2 \text{ см}} \cdot \sqrt{\frac{24 \text{ кН / см}^2}{20600 \text{ кН / см}^2}} = 3,5, \quad (3.28)$$

где,  $h_{ef}$  – расчетная длина стенки, (см. рис.3.4), см

$$h_{ef} = h_w - 2 \cdot k_{f,min} = 125 \text{ см} - 2 \cdot 0,7 \text{ см} = 123,6 \text{ см};$$

$k_{f,min}$  – катет шва, минимальное значение которого определяется по т.

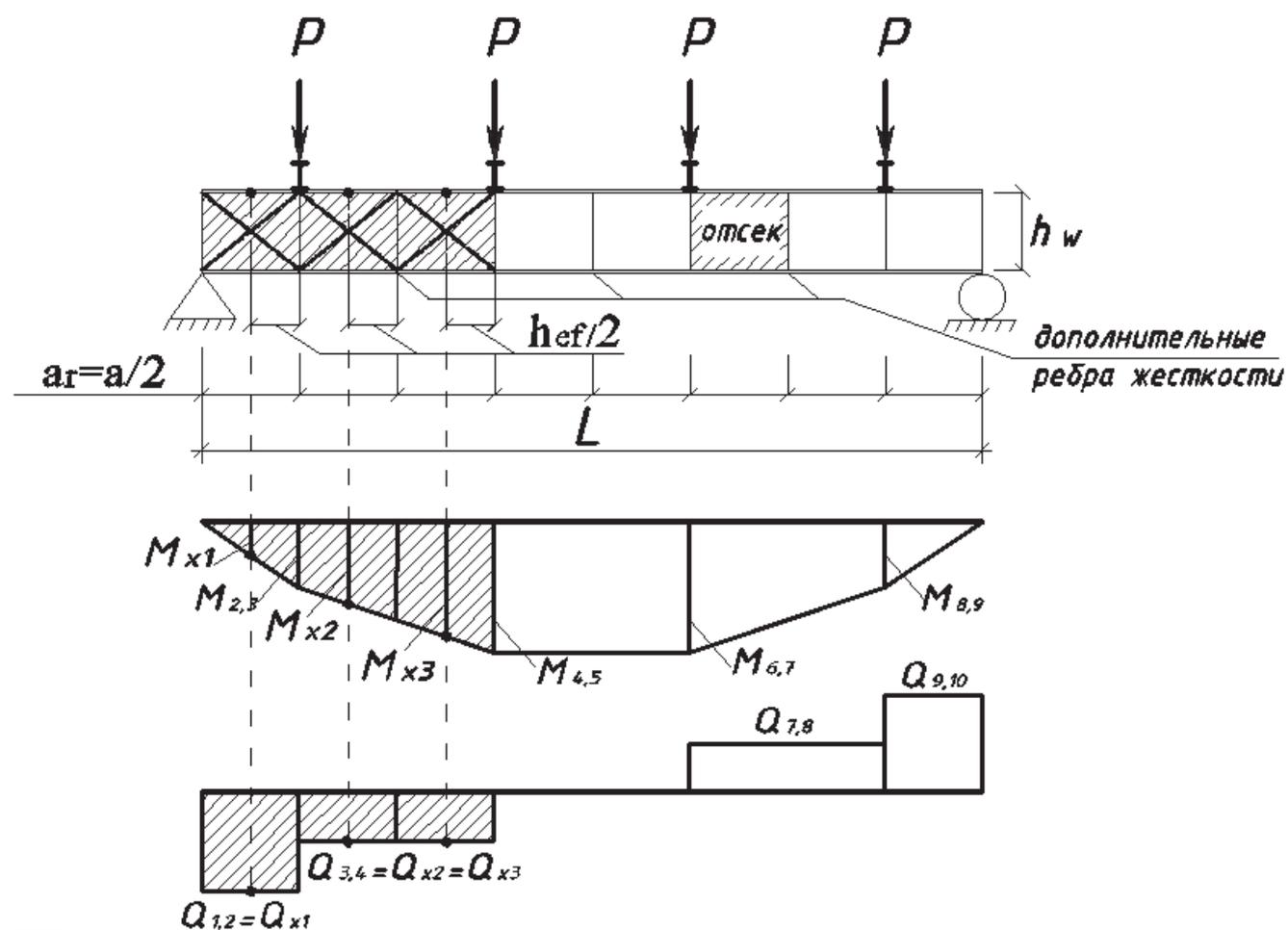
$$1.12.1 [1] \text{ стр. 68, } k_f = 0,7 \text{ см};$$

Расстояние между поперечными ребрами жесткости  $a_r$  не должно превышать (п.1.5.5.9 [1] стр. 36):

$$\begin{aligned} a_r &= 2 \cdot h_{ef} \text{ при } \bar{\lambda}_w > 3,2; \\ a_r &= 2,5 \cdot h_{ef} \text{ при } \bar{\lambda}_w \leq 3,2. \end{aligned} \quad (3.29)$$

При невыполнении условия (3.29), устанавливают дополнительные ребра жесткости между вспомогательными балками, посередине отсека, уменьшая его длину в два раза.

Т.к.  $\bar{\lambda}_w = 3,6 > 3,2$ , то расстояние между соседними ребрами жесткости не должно превышать  $2 \cdot h_w = 2 \cdot 125 \text{ см} = 250 \text{ см}$ , в данном примере предварительно расставлены ребра жесткости с шагом  $a = 285 \text{ см}$ , следовательно, необходимо установить дополнительные ребра жесткости. Теперь шаг ребер  $a_r = a/2 = 285 \text{ см}/2 = 142,5 \text{ см}$  – длина отсека  $a_r$ .



**Рис. 3.4. Пример определения значений изгибающих моментов и поперечных сил для проверки местной устойчивости стенки главной балки**

Ребра жесткости, могут быть одно- и двухсторонними. Односторонние ребра применяются при этажном сопряжении вспомогательных балок с главными балками, а двухсторонние при сопряжении в одном уровне. В данном примере устанавливаем двусторонние ребра жесткости, в местах расположения вспомогательных балок.

Ширина ребер жесткости  $b_r$  должна быть не менее (1.5.5.9 [1] стр. 36):

- односторонних 
$$b_r = \frac{h_w}{24} + 40 \text{ мм}; \quad (3.30)$$

- двухсторонних 
$$b_r = \frac{h_w}{30} + 25 \text{ мм}; \quad (3.31)$$

$$b_r = \frac{1250 \text{ мм}}{30} + 25 \text{ мм} = 66,7 \text{ мм}.$$

Ширина ребер жесткости принимается кратной 5 мм.

Предварительно принимаем ширину ребер жесткости  $b_r = 100 \text{ мм}$  т.к. к ребру жесткости вспомогательная балка крепится болтами (рис.3.8), необходимо предусмотреть возможность его расширения. Окончательно ширину ребер жесткости назначаем в п.п. 3.8.2 М.У с учетом диаметров болтов.

Толщина ребра жесткости  $t_r$  должна быть не менее (1.5.5.9 [1] стр. 36):

$$t_r = 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 10 \text{ см} \cdot \sqrt{\frac{24 \text{ кН} / \text{см}^2}{20600 \text{ кН} / \text{см}^2}} = 0,68 \text{ см}. \quad (3.32)$$

Окончательную толщину ребер жесткости увязываем с сортаментом листовой стали (см. Приложение М.У т.5).

**Принимаем толщину ребер жесткости  $t_r = 8 \text{ мм}$ .**

**Ширину ребер жесткости  $b_r = 100 \text{ мм}$ .**

Расчет на устойчивость двухсторонних промежуточных ребер жесткости (1.5.5.10 [1] стр. 36), как центрально сжатый условный стержень:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A_r \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad [1.4.3] \quad (3.33)$$

В расчетное сечение стержня  $A_r$  необходимо включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной  $0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_y}$  с каждой стороны ребра, а расчетную длину ребра принимать равной высоте стенки  $h_{ef}$  (1.5.5.10 [1] стр. 36).

$$A_r = 2 \cdot b_r \cdot t_r + 2 \cdot 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \cdot t_w; \quad (3.34)$$

$$A_r = 2 \cdot 10 \text{ см} \cdot 0,8 \text{ см} + 2 \cdot 0,65 \cdot 1,2 \text{ см} \cdot \sqrt{\frac{20600 \text{ кН} / \text{см}^2}{24 \text{ кН} / \text{см}^2}} \cdot 1,2 \text{ см} = 70,8 \text{ см}^2.$$

Момент инерции, радиус инерции и гибкость такого стержня будут соответственно равны:

$$I_{r,x} = \frac{t_r \cdot (2 \cdot b_r + t_w)^3}{12} = \frac{0,8 \text{ см} \cdot (2 \cdot 10 \text{ см} + 1,2 \text{ см})^3}{12} = 635,2 \text{ см}^3; \quad (3.35)$$

$$i_{r,x} = \sqrt{\frac{I_{r,x}}{A_r}} = \sqrt{\frac{635,2 \text{ см}^3}{70,8 \text{ см}^2}} = 2,99 \approx 3 \text{ см}; \quad (3.36)$$

$$\lambda_{r,x} = \frac{h_{ef}}{i_{r,x}} = \frac{123,6 \text{ см}}{3 \text{ см}} = 41,2 \text{ см}; \quad (3.37)$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_{r,x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 41,2 \text{ см} \cdot \sqrt{\frac{24 \text{ кН} / \text{см}^2}{20600 \text{ кН} / \text{см}^2}} = 1,41. \quad (3.38)$$

Коэффициент устойчивости  $\varphi$  при центральном сжатии определяется по т. К.1 Приложения [1] стр. 158 в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$  и типа кривой устойчивости т. 1.4.1 [1] стр. 15. Для найденной гибкости  $\bar{\lambda} = 1,41$  коэффициент устойчивости  $\varphi = 0,9038$ .

$$N = 2 \cdot R_A^{всп.б.} = 2 \cdot 233,2 \text{ кН} = 466,4 \text{ кН}, \quad (3.39)$$

где  $R_{A(всп.б.)}$  – опорная реакция вспомогательной балки, кН.

$$\frac{466,4 \text{ кН}}{0,9038 \cdot 70,8 \text{ см}^2 \cdot 24 \text{ кН} / \text{см}^2 \cdot 0,9} = 0,34 \leq 1.$$

1.5.5.8 Местную устойчивость стенок балок 2-го и 3-го классов двутаврового и коробчатого сечений, симметричных относительно двух главных осей при отсутствии в расчетном сечении местных нормальных напряжений ( $\sigma_{loc} = 0$ ) (установлены ребра под силами) следует считать обеспеченной, если значение условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w$  не превышает значения предельной условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_{wv}$  ( $\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{wv}$ ), определяемой по т. 1.5.8 [1] стр. 35. При этом значения средних касательных напряжений  $\tau$  следует принимать равным  $\tau = Q/A_w$ , а значение  $\bar{\varepsilon}$  определять по формуле:

$$\bar{\varepsilon} = \frac{0,29}{\sqrt{0,0833 - (c_{1x} - 1) \cdot (\alpha_f + 0,167)}}, \quad [1.5.45] \quad (3.40)$$

где,  $c_{1x}$  – коэффициент, определяемый по формуле [1.5.36] [1] стр. 35;

$$c_{1x} = \frac{M_x}{W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad \text{или} \quad c_{1x} = \beta \cdot c_x$$

$M_x$  – изгибающий момент в расчетном сечении, кН·м;

$\bar{\varepsilon}$  – относительная линейная деформация сжатого пояса балки.

$$\tau = \frac{Q}{A_w} = \frac{970,3 \text{кН}}{150 \text{см}^2} = 6,5 \text{кН} / \text{см}^2; \quad (3.41)$$

$$A_w = h_w \cdot t_w = 125 \text{см} \cdot 1,2 \text{см} = 150 \text{см}^2.$$

Значение  $\bar{\lambda}_{tw}$  определяется по таблице 1.5.8 [1] стр.35 (интерполяцией).

$$\frac{\tau}{R_s} = \frac{6,5 \text{кН} / \text{см}^2}{13,9 \text{кН} / \text{см}^2} = 0,47. \quad (3.42)$$

Местная устойчивость стенки проверяется в отдельных отсеках, ограниченных по четырем сторонам полками и ребрами жесткости. Проверяем отсеки для случаев, когда изгибающие моменты и поперечные силы имеют наибольшие значения (одинарная штриховка на рис. 3.4). Нормальные и касательные напряжения определяются в крайних фибрах сжатой части стенки (отчетливая точка на рис. 3.4).

Для проверки местной устойчивости стенки в пределах каждого отсека определяются средние значения моментов и поперечных сил. При этом руководствуются следующим:

Если длина отсека  $a_r$  превышает его расчетную высоту  $h_{ef}$ , тогда значения внутренних усилий  $M$  и  $Q$  необходимо вычислять как средние для более напряженного участка отсека длиной  $h_{ef}$ , если в границах отсека изгибающий момент или поперечная сила изменяет свой знак, то их средние значения следует вычислять для такого участка отсека, где действуют соответственно внутренние усилия одного знака (1.5.5.2 [1] стр. 32).

Количество и расположение отсеков, в которых следует произвести проверки устойчивости стенки, должны быть согласованы с руководителем курсовой работы.

В данном примере проверку местной устойчивости стенки проверяем в двух отсеках (1 и 3, в одном больший изгибающий момент и минимальная поперечная сила в другом наоборот), средние значения моментов и поперечных сил определяются на расстоянии  $h_{ef}$ , т.к.  $a_r > h_{ef}$ .

**Средние значения моментов и поперечных сил 1 - го отсека:**

$$M_{x1} = \alpha_2 \left( R_A^{z.l.b.} \cdot \left( \frac{a}{2} - h_{ef} \right) \right) = 1,04 \left( 933 \text{кН} \cdot \left( \frac{2,85 \text{м}}{2} - 1,236 \text{м} \right) \right) = 183,4 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{x1} = Q_1 = 970,3 \text{кН}. \quad (3.43)$$

**Средние значения моментов и поперечных сил 3 - го отсека:**

$$M_{x3} = \alpha_2 \cdot \left( R_A^{z.l.b.} \cdot (1,5 \cdot a - h_{ef}) - P \cdot (a - h_{ef}) \right) =$$

$$= 1,04 \cdot \left( 933 \text{кН} \cdot (1,5 \cdot 2,85 \text{м} - 1,236 \text{м}) - 466,5 \text{кН} \cdot (2,85 \text{м} - 1,236 \text{м}) \right) =$$

$$= 2165,8 \text{кН} \cdot \text{м}; \quad (3.44)$$

$$Q_{x3} = Q_2 = 485,2 \text{кН}.$$

**Проверка местной устойчивости стенки 1-го отсека:**

$$c_{1x} = \frac{M_{x1}}{W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{18340 \text{кН} \cdot \text{см}}{12362 \text{см}^3 \cdot 24 \text{кН} / \text{см}^2 \cdot 0,9} = 0,069; \quad (3.45)$$

$$\alpha_f = \frac{A_f}{A_w} = \frac{25 \text{см} \cdot 3 \text{см}}{125 \text{см} \cdot 1,2 \text{см}} = 0,5; \quad (3.46)$$

$$\bar{\varepsilon} = \frac{0,29}{\sqrt{0,0833 - (0,069 - 1) \cdot (0,5 + 0,167)}} = 0,35;$$

$$\tau = \frac{Q}{A_w} = \frac{970,3 \text{кН}}{150 \text{см}^2} = 6,5 \text{кН} / \text{см}^2; \quad (3.47)$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{123,6 \text{см}}{1,2 \text{см}} \cdot \sqrt{\frac{24 \text{кН} / \text{см}^2}{20600 \text{кН} / \text{см}^2}} = 3,5. \quad (3.48)$$

Предельную условную гибкость  $\bar{\lambda}_{iw}$  определяется по таблице 1.5.8 [1] стр.35 в зависимости от  $\tau / R_s$  и  $\varepsilon$  (интерполяцией):

$$\frac{\tau}{R_s} = \frac{6,5 \text{кН} / \text{см}^2}{13,9 \text{кН} / \text{см}^2} = 0,47;$$

$$\bar{\lambda}_w = 3,5 < \bar{\lambda}_{iw} = 4,56$$

**Проверка местной устойчивости стенки 3-го отсека:**

$$c_{3x} = \frac{M_{x3}}{W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{216580 \text{кН} \cdot \text{см}}{12362 \text{см}^3 \cdot 24 \text{кН} / \text{см}^2 \cdot 0,9} = 0,81; \quad (3.49)$$

$$\alpha_f = \frac{A_f}{A_w} = \frac{25 \text{см} \cdot 3 \text{см}}{125 \text{см} \cdot 1,2 \text{см}} = 0,5; \quad (3.50)$$

$$\bar{\varepsilon} = \frac{0,29}{\sqrt{0,0833 - (0,81 - 1) \cdot (0,5 + 0,167)}} = 0,63;$$

$$\tau = \frac{Q}{A_w} = \frac{485,2 \text{кН}}{150 \text{см}^2} = 3,2 \text{кН} / \text{см}^2; \quad (3.51)$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{123,6 \text{см}}{1,2 \text{см}} \cdot \sqrt{\frac{24 \text{кН} / \text{см}^2}{20600 \text{кН} / \text{см}^2}} = 3,5. \quad (3.52)$$

Предельную условную гибкость  $\bar{\lambda}_{iw}$  определяется по таблице 1.5.8 [1] стр.35 в зависимости от  $\tau / R_s$  и  $\varepsilon$  (интерполяцией):

$$\frac{\tau}{R_s} = \frac{3,2 \text{кН} / \text{см}^2}{13,9 \text{кН} / \text{см}^2} = 0,23;$$

$$\bar{\lambda}_w = 3,5 < \bar{\lambda}_{iw} = 5,04.$$

Если проверка  $\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw}$  не выполняется, устанавливаем дополнительные ребра жесткости, делящие каждый отсек пополам и проверяем два отсека по методике проверки местной устойчивости стенки балок 1-го класса (1.5.5.1 [1] стр. 31) (пример расчета см. Приложение 1 М.У).

Проверки выполняются, местная устойчивость стенки главной балки обеспечена.

### 3.5.2. Местная устойчивость сжатого пояса

1.5.5.15 Местную устойчивость сжатых поясов следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса сжатого пояса балок 2-го и 3-го класса из однородной стали  $\bar{\lambda}_f$  не превышает значений предельной условной гибкости  $\bar{\lambda}_{uf}$ , которая определяется при  $2,2 \leq \bar{\lambda}_{uw} \leq 5,5$  по формуле (1.5.5.15 [1] стр. 38):

- для **необрамленных** свесов поясов балок двутаврового сечения

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06 \cdot \bar{\lambda}_{uw} = 0,17 + 0,06 \cdot 4,56 = 0,44; \quad [1.5.50] \quad (3.53)$$

Условная гибкость свеса пояса:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{11,9 \text{ см}}{3 \text{ см}} \cdot \sqrt{\frac{24 \text{ кН / см}^2}{20600 \text{ кН / см}^2}} = 0,14, \quad (3.54)$$

где,  $b_{ef}$  – свес поясного листа,  $b_{ef} = (b_f - t_w) / 2$  (см. рис.3.2), см.

$$\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf}; \quad (3.55)$$

$$0,14 \leq 0,45.$$

Проверка выполняется, местная устойчивость сжатого пояса обеспечена.

### 3.6 Расчет опорных частей главных балок

#### 3.6.1 Узел опирания на колонну крайнего ряда

Опорное давление в главных балках передается на крайние колонны через два опорных ребра расположенных по оси колонны (рис.3.5).

Нижние торцы ребер в этом случае фрезеруются для плотной пригонки к нижнему поясу балки, а для пропуска поясных швов в опорных ребрах срезают углы, что уменьшает их ширину по торцу на 10...15 мм. Принимаем вырез – 15 мм.

Требуемая ширина опорного ребра:

$$b_r \leq 0,5 \cdot (b_f - t_w); \quad (3.56)$$

$$b_r = 0,5 \cdot (25\text{см} - 1,2\text{см}) = 11,9\text{см}.$$

Действительная ширина принимается кратной 5 мм.

Принимаем ширину каждого опорного ребра  $b_r = 100$  мм.

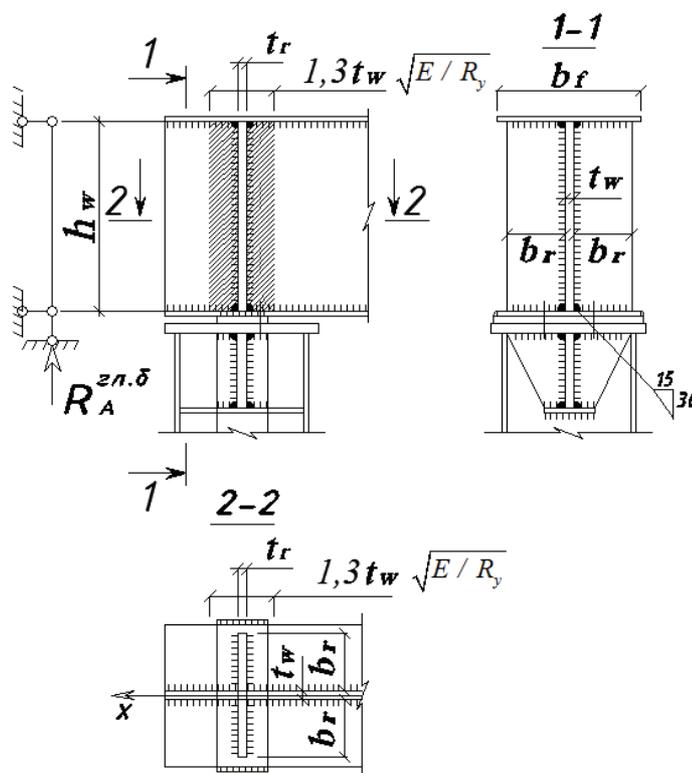


Рис 3.5. Узел опирания главной балки на колонну крайнего ряда

Толщина опорного ребра  $t_r$  должна быть не меньше, чем  $3 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y / E}$ , где  $b_r$  – ширина выступающей части:

$$t_r = 3 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \cdot 10 \text{ см} \cdot \sqrt{\frac{24 \text{ кН} / \text{см}^2}{20600 \text{ кН} / \text{см}^2}} = 1,02 \text{ см}. \quad (3.57)$$

Принимаем толщину каждого опорного ребра  $t_r = 12 \text{ мм}$ .

Опорные ребра проверяют:

### 1. на смятие торцов

$$\sigma = \frac{R_A^{\text{эл.б}}}{2 \cdot (b_r - 1,5 \text{ см}) \cdot t_r \cdot R_p} \leq 1; \quad (3.58)$$

$$\sigma = \frac{933 \text{ кН}}{2 \cdot (10 \text{ см} - 1,5 \text{ см}) \cdot 1,2 \text{ см} \cdot 36,1 \text{ кН} / \text{см}^2} = 1,3 > 1;$$

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{37 \text{ кН} / \text{см}^2}{1,025} = 36,1 \text{ кН} / \text{см}^2. \quad (3.59)$$

Т.к. проверка не выполняется необходимо увеличить толщину опорного ребра. **Принимаем толщину опорного ребра  $t_r = 16 \text{ мм}$ .**

$$\sigma = \frac{933 \text{ кН}}{2 \cdot (10 \text{ см} - 1,5 \text{ см}) \cdot 1,6 \text{ см} \cdot 36,1 \text{ кН} / \text{см}^2} = 0,95 < 1.$$

Окончательно толщину ребра увязываем с сортаментом листовой стали (см. Приложение М.У т.5).

### 2. на общую потерю устойчивости

Участок стенки балки в опорном сечении следует рассчитывать на потерю общей устойчивости, как центрально сжатый стержень, нагруженный опорной реакцией.

В случае укрепления стенки опорными ребрами с шириной выступающей части  $b_r$  в расчетное сечение этого стержня следует включать сечение опорных ребер и полосы стенки шириной не более чем  $0,65 \cdot t_w \sqrt{E/R_y}$  с каждой стороны ребра (1.5.5.13 [1] стр. 36).

Расчет на устойчивость элементов сплошного сечения при центральном сжатии выполняется по формуле:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_p \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.60)$$

где,  $A = A_r$  – площадь сечения сжатого стержня,  $см^2$ .

Площадь сечения такого условного вертикального стержня включает в себя опорные ребра и участок стенки с каждой стороны ребра. Расчетная длина стержня принимается равной высоте стенки  $h_w$ .

Площадь сечения углового стержня:

$$A_r = 2 \cdot b_r \cdot t_r + 2 \cdot 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \cdot t_w; \quad (3.61)$$

$$A_r = 2 \cdot 10см \cdot 1,6см + 2 \cdot 0,65 \cdot 1,2см \cdot \sqrt{\frac{20600кН / см^2}{24кН / см^2}} \cdot 1,2см = 86,8см^2,$$

Момент инерции, радиус инерции и гибкость такого стержня будут соответственно равны:

$$I_{r,x} = \frac{t_r \cdot (2 \cdot b_r + t_w)^3}{12} = \frac{1,6см \cdot (2 \cdot 10см + 1,2см)^3}{12} = 1270,4см^4; \quad (3.62)$$

$$i_{r,x} = \sqrt{\frac{I_{r,x}}{A_r}} = \sqrt{\frac{1270,42см^4}{86,8см^2}} = 3,8см; \quad (3.63)$$

$$\bar{\lambda}_{r,x} = \frac{h_{ef}}{i_{r,x}} = \frac{123,6 \text{ см}}{3,8 \text{ см}} = 32,5 \leq [120]. \quad (3.64)$$

Условная гибкость сжатого стержня:

$$\bar{\lambda}_r = \bar{\lambda}_{r,x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 32,5 \cdot \sqrt{\frac{24 \text{ кН} / \text{см}^2}{20600 \text{ кН} / \text{см}^2}} = 1,11. \quad (3.65)$$

Коэффициент устойчивости  $\varphi$  при центральном сжатии определяется по т. К.1 Приложения [1] стр. 158 в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}_r$  и типа кривой устойчивости (сечения «  $b$  ») т. 1.4.1 [1] стр. 15. Для найденной гибкости  $\bar{\lambda}_r = 1,11$  коэффициент устойчивости  $\varphi = 0,9364$ . Проверяем опорные ребра на общую устойчивость при центральном сжатии:

$$\frac{933 \text{ кН}}{0,9364 \cdot 86,8 \text{ см}^2 \cdot 36,1 \text{ кН} / \text{см}^2 \cdot 0,9} = 0,35 \leq 1;$$

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{37 \text{ кН} / \text{см}^2}{1,025} = 36,1 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

$R_y = R_p$  (1.5.5.13) Нижние торцы опорных ребер должны быть фрезерованы или плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки. Напряжение в расчетном сечении опорного ребра при действии опорной реакции не должно превышать расчетного сопротивления стали в случаях применения опорного ребра:

- в торце с использованием фрезерования (рис. 1.5.4 а) – смятию  $R_p$  при  $a \leq 1,5 \cdot t$  и сжатию  $R_y$  при  $a > 1,5 \cdot t$ ;

- со смещением от торца с использованием плотной пригонки или приваривания (рис. 1.5.4 б) – смятию  $R_p$ .

### 3.6.2 Узел опирания на колонну среднего ряда

На колонне среднего ряда устанавливаются две главные балки, что приводит к необходимости более компактного решения их узлов опирания (см. рис. 3.6). В этом случае единое опорное ребро приваривается к торцу балки, нижнюю часть которого строгают.

Ширина ребра назначается из условия:

$$b_r \leq b_f, \quad b_r = 250 \text{ мм.} \quad (3.66)$$

Принимаем ширину опорного ребра  $b_r = 250 \text{ мм}$ .

Толщина опорного ребра  $t_r$  должна быть не меньше, чем  $3 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y/E}$ , где  $b_r$  – ширина выступающей части:

$$t_r \geq 3 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \cdot 10 \text{ см} \cdot \sqrt{\frac{24 \text{ кН/см}^2}{20600 \text{ кН/см}^2}} = 1,02 \text{ см.} \quad (3.67)$$

Окончательно толщину ребра увязываем с сортаментом листовой стали (см. Приложение М.У т.5).

Принимаем толщину опорного ребра  $t_r = 14 \text{ мм}$ .

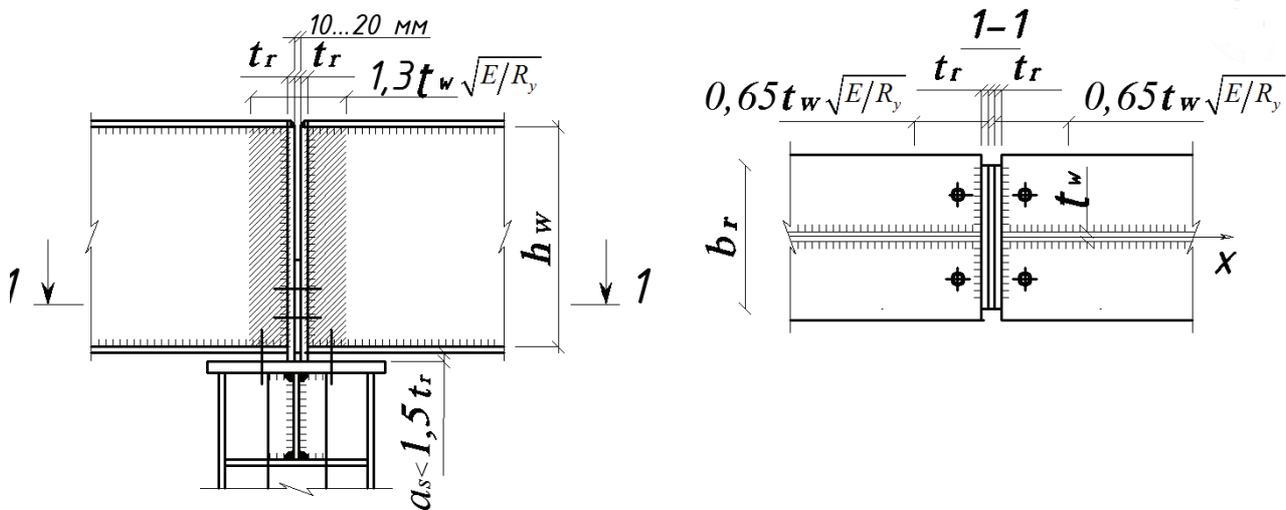


Рис. 3.6 Узел опирания главных балок на колонны среднего ряда

На рис. 3.6 опорное ребро приложено вертикально вдоль конца главной балки и должно выступать вниз не более чем на  $1,5 \cdot t_r$  ( $1,5 \cdot t_r = 2,1 \text{ см}$ ).

Опорные ребра проверяют:

### 1. на смятие торцов

$$\sigma = \frac{N}{b_f \cdot t_r \cdot R_p} \leq 1; \quad (3.68)$$

$$\sigma = \frac{933 \text{ кН}}{25 \text{ см} \cdot 1,4 \text{ см} \cdot 36,1 \text{ кН / см}^2} = 0,74 \leq 1.$$

### 2. на общую потерю устойчивости

В средней части по длине опорного ребра, возможна его потеря устойчивости.

Устойчивость опорного ребра проверяется с учетом участия в работе примыкающей части стенки балки (рис. 3.6). В этом случае площадь, момент инерции, радиус инерции поперечного сечения и гибкость условного стрелня будут равны:

$$A_r = b_f \cdot t_r + 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \cdot t_w; \quad (3.69)$$

$$A_r = 25 \text{ см} \cdot 1,4 \text{ см} + 0,65 \cdot 1,2 \text{ см} \cdot \sqrt{\frac{24 \text{ кН / см}^2}{20600 \text{ кН / см}^2}} \cdot 1,2 \text{ см} = 35,03 \text{ см}^2;$$

$$I_{r,x} = \frac{t_r \cdot b_f^3}{12} = \frac{1,4 \text{ см} \cdot (25 \text{ см})^3}{12} = 1822,9 \text{ см}^4; \quad (3.70)$$

$$i_{r,x} = \sqrt{\frac{I_{r,x}}{A_r}} = \sqrt{\frac{1822,9 \text{ см}^4}{35,03 \text{ см}^2}} = 7,2 \text{ см}; \quad (3.71)$$

$$\bar{\lambda}_{r,x} = \frac{h_{ef}}{i_{r,x}} = \frac{123,6 \text{ см}}{7,2 \text{ см}} = 17,2 \leq [120]. \quad (3.72)$$

Условная гибкость сжатого стержня:

$$\bar{\lambda}_r = \bar{\lambda}_{r,x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 17,2 \cdot \sqrt{\frac{24 \text{ кН} / \text{см}^2}{20600 \text{ кН} / \text{см}^2}} = 0,59. \quad (3.73)$$

Коэффициент устойчивости  $\varphi$  при центральном сжатии определяется по т. К.1 Приложения [1] стр. 158 в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}_r$  и типа кривой устойчивости (сечения «с») т. 1.4.1 [1] стр. 15. Для найденной гибкости  $\bar{\lambda}_r = 0,59$  коэффициент устойчивости  $\varphi = 0,9521$ .

$$\frac{N}{\varphi \cdot A_r \cdot R_p \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad (3.74)$$

$$\frac{933 \text{ кН}}{0,9521 \cdot 35,03 \text{ см} \cdot 36,1 \text{ кН} / \text{см}^2 \cdot 0,9} = 0,86 \leq 1.$$

### 3.7 Расчет поясных сварных швов

Поясные угловые швы выполняются полуавтоматической сваркой, и рассчитываются на сдвигающее усилие на погонный сантиметр в месте соединения полки со стенкой.

Сдвигающее усилие определяется по формуле:

$$T = \frac{Q_{max} \cdot S_f}{I_x} = \frac{970,3 \text{ кН} \cdot 4800 \text{ см}^3}{809712,5 \text{ см}^4} = 5,8 \text{ кН} / \text{см}, \quad (3.75)$$

где,  $Q_{max}$  – максимальная расчетная поперечная сила главной балки, кН;

$S_f$  – статический момент полки главной балки относительно нейтральной оси,  $см^3$ ;

$I_x$  – момент инерции сечения главной балки,  $см^4$ .

Каждый поясной шов рассчитывается на условный срез по двум сечениям:

1. По металлу шва (сечение 1, рис. 3.7):

$$\frac{T}{\beta_f \cdot k_f \cdot n \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad (3.76)$$

$$\frac{5,8кН / см}{0,9 \cdot 0,7см \cdot 2 \cdot 18кН / см^2 \cdot 0,9} = 0,28 \leq 1.$$

2. По металлу границы сплавления (сечение 2, рис. 3.7):

$$\frac{T}{\beta_f \cdot k_f \cdot n \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad (3.77)$$

$$\frac{5,8кН / см}{1,05 \cdot 0,7см \cdot 2 \cdot 16,65кН / см^2 \cdot 0,9} = 0,26 \leq 1,$$

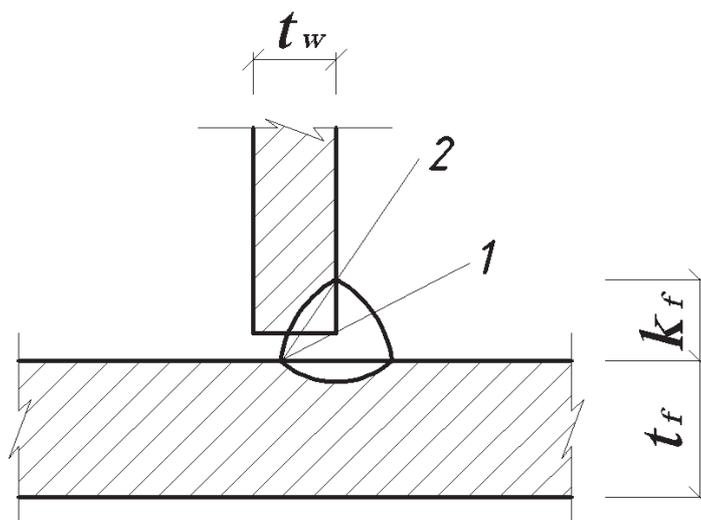


Рис. 3.7. Сечение условного среза поясных швов

где,  $\beta_f, \beta_z$  – коэффициенты перехода от катета углового шва к расчетной ширине сечения углового шва соответственно в плоскости наплавленного металла и в плоскости металла границы сплавления, определяемые по т. 1.12.2 [1] стр. 68 в зависимости от вида сварки и положения шва,  $\beta_f = 0,9$ ,  $\beta_z = 1,05$ ;

$k_f$  – катет шва, минимальное значение которого определяется по т. 1.12.1 [1] стр. 68,  $k_f = 7\text{мм}$ ;

$n$  – количество швов, для односторонних и двухсторонних, соответственно 1 или 2;

$R_{wf}$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условного) в плоскости наплавленного металла т. Ж2 Приложения [1] стр.154,  $R_{wf} = 18\text{кН} / \text{см}^2$ ;

$R_{wz}$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условного) в плоскости металла границы сплавления,  $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37\text{кН} / \text{см}^2 = 16,65\text{кН} / \text{см}^2$ ;

$R_{un}$  – характеристическое значение временного сопротивления стали разрыву таблица Е2 стр. 148,  $R_{un} = 37\text{кН} / \text{см}^2$ .

### **3.8 Расчет и конструирование сопряжения вспомогательных балок с главными**

#### **3.8.1 Этажное сопряжение**

При этажном сопряжении болты ставятся конструктивно с учетом требований т. 1.12.3 [1] стр.72.

Минимальное расстояние между торцом вспомогательной балки и центрами болтов должно быть не меньше, чем  $1,5 d$ . Болты предназначены для фиксации положения вспомогательных балок и раскрепления верхнего сжатого

пояса главной балки от горизонтальных перемещений, ведущих к потере общей устойчивости конструкции. Диаметр болтов принимается 16...20 мм.

### 3.8.2 Сопряжение в один уровень

В случае необходимости сопряжения балок в одном уровне, стенка вспомогательной балки крепится к ребру жесткости главной балки на болтах, для чего у вспомогательной балки вырезают концевые участки полок (см. рис. 3.8). Опорная реакция вспомогательной балки воспринимается соединительными болтами, работающими на срез.

В зависимости от номера используемого прокатного двутавра по т. 17, Приложения М.У. определяется максимально допустимый диаметр отверстия в стенке вспомогательной балки  $d_{отв}$

Определяем диаметр болтов. Для болтов класса точности **B** принимается на 3 мм меньше диаметра отверстия, т.е:

$$d_b \leq d_{отв} - 0,3см; \quad (3.63)$$

$$d_b = 2,5см - 0,3см = 2,2см.$$

И увязываем с существующими диаметрами болтов см. т. Ж.8 Приложения [1] стр.156.

**Принимаем болт  $d = 22$  мм.**

В соответствии с принятым диаметром болтов уточняется диаметр их отверстий:

$$d_{отв} = d_b + 0,3см = 2,2см + 0,3см = 2,5см. \quad (3.64)$$

Возможно два вида разрушения болтового соединения:

- срез болтов при достаточно толстых ребрах и стенке вспомогательной балки;

- смятие поверхности отверстий наиболее тонкого из соединяемых листов (стенки вспомогательной балки либо ребра жесткости главной балки).

1.12.2.9 Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом при условном срезе болта:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c; \quad [1.12.12] \quad (3.65)$$

$$N_{bs} = 21 \text{кН} / \text{см}^2 \cdot 3,8 \text{см}^2 \cdot 1 \cdot 0,72 \cdot 0,9 = 51,7 \text{кН}.$$

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом при смятии металла, соединяемых элементов в отверстиях:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t_{min} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c; \quad [1.12.12] \quad (3.66)$$

$$N_{bp} = 47,5 \text{кН} / \text{см}^2 \cdot 2,2 \text{см} \cdot 1,1 \text{см} \cdot 0,72 \cdot 0,9 = 74,5 \text{кН},$$

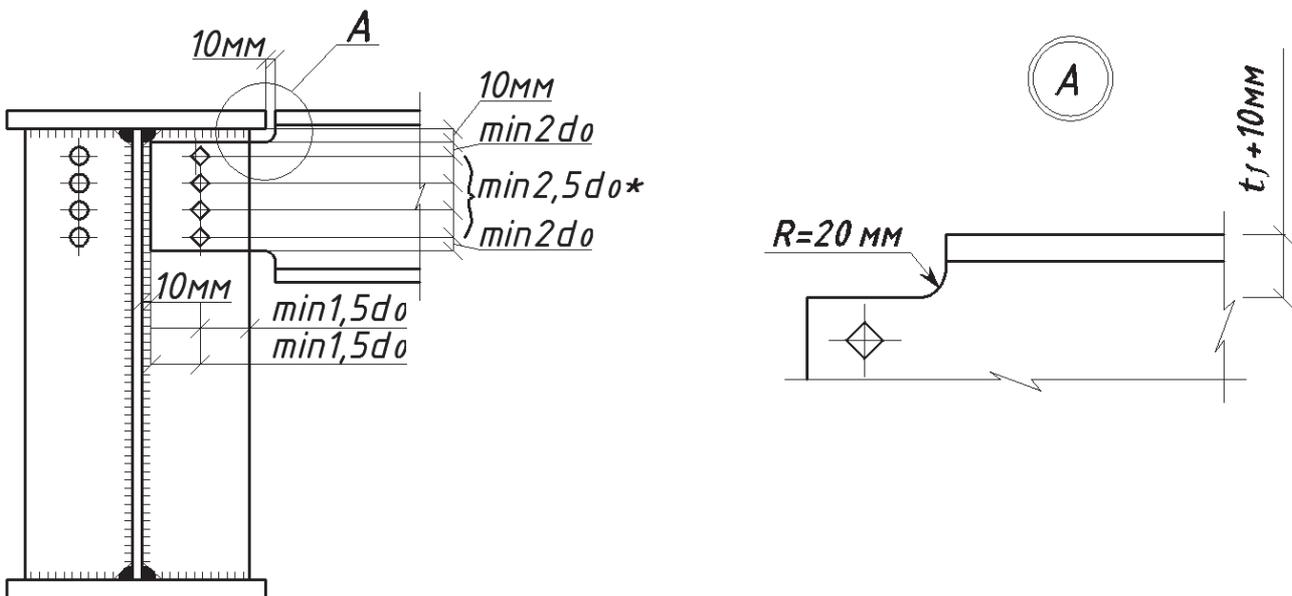


Рис. 3.8. Сопряжение вспомогательной балки с главной в одном уровне

где,  $R_{bs}$  – расчетное сопротивление срезу одноболтового соединения, т.  
Ж.4 Приложения [1] стр.154,  $R_{bs} = 21кН / см^2$ ;

$R_{bp}$  – расчетное сопротивление смятию одноболтового соединения,  
т. Ж.5 Приложения [1] стр.154, класс точности болтов В и С  
(1.12.2.3 [1] стр. 72),  $R_{bp} = 47,5кН / см^2$ ;

$n_s$  – количество расчетных плоскостей среза одного болта, в  
данном случае  $n_s = 1$ ;

$d_b$  – наружный диаметр болта, см;

$A_b$  – площадь поперечного сечения болта по резьбе таблица, т. Ж8  
[1] Приложения стр. 156,  $см^2$ ;

$\gamma_b$  – коэффициент условий работы болтового соединения, т. 1.12.4  
[1] для болтов точности А, В с границей текучести

$$\text{до } 290 \text{ Н/мм}^2 \rightarrow \gamma_b = 0,4 \cdot a / d + 0,2 = 0,4 \cdot \frac{1,5 \cdot d}{d} + 0,2 = 0,8$$

где,  $d$  – диаметр отверстия для болта,  $a$  – расстояние от края  
элемента до центра ближайшего отверстия вдоль линии  
действия усилия. По т.1.12.3 [1]  $a=1,5d$ .

Примечание 1. к т. 1.12.4 Для расчета многоболтового  
соединения значение коэффициента  $\gamma_b$  следует умножать на 0,9

$$\gamma_b \cdot 0,9 = 0,8 \cdot 0,9 = 0,72 ;$$

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы, т. 1.1.1 [1],  $\gamma_c = 0,9$ ;

$\sum t_{min}$  – наименьшая суммарная толщина элементов в соединении,  
снимаемых в одном направлении, в данном случае равняется  
меньшей толщине: стенки вспомогательной балки  $t = 1,1 \text{ см}$   
(см. Приложение М.У. т. 2) или ребра жесткости  $t_r = 1,2 \text{ см}$ ,  
принимаем  $\sum t_{min} = 1,1 \text{ см}$ .

Из двух найденных расчетных усилий  $N_{bs}$  и  $N_{bp}$  выбираем меньшее значение  $N_{b,min}$ , по которому и определяем требуемое количество болтов:

$$n \geq \frac{N}{N_{b,min}}; \quad [1.12.15] (3.67)$$

$$n = \frac{233,2кН}{51,7кН} = 4,5.$$

**Принимаем количество болтов — 5 шт.**

Уменьшить количество болтов можно увеличив расстояние от края элемента до центра ближайшего отверстия  $a$ .

## ЛИТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.6 – 163:2010 «Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу». Мінрегіонбуд України. – К.: 2011. – 202 с.
2. ДБН В.1.2. – 2: 2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування», Мінбуд України. – К.: 2006. – 59 с.
3. «Металлические конструкции» в 3-х т. под редакцией В.В. Горева. –М.: Высшая школа, 2001 г.
4. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. «Металеві конструкції». – Львів: Світ, 2002. – 311 с.

## ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Если проверка  $\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{iw}$  не выполняется, устанавливаем дополнительные ребра жесткости, делящие каждый отсек пополам и проверяем два отсека по методике проверки местной устойчивости стенки балок 1-го класса (1.5.5.1 [1] стр. 31) по формуле:

$$\frac{1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1, \quad [1.5.39] \quad (1)$$

$$\text{при } \bar{\lambda}_w \leq 6\sqrt{\frac{R_y}{\sigma}}. \quad (2)$$

Проверку местной устойчивости стенок балок 1-го класса следует выполнять для расчетных сечений, где наибольшие сжимающие напряжения  $\sigma$ , средние касательные напряжения  $\tau$  и местные нормальные напряжения  $\sigma_{loc}$ , обусловлены сосредоточенным нагружением, приложенным к поясу балки. При этом, нормальные сжимающие напряжения  $\sigma$  необходимо определять в опасных точках сечения стенки и принимать в расчет со знаком «плюс» (1.5.5.2 [1] стр. 31).

### Проверка местной устойчивости стенки 1-го отсека:

$$\sigma = \frac{M_{x1}}{I_{xn}} \cdot y; \quad [1.5.37] \quad (3)$$

$$\sigma_1 = \frac{M_{x1}}{I_{xn}} \cdot y = \frac{M_{x1}}{I_{xn}} \cdot \frac{h_w}{2} = \frac{18340 \text{ кН} \cdot \text{см}}{809712,5 \text{ см}^4} \cdot \frac{125 \text{ см}}{2} = 1,4 \text{ кН} / \text{см}^2,$$

где,  $M_{xi}$ ,  $Q_{xi}$  – средние значения соответственно изгибающего момента и поперечной силы, которые действуют в границах отсека (см. формулы 3.43, 3.44),  $\text{кН} \cdot \text{см}$ .

$$\bar{\lambda}_w = 3,5 \leq 6 \cdot \sqrt{\frac{24 \text{кН} / \text{см}^2}{1,4 \text{кН} / \text{см}^2}} = 24,8.$$

Т.к. под каждой силой стоит пара ребер жесткости  $\sigma_{loc} = 0$ . Тогда формула проверки местной устойчивости стенки примет следующий вид:

$$\frac{1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1. \quad (4)$$

Критические нормальные напряжения определяются по формуле:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{35,5 \cdot 24 \text{кН} / \text{см}^2}{3,5^2} = 69,6 \text{кН} / \text{см}^2, \quad (5)$$

где,  $c_{cr}$  – коэффициент, определяемый по т. 1.5.2 п.1.5.5.4-1.5.5.6 [1] стр. 33, в зависимости от вида поясных соединений и значения коэффициента  $\delta$ .

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3, \quad [1.5.43] (6)$$

где,  $\beta$  – коэффициент, определяемый по т. 1.5.3 [1] стр. 33,  
 $\beta = \infty \rightarrow \delta = \infty, c_{cr} \rightarrow 35,5$ .

$$\tau_1 = \frac{Q_{x1}}{h_w \cdot t_w} = \frac{970,3 \text{кН}}{125 \text{см} \cdot 1,2 \text{см}} = 6,5 \text{кН} / \text{см}^2, \quad [1.5.38] (7)$$

Критические касательные напряжения:

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_d^2}; \quad [1.5.42] (8)$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,15^2}\right) \cdot \frac{13,9 \text{кН} / \text{см}^2}{3,5^2} = 18,4 \text{кН} / \text{см}^2,$$

где,  $\mu$  – отношение большей стороны рассматриваемого отсека к меньшей:

$$\mu = \frac{a}{h_{ef}} = \frac{142,5 \text{см}}{123,6 \text{см}} = 1,15$$

$d$  – меньшая сторона отсека ( $h_{ef}$  или  $a_r$ ), см;

$\sigma_{cr}$  – критические нормальные напряжения, кН/см<sup>2</sup>;

$\tau_{cr}$  – критические касательные напряжения, кН/см<sup>2</sup>.

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{123,6 \text{см}}{1,2 \text{см}} \cdot \sqrt{\frac{24 \text{кН} / \text{см}^2}{20600 \text{кН} / \text{см}^2}} = 3,5; \quad (9)$$

$$R_s = 0,58 \cdot \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0,58 \cdot \frac{24,5 \text{кН} / \text{см}^2}{1,025} = 13,9 \text{кН} / \text{см}^2;$$

$$\frac{1}{0,9} \cdot \sqrt{\left(\frac{1,4 \text{кН} / \text{см}^2}{69,6 \text{кН} / \text{см}^2}\right)^2 + \left(\frac{6,5 \text{кН} / \text{см}^2}{18,4 \text{кН} / \text{см}^2}\right)^2} = 0,39 \leq 1.$$

### Проверка местной устойчивости стенки 3-го отсека:

$$\sigma_3 = \frac{M_{x3}}{I_{xn}} \cdot y = \frac{M_{x3}}{I_{xn}} \cdot \frac{h_w}{2} = \frac{216580 \text{кН} \cdot \text{см};}{809712,5 \text{см}^4} \cdot \frac{125 \text{см}}{2} = 16,7 \text{кН} / \text{см}^2; \quad (10)$$

$$\bar{\lambda}_w = 3,5 \leq 6 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_3}} = 6 \sqrt{\frac{24 \text{кН} / \text{см}^2}{16,7 \text{кН} / \text{см}^2}} = 7,2; \quad (11)$$

$$\tau_3 = \frac{Q_{x3}}{h_w \cdot t_w} = \frac{485,2 \text{кН}}{125 \text{см} \cdot 1,2 \text{см}} = 3,2 \text{кН} / \text{см}^2. \quad (12)$$

Проверяем местную устойчивость стенки 3-го отсека:

$$\frac{1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_3}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1; \quad (13)$$

$$\frac{1}{0,9} \cdot \sqrt{\left(\frac{16,7 \text{кН} / \text{см}^2}{69,6 \text{кН} / \text{см}^2}\right)^2 + \left(\frac{3,2 \text{кН} / \text{см}^2}{18,4 \text{кН} / \text{см}^2}\right)^2} = 0,33 \leq 1.$$

## ПРИЛОЖЕНИЕ

### Характеристические и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе для листового, широкополосного универсального и фасонного проката согласно с ГОСТ 27772

Таблица 1 (т. Е.2 Приложения [1] стр. 148)

Сталь	Толщина проката, мм	Характеристическое сопротивление проката, Н/мм <sup>2</sup>				Расчетное сопротивление проката, Н/мм <sup>2</sup>			
		листового, широкополосного, универсального		фасонного		листового, широкополосного, универсального		фасонного	
		$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_y$	$R_u$	$R_y$	$R_u$
С235	от 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	свыше 20 до 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	свыше 40 до 100	215	360	–	–	210	350	–	–
	свыше 100	195	360	–	–	190	350	–	–
С245	от 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	свыше 20 до 30	–	–	235	370	–	–	230	360
С255	от 2 до 3,9	255	380	–	–	250	370	–	–
	от 4 до 10	245	380	255	380	240	370	250	370
	свыше 10 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	свыше 20 до 40	235	370	235	370	230	360	230	360
С275	от 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	свыше 10 до 20	265	370	275	380	260	360	270	370
С285	от 2 до 3,9	285	390	–	–	280	380	–	–
	от 4 до 10	275	390	285	400	270	380	280	390
	свыше 10 до 20	265	380	275	390	260	370	270	380
С345	от 2 до 10	345	490	345	490	335	480	335	480
	свыше 10 до 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	свыше 20 до 40	305	460	305	460	300	450	300	450
	свыше 40 до 60	285	450	–	–	280	440	–	–
	свыше 60 до 80	275	440	–	–	270	430	–	–
С345К	от 4 до 10	345	470	345	470	335	460	335	460
С355	от 8 до 50	355	450	–	–	340	430	–	–
С375	от 2 до 10	375	510	375	510	365	500	365	500
	свыше 10 до 20	355	490	355	490	345	480	345	480
	свыше 20 до 40	335	480	335	480	325	470	325	470
С390	от 4 до 50	390	540	–	–	380	530	–	–
С390К	от 4 до 30	390	540	–	–	380	530	–	–
С440	от 4 до 30	440	590	–	–	430	575	–	–
	свыше 30 до 50	410	570	–	–	400	555	–	–
С590	от 8 до 50	590	700	–	–	540	630	–	–
	от 16 до 40	540	635	–	–	515	605	–	–

- 1) За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.  
 2) За характеристическое сопротивление приняты гарантированные значения границы текучести и временного сопротивления.  
 3) Значения расчетных сопротивлений получены делением характеристических сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу, определенные согласно 1.3.2 с округлением до 5 Н/мм<sup>2</sup>.
- Примечание.** Расчетные сопротивления  $R_{yn}$  стенок горячекатаных двутавров и швеллеров допускается увеличивать на 10% к сравнению с  $R_y$ .

## Двутавры стальные горячекатаные (ГОСТ 8239-72)

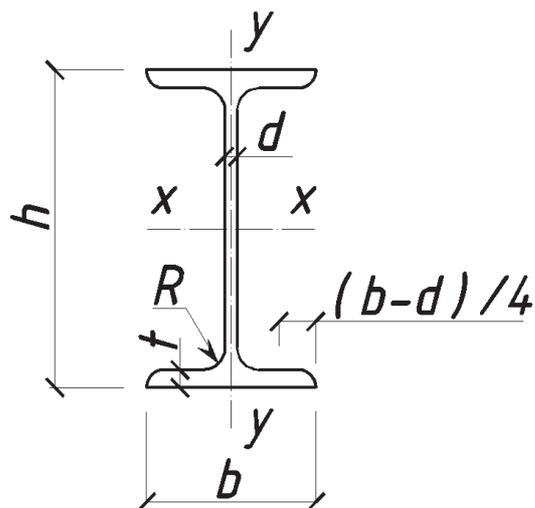
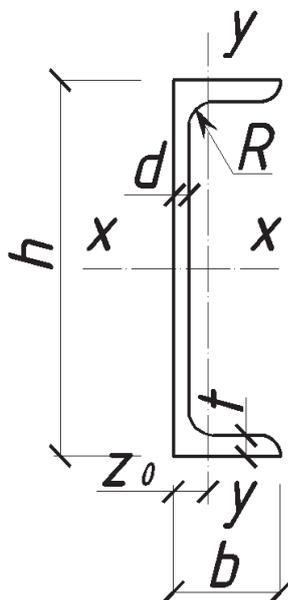


Таблица 2

№ профиля	Масса <i>I</i> м.п. кг	Размеры, мм				Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Ось X-X		
		<i>h</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>t</i>		<i>I<sub>x</sub></i> см <sup>4</sup>	<i>W<sub>x</sub></i> см <sup>3</sup>	<i>S<sub>x</sub></i> см <sup>3</sup>
10	9,46	100	55	4,5	7,2	12,0	198	39,7	23,0
12	11,50	120	64	4,8	7,3	14,7	350	58,4	33,7
14	13,70	140	73	4,9	7,5	17,4	572	81,7	46,8
16	15,90	160	81	5,0	7,8	20,2	873	109,0	62,3
18	18,40	180	90	5,1	8,1	23,4	1290	143,0	81,4
18а	19,90	180	100	5,1	8,3	25,4	1430	159,0	89,8
20	21,00	200	100	5,2	8,4	26,8	1840	184,0	104,0
20а	22,70	200	110	5,2	8,6	28,9	2030	203,0	114,0
22	24,00	220	110	5,4	8,7	30,6	2550	232,0	131,0
22а	25,80	220	120	5,4	8,9	32,8	2790	254,0	143,0
24	27,30	240	115	5,6	9,5	34,8	3460	289,0	163,0
24а	29,40	240	125	5,6	9,8	37,5	3800	317,0	178,0
27	31,50	270	125	6,0	9,8	40,2	5010	371,0	210,0
27а	33,90	270	135	6,0	10,2	43,2	5500	407,0	229,0
30	36,50	300	135	6,5	10,2	46,5	7080	472,0	268,0
30а	39,20	300	145	6,5	10,7	49,9	7780	518,0	282,0
33	42,20	330	140	7,0	11,2	53,8	9840	597,0	339,0
36	48,60	360	145	7,5	12,3	61,9	13380	743,0	423,0
40	57,00	400	155	8,3	13,0	72,6	19062	953,0	545,0
45	66,50	450	160	9,0	14,2	84,7	27696	1231,0	708,0
50	78,50	500	170	10,0	15,2	100,0	39727	1589,0	919,0
55	92,60	550	180	11,0	16,5	118,0	55962	2035,0	1181
60	108,0	600	190	12,0	17,8	138,0	76806	2560,0	1491

**Швеллеры стальные горячекатаные  
с уклоном внутренних граней полок (по ГОСТ 8240-97)**



**Таблица 3**

№ профиля	Масса <i>I м.п.</i> кг	Размеры, мм				Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Ось X-X		
		<i>h</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>t</i>		<i>I<sub>x</sub></i> см <sup>4</sup>	<i>W<sub>x</sub></i> см <sup>3</sup>	<i>S<sub>x</sub></i> см <sup>3</sup>
5	4,84	50	32	4,4	7	6,16	22,8	9,1	5,59
6,5	5,9	65	36	4,4	7,2	7,51	48,6	15	9,0
8	7,05	80	40	4,5	7,4	8,98	89,4	22,4	13,3
10	8,59	100	45	4,5	7,6	10,9	174	34,8	20,4
12	10,4	120	52	4,8	7,8	13,3	304	50,6	29,6
14	12,3	140	58	4,9	8,1	15,6	491	70,2	40,8
16	14,2	160	64	5	8,4	18,1	747	93,4	54,1
18	16,3	180	70	5,1	8,7	20,7	1090	121	68,8
20	18,4	200	76	5,2	9	23,4	1520	152	87,8
22	21	220	82	5,4	9,5	26,7	2110	192	110
24	24	240	90	5,6	10	30,6	2900	242	139
27	27,7	270	95	6	10,5	35,2	4160	308	178
30	31,8	300	100	6,5	11	40,5	5810	387	224
33	36,5	330	105	7	11,7	46,5	7980	484	281
36	41,9	360	110	7,5	12,6	53,4	10820	601	350
40	48,3	400	115	8	13,5	61,5	15220	761	444

**Вертикальные граничные значения прогибов балок покрытий и  
перекрытий, открытых для обзора в соответствии  
с эстетико-психологическими требованиями**

**Таблица 4**

Пролет $l, м$	Вертикальные предельные прогибы [ $f_u$ ]	Нагрузка для определения вертикальных прогибов
$l \leq 1$	$l / 120$	Постоянные и предельные длительные
$l = 3$	$l / 150$	
$l = 6$	$l / 200$	
$l = 24 (12)$	$l / 250$	
$l \geq 36 (24)$	$l / 300$	

**Сталь листовая по ГОСТ 19903-74**

**Таблица 5, а**

Ширина, мм	Масса $lп.м.$ в кг при толщине, мм						
	6	8	10	12	14	16	18
<b>1250</b>	58,88	78,50	98,13	117,75	137,38	157,00	176,63
<b>1400</b>	65,94	87,92	109,90	131,88	153,86	175,84	197,82
<b>1500</b>	70,65	94,20	117,75	141,30	164,85	188,40	211,95
<b>1600</b>	75,36	100,40	125,60	150,72	175,84	200,96	226,08
<b>1800</b>	84,78	113,04	141,30	169,56	197,82	226,08	254,34

**Сталь прокатная широкополосная, универсальная по ГОСТу 82-70**

**Таблица 5, б**

Ширина, мм	Масса 1 м полосы, кг при толщине, мм													
	6	7	8	9	10	11	12	14	16	18	20	22		
200	9,42	10,99	12,56	14,13	15,70	17,27	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40	34,54		
210	9,89	11,54	13,19	14,84	16,49	18,13	19,78	23,08	26,38	29,67	32,97	36,27		
220	10,36	12,09	13,82	15,54	17,27	19,00	20,72	24,18	27,63	31,09	34,54	37,99		
240	11,30	13,19	15,07	16,96	18,84	20,72	22,61	26,28	30,14	33,91	37,68	41,45		
250	11,78	13,74	15,70	17,66	19,63	21,59	23,55	27,48	31,40	35,33	39,25	43,18		
260	12,25	14,29	16,33	18,37	20,41	22,45	24,49	28,57	32,66	36,74	40,82	44,90		
280	13,19	15,89	17,58	19,88	21,98	24,18	26,38	30,77	35,17	39,56	43,96	48,36		
300	14,13	16,49	18,84	21,20	23,55	25,91	28,26	32,97	37,68	42,39	47,10	51,81		
320	15,07	17,58	20,10	22,61	25,12	27,63	30,14	35,17	40,19	45,22	50,24	55,26		
340	16,01	18,68	21,35	24,02	26,69	29,36	32,03	37,37	42,70	48,04	53,38	58,72		
360	16,96	19,78	22,61	25,43	28,26	31,09	33,91	39,56	45,22	50,87	56,52	62,17		
380	17,90	20,88	23,86	26,85	29,83	32,81	35,80	41,76	47,73	53,69	59,66	65,63		
400	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40	34,54	37,68	43,96	50,24	56,52	62,80	69,08		
420	19,78	23,08	26,38	29,67	32,97	36,27	39,56	46,16	52,75	59,35	65,94	72,53		
450	21,20	24,73	28,26	31,79	35,33	38,86	42,39	49,46	56,52	63,59	70,65	77,72		
480	22,61	26,37	30,14	33,91	37,68	41,44	45,21	52,75	60,29	67,82	75,36	82,89		
500	23,55	27,48	31,40	35,33	39,25	43,18	47,10	54,95	62,80	70,65	78,50	86,35		
530	24,96	29,12	33,28	37,44	41,61	45,77	49,93	58,25	66,57	74,89	83,21	91,53		
560	26,37	30,77	35,17	39,56	43,96	48,35	52,75	61,54	70,33	79,12	87,92	96,71		
600	28,26	32,97	36,68	42,39	47,10	51,81	56,52	65,94	75,36	84,78	94,20	103,62		
630	29,67	34,62	39,56	44,51	49,46	54,40	59,35	69,24	79,13	89,02	98,91	108,80		
650	30,62	35,72	40,82	45,92	51,03	56,13	61,23	71,44	81,64	91,85	102,05	112,26		
670	31,53	36,80	42,15	47,30	52,59	57,80	63,10	73,60	84,10	94,60	105,18	115,60		
700	32,97	38,46	43,96	49,46	54,95	60,44	65,94	76,93	87,92	98,91	109,90	120,89		
750	35,33	41,21	47,10	52,99	58,88	64,76	70,65	82,43	94,20	105,90	117,75	129,53		
800	37,68	43,96	50,24	56,52	62,80	69,08	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	138,16		
850	40,04	46,71	53,38	60,05	66,73	73,40	80,07	93,42	106,76	120,11	133,45	146,80		
900	42,39	49,46	56,52	63,59	70,65	77,72	84,78	98,91	113,04	127,17	141,30	155,43		
950	44,75	52,20	59,66	67,12	74,58	82,03	89,49	104,41	119,32	134,24	149,15	164,07		
1000	47,10	54,95	62,80	70,65	78,50	86,35	94,20	109,90	125,60	141,30	157,00	172,70		
1050	49,46	57,70	65,94	74,18	82,43	90,67	98,91	115,40	131,88	148,37	164,85	181,34		

## Сталь прокатная широкополосная, универсальная по ГОСТу 82-70

Таблица 5, в

Ширина, <i>мм</i>	Масса 1 м полосы, кг при толщине, мм					
	25	28	30	32	36	40
<b>200</b>	39,25	43,96	47,10	50,24	56,52	62,80
<b>210</b>	41,21	46,16	49,46	52,75	59,35	65,94
<b>220</b>	43,18	48,36	51,81	55,26	62,17	69,08
<b>240</b>	47,10	52,75	56,52	60,29	67,82	75,36
<b>250</b>	49,06	54,95	58,88	62,80	70,65	78,50
<b>260</b>	51,03	57,15	61,23	65,31	73,48	81,64
<b>280</b>	54,95	61,54	65,94	70,34	79,13	87,92
<b>300</b>	58,88	65,94	70,65	75,36	84,78	94,20
<b>320</b>	62,80	70,34	75,36	80,38	90,43	100,48
<b>340</b>	66,73	74,73	80,07	85,41	96,08	106,76
<b>360</b>	70,65	79,13	84,78	90,43	101,74	113,04
<b>380</b>	74,58	83,52	89,49	95,46	107,39	119,32
<b>400</b>	78,50	87,92	94,20	100,48	113,04	125,60
<b>420</b>	82,43	92,32	98,91	105,50	118,69	131,88
<b>450</b>	88,31	98,91	105,98	113,04	127,17	141,30
<b>480</b>	94,20	105,50	113,04	120,55	135,65	150,72
<b>500</b>	98,13	109,90	117,75	125,60	141,30	157,00
<b>530</b>	104,01	116,49	124,82	133,14	149,78	166,42
<b>560</b>	109,90	123,08	131,88	140,67	158,25	175,84
<b>600</b>	117,75	131,88	141,30	150,72	169,56	188,40
<b>630</b>	123,64	138,47	148,37	158,26	178,04	197,82
<b>650</b>	127,56	142,87	153,08	163,28	183,69	204,10
<b>670</b>	131,50	147,40	157,78	168,40	189,40	210,36
<b>700</b>	137,38	153,86	164,85	175,84	197,82	219,80
<b>750</b>	147,19	164,85	176,63	188,40	211,95	235,50
<b>800</b>	157,00	175,84	188,40	200,96	226,08	251,20
<b>850</b>	166,81	186,83	200,18	213,52	240,21	266,90
<b>900</b>	176,63	197,82	211,95	226,08	254,34	282,60
<b>950</b>	186,44	208,81	223,73	238,64	268,47	298,30
<b>1000</b>	196,25	219,80	235,50	251,20	282,60	314,00
<b>1050</b>	206,06	230,79	247,28	263,76	296,73	329,70

## Коэффициенты устойчивости при центральном сжатии

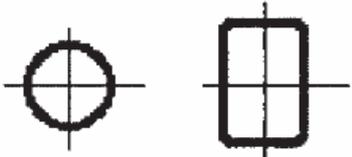
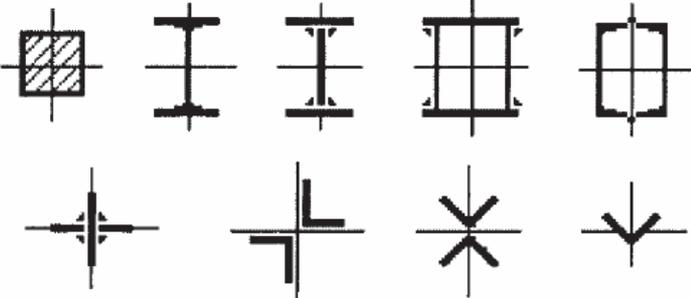
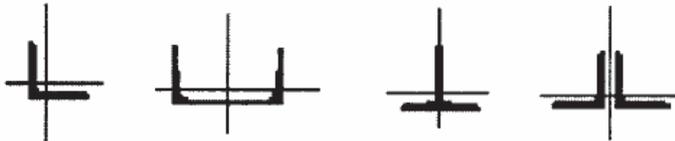
Таблица 6 (т. К.1 Приложения [1] стр. 158)

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициент $\varphi$ для типов кривой стойкости			Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициент $\varphi$ для типов кривой стойкости		
	$a$	$b$	$c$		$a$	$b$	$c$
0,4	999	998	992	5,4	261	261	255
0,6	994	986	950	5,6	242	242	240
0,8	981	967	929	5,8	226	226	226
1,0	968	948	901	6,0		211	
1,2	954	927	878	6,2		198	
1,4	938	905	842	6,4		186	
1,6	920	881	811	6,6		174	
1,8	900	855	778	6,8		164	
2,0	877	826	744	7,0		155	
2,2	851	794	709	7,2		147	
2,4	820	760	672	7,4		139	
2,6	785	722	635	7,6		132	
2,8	747	683	598	7,8		125	
3,0	704	643	562	8,0		119	
3,2	660	602	526	8,5		105	
3,4	615	562	492	9,0		094	
3,6	572	524	460	9,5		084	
3,8	530	487	430	10,0		076	
4,0	475	453	401	10,5		069	
4,2	431	421	375	11,0		063	
4,4	393	392	351	11,5		057	
4,6	359	359	328	12,0		053	
4,8	330	330	308	12,5		049	
5,0	304	304	289	13,0		045	
5,2	281	281	271	14,0		039	

**Примечание.** Приведенные в таблице значения коэффициента  $\varphi$  увеличены в 1000 раз

## Значения коэффициентов $\alpha$ и $\beta$

Таблица 7 (т. 1.4.1 [1] стр. 15)

Тип поперечного сечения	Тип кривой устойчивости	Значения коэффициентов	
		$\alpha$	$\beta$
	<i>a</i>	0,03	0,06
	<i>b</i>	0,04	0,09
	<i>c</i>	0,04	0,14

**Примечание.** Для прокатных двугавров высотой более 500 мм в случае расчета на устойчивость в плоскости стенки следует принять тип кривой устойчивости *a*.

**Значения коэффициентов перехода от катета углового шва к расчетной ширине сечения углового шва соответственно в плоскости наплавленного металла и в плоскости металла границы сплавления**

**Таблица 8 (т. 1.12.2 [1] стр. 68)**

Вид сваривания при диаметре свариваемой проволоки $d$ , мм	Положение шва	Коэффициент	Значения коэффициентов $\beta_f$ и $\beta_z$ при нормальных режимах сваривания и катетах швов, мм			
			3...8	9...12	14...16	Свыше 16
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 $d = 1,4...2$	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 $d < 1,4$	в лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	$\beta_f$	0,7			
		$\beta_z$	1,0			

## Минимальные катеты сварных швов

Таблица 9 (т. 1.12.1 [1] стр. 68)

Вид соединения	Вид сварки	Граница текучести стали, $H/mm^2$	Минимальный катет шва $k_{f,min}$ , мм, при толщине наиболее толстого элемента в соединении $k_{max}$ , мм						
			4...5	6...10	11...16	17...22	23...32	33...42	41...80
Тавровое с двухсторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная	До 290	4	4	4	5	5	6	6
		Свыше 290 до 390	4	5	6	7	8	9	10
		Свыше 390 до 590	5	6	7	8	9	10	12
	Механизированная	До 290	3	4	4	5	5	6	6
		Свыше 290 до 390	3	4	5	6	7	8	9
		Свыше 390 до 590	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонним и угловыми швами	Ручная	До 390	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и механизированная	До 390	4	5	6	7	8	9	10
<p><b>Примечание 1.</b> В конструкциях из стали с границей текучести свыше <math>590 H/mm^2</math>, а также из всех сталей при толщине элементов в соединениях свыше 80 мм минимальный катет угловых швов следует принимать по специальным техническим условиям.</p> <p><b>Примечание 2.</b> В конструкциях 4-й группы минимальный катет односторонних угловых швов следует уменьшать на 1 мм – при толщине наиболее толстого элемента в соединении до 40 мм и на 2 мм – при толщине наиболее толстого элемента в соединениях свыше 40 мм.</p>									

## Характеристические и расчетные сопротивления металла угловых швов

Таблица 10 (т. Ж.2 Приложения [1] стр. 154)

Рекомендованный класс прочности основного металла	Металл углового шва	
	Характеристическое сопротивление $R_{wun}, Н/мм^2$	Расчетное сопротивление $R_{wfs}, Н/мм^2$
С315 и ниже	410	180
Свыше С315 до С355 включительно	450	200
Свыше С355 до С390 включительно	490	215
Свыше С390 до С440 включительно	590	240
Свыше С440	685	280

## Площади сечения болтов, $см^2$ , согласно с ГОСТ1759.4

Таблица 11 (т. Ж.8 Приложения [1] стр. 156)

$d$	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
$Ab$	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
$A_{bn}$	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72
<p><b>Примечание 1.</b> Площади сечения болтов диаметром свыше 48 мм следует принимать согласно с ГОСТ 24379.0.</p> <p><b>Примечание 2.</b> Размеры, приведенные в скобках, не рекомендовано использовать в конструкциях, кроме опор воздушных линий (ВЛ), открытых распределительных приспособлений (ОРП) и контактных сетях (КС).</p>										

## Требования к размещению болтов

Таблица 11 (т. 1.12.3 [1] стр. 72)

Характеристика расстояния и граница текучести соединительных элементов	Расстояние между болтами при размещении болтов
1. Расстояние между центрами отверстий для болтов в любом направлении:	
а) минимальное:	
при $R_{yn} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$	$2d$
при $R_{yn} > 390 \text{ Н/мм}^2$	$3d$
б) максимальное в крайних рядах при растяжении и сжатии при отсутствии уголков, размещенных вдоль кромки элементов соединения	$8d$ или $12t$
в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии уголков, размещенных вдоль кромки элементов соединения:	
при растяжении	$16d$ или $24t$
при сжатии	$12d$ или $18t$
2. Расстояние от центра отверстия для болта до края элемента	
а) минимальное вдоль линии действия усилия:	
при $R_{yn} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$	$1,5d$
при $R_{yn} > 390 \text{ Н/мм}^2$	$2,5d$
б) тоже самое поперек линии действия усилия:	
при обрезанных кромках	$1,5d$
при прокатных кромках	$1,2d$
в) максимальное	$4d$ или $8t$
г) минимальное в фрикционном соединении при любой кромке и любом направлении усилия	$1,3d$
3. Расстояние минимальная между центрами отверстий вдоль линии действия усилия для болтов, размещенных в шахматном порядке	$u+1,5d$
<p><math>d</math> – диаметр отверстия для болта;  <math>t</math> – толщина наиболее тонкого внешнего элемента;  <math>u</math> – расстояние между рядами отверстий поперек линии действия усилия.</p> <p><b>Примечание 1.</b> Диаметр отверстий следует принимать: для болтов класса точности А – <math>d = d_b</math>; для болтов классов точности В и С в конструкциях сопротивление воздушных линий (ВЛ), открытых распределительных приспособлений (ОРП) и контактных сетей (КС) – <math>d = d_b + 1 \text{ мм}</math>, в остальных случаях – <math>d = d_b + 3 \text{ мм}</math>.</p> <p><b>Примечание 2.</b> В одноболтовых соединениях элементов решетки (раскосов, стоек и распорок, кроме тех, которые постоянно работают на растяжение, при толщине элемента до 6 мм из стали с границей текучести до 390 Н/мм<sup>2</sup> и просверленных отверстиях расстояние <math>l_1</math> от края элемента до центра отверстия вдоль линии действия усилия допускается принимать от <math>1,5d</math> до <math>1,35d</math> без допуска в сторону уменьшения при изготовлении элементов, про которое необходимо указывать в проекте).</p> <p><b>Примечание 3.</b> При размещении болтов в шахматном порядке на расстояниях не меньше указанных в поз. 3 площадь поперечного сечения элемента нетто <math>A_n</math> следует определять с учетом ослабления его отверстиями, размещенными в расчетном сечении элемента, который ориентируется поперек линии действия усилия. В соединениях, в которых болты работают непосредственно на растяжение, следует, как правило, применять болты классов точности В и С или высокопрочные.</p>	

**Характеристические сопротивления стали болтов и расчетные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению,  $H/мм^2$**

**Таблица 13 (т. Ж.4 Приложения [1] стр. 154)**

<b>Клас прочности болтов</b>	$R_{bun}$	$R_{byn}$	$R_{bs}$	$R_{bt}$
5,6	500	300	210	225
5,8	500	400	210	235
8,8	800	640	320	435
10,9	1000	900	400	540
12,9	1200	1080	420	600
40X “селект”	1100	990	405	550
<b>Примечание.</b> В таблице указанные значения расчетных сопротивлений, вычислены с округлением до 5 $H/мм^2$ .				

**Расчетные сопротивления одноболтовых соединений смятию  $R_{bp}$  элементов, которые соединяются болтами**

**Таблица 14 (т. Ж.5 Приложения [1] стр. 154)**

<b>Временное сопротивление стали соединительных элементов <math>R_{un}, H/мм^2</math></b>	$R_{bp}, H/мм^2$ , при болтах	
	<b>класса точности А</b>	<b>Класса точности В и С, высокопрочных</b>
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580

Значения предельной условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_{uw}$

Таблица 15 (т. 1.5.8 [1] стр. 35)

$\frac{\tau}{R_s}$	Значения $\bar{\lambda}_{uw}$ при $\bar{\varepsilon}$								
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	$\geq 5,0$
0	5,50	4,00	3,42	3,00	2,72	2,552	2,37	2,27	2,20
0,5	4,50	3,70	3,13	2,75	2,51	2,35	2,26	2,20	2,20
0,6	4,25	3,52	2,98	2,64	2,42	2,28	2,20	2,20	2,20
0,7	4,00	3,34	2,84	2,53	2,34	2,20	2,20	2,20	2,20
0,8	3,75	3,04	2,62	2,37	2,26	2,20	2,20	2,20	2,20
0,9	3,50	2,73	2,39	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20

Значение коэффициента  $c_{cr}$

при отсутствии местных нормальных напряжений

Таблица 15 (т. 1.5.2 [1] стр. 33)

Поясные соединения балки	Значения $c_{cr}$ при $\delta$ , которые равны						
	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30,0$
Сварные	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5
Болтовые <b>фрикционные</b>	35,1						

## Значения коэффициента $\beta$

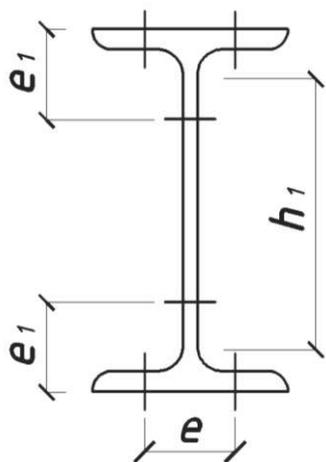
Таблица 16 (т. 1.5.3 [1] стр. 33)

Балки	Условия работы сжатого пояса	$\beta$
Крановых путей	Крановые рейки не приварены	2,0
	Крановые рейки приварены	$\infty$
Другие	При непрерывном опирании плит настила	$\infty$
	В других случаях	0,8
<b>Примечание.</b> Для отсеков балок крановых путей, где сосредоточенное нагружение приложено к растянутому поясу, коэффициент необходимо принимать 0,8		

Риски для размещения отверстий в двутавровых балках по ГОСТ 8239-72\*

Таблица 17

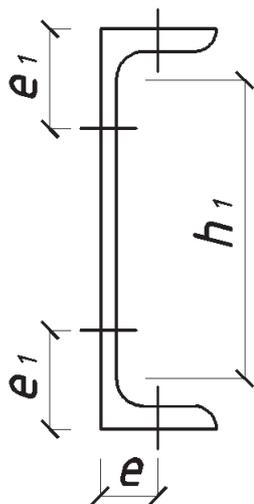
№ проф иля	Полка		Стенка		
	$e$ , мм	$d_{max}$ , мм	$h_1$ , мм	$e_1$ , мм	$d_{max}$ , мм
10	32	9,0	70	30	11,0
12	36	11,0	88	36	13,0
14	40	11,0	107	40	13,0
16	45	13,0	125	40	15,0
18	50	15,0	143	50	17,0
18а	55	17,0	142	50	17,0
20	55	17,0	161	50	17,0
20а	60	19,0	160	50	17,0
22	60	19,0	178	60	21,0
22а	65	21,0	178	60	21,0
24	60	19,0	196	60	21,0
24а	70	21,0	196	60	21,0
27	70	21,0	224	60	21,0
27а	70	23,0	222	60	23,0
30	70	23,0	251	65	23,0
30а	80	23,0	248	65	23,0
33	80	23,0	277	65	23,0
36	80	23,0	302	70	23,0
40	80	23,0	339	70	23,0
45	90	23,0	384	70	23,0
50	100	25,0	430	80	25,0
55	100	25,0	475	80	25,0
60	110	25,0	518	90	25,0



Риски для размещения отверстий в швеллерах по ГОСТ 8240-72\*.

Таблица 18

	№ профил я	Полка		Стенка		
		$e$ ,	$d_{max}$ ,	$h_1$ ,	$e_1$ ,	$d_{max}$ ,
		мм	мм	мм	мм	мм
	10	32	9,0	70	30	11,0
	12	36	11,0	88	36	13,0
	14	40	11,0	107	40	13,0
	16	45	13,0	125	40	15,0
	18	50	15,0	143	50	17,0
	18а	55	17,0	142	50	17,0
	20	55	17,0	161	50	17,0
	20а	60	19,0	160	50	17,0
	22	60	19,0	178	60	21,0
	22а	65	21,0	178	60	21,0
	24	60	19,0	196	60	21,0
	24а	70	21,0	196	60	21,0
	27	70	21,0	224	60	21,0
	27а	70	23,0	222	60	23,0
	30	70	23,0	251	65	23,0
	30а	80	23,0	248	65	23,0
	33	80	23,0	277	65	23,0
	36	80	23,0	302	70	23,0
	40	80	23,0	339	70	23,0
	45	90	23,0	384	70	23,0
	50	100	25,0	430	80	25,0
	55	100	25,0	475	80	25,0
	60	110	25,0	518	90	25,0



**Підписано до друку**

**Формат 60x84/8.**

**Тираж \_\_\_\_\_ прим.**

**Типографія ОДАБА**