

# ЛЕКЦИЯ 8. ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ.

Колонны служат для передачи нагрузки от вышерасположенных конструкций через фундамент на грунт. В зависимости от того как приложена нагрузка на колонну различают центрально-сжатые, внецентренно-сжатые и сжато-изгибаемые колонны. Центрально-сжатые колонны работают на продольную силу, приложенную по оси колонны и вызывающую равномерное сжатие ее поперечного сечения. Внецентренно-сжатые колонны и сжато-изгибаемые колонны, кроме осевого сжатия от продольной силы, работают также на изгиб от момента.

Колонны состоят из трех основных частей: **стержня**, являющегося основным несущим элементом колонны; **оголовка**, служащего опорой для вышележащих конструкций и закрепления их на колонне; **базы**, распределяющей сосредоточенную нагрузку от колонны по поверхности фундамента, обеспечивающей прикрепление с помощью анкерных болтов.

Колонны различаются: по типу – постоянного и переменного по высоте сечений; по конструкции сечения стержня – сплошные (сплошностенчатые) и сквозные (решетчатые). Сплошная колонна состоит из одного или нескольких вертикальных элементов, сваренных между собой по всей высоте колонны; поперечное сечение такой колонны — сплошное, без разрывов. Сквозная колонна состоит из нескольких отдельных ветвей, соединенных между собой на некоторых расстояниях планками или решетками.

При выборе типа сечения колонны необходимо стремиться получить наиболее экономичное решение, учитывая величину нагрузки, удобство примыкания поддерживающих конструкций, условия эксплуатации, возможности изготовления.

Основным типом сплошных колонн, наряду с прокатными, является сварной двутавр, составленный из трех листов прокатной стали, наиболее удобный в изготовлении с помощью автоматической сварки и позволяющий просто осуществлять примыкание поддерживающих конструкций. Стержень сквозной колонны состоит из двух ветвей (прокатных швеллеров или двутавров), связанных между собой соединительными элементами в виде планок или раскосов, которые обеспечивают совместную работу ветвей и существенно влияют на устойчивость колонны в целом и ее ветвей.

Треугольная решетка из раскосов является более жесткой по сравнению с планками, так как образует в плоскости грани колонны ферму, все элементы которой работают на осевые усилия. Ее рекомендуется применять в колоннах, нагруженных продольной силой более 2500 кН или при значительном расстоянии между ветвями (более 0,8 м). Планки создают в плоскости грани колонны безраскосую систему с жесткими узлами и элементами, работающими на изгиб.

Для осмотра и возможной окраски внутренних поверхностей в сквозных колоннах из двух ветвей устанавливается зазор между полками ветвей не менее 100 мм.

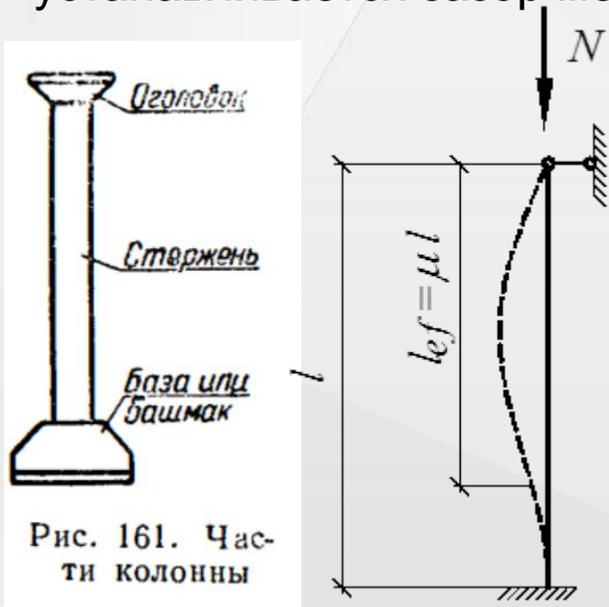


Рис. 161. Части колонны

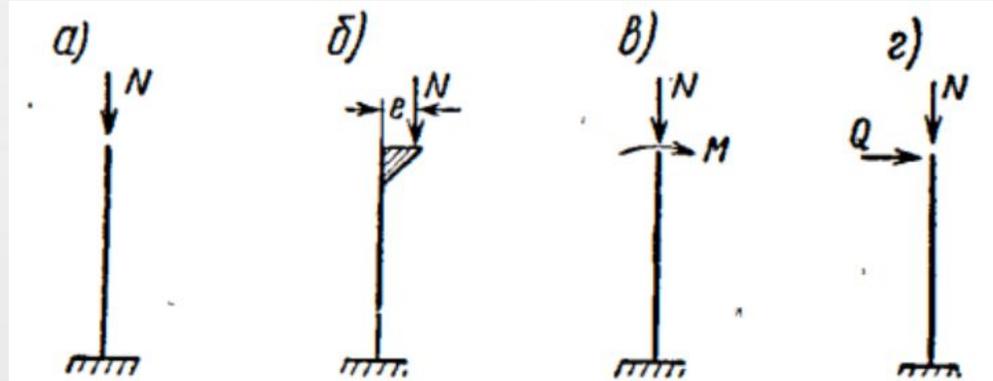


Рис. 158. Различные случаи нагружения колонны:  
 а — центральное сжатие; б — внецентренное сжатие;  
 в — сжатие с изгибом; г — сжатие поперечной силой

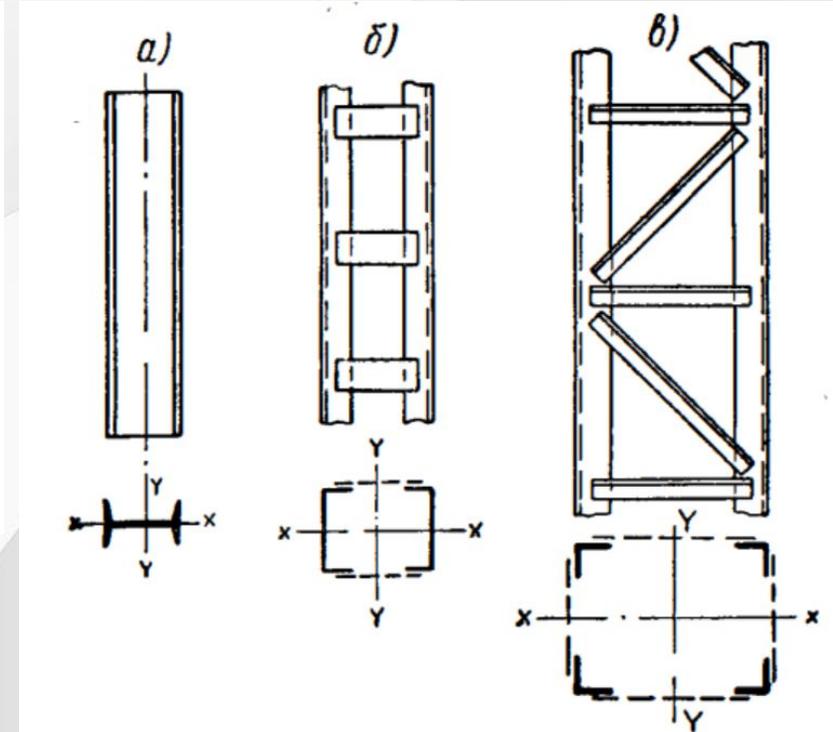


Рис. 159. Типы колонн:  
 а — сплошная (прокатная или составная); б — сквозная с планками; в — сквозная с решеткой

Поперечное сечение сквозной колонны состоит из сечений отдельных ветвей, главные оси которых могут пересекать сечения материала колонны или могут не пересекать их, проходя между сечениями отдельных ветвей. Первые оси называют материальными, а вторые — свободными. В колоннах сплошного сечения обе оси являются материальными, а в сквозных колоннах, состоящих из двух ветвей, одна ось является материальной, а другая свободной. При четырех ветвях обе оси сечения являются свободными.

В зависимости от величины и характера нагрузки, а также высоты колонны применяют различные типы сечений колонн. В сплошных колоннах применяют сечения из одиночных прокатных профилей (двутавры нормальные и широкополочные) или составные сечения из прокатных профилей (швеллеров и двутавров) и листов. Сечения из одиночных прокатных профилей применяют для колонн небольшой высоты и при небольших нагрузках. Недостатком большинства одиночных прокатных сечений является боль-

Расчетная длина колонны  $l_{ef}$  с учетом способов закрепления колонны в фундаменте и сопряжения ее с балкой, примыкающей в верхней части, принимается равной:

$$l_{ef} = \mu l,$$

где  $l$  – геометрическая длина колонны;

$\mu$  – коэффициент расчетной длины, принимаемый в зависимости от условий закрепления ее концов и вида нагружения (при действии продольной силы на колонну сверху:  $\mu = 1$  – при шарнирном закреплении обоих концов колонны;  $\mu = 0,7$  – при жестком закреплении одного конца колонны и шарнирном другого).

При опирании балок на колонну сверху колонна рассматривается как шарнирно закрепленная в верхнем конце. Закрепление колонны в фундаменте может быть принято шарнирным или жестким. Если фундамент достаточно массивен, а база колонны развита и имеет надежное анкерное крепление, колонну можно считать защемленной в фундаменте.

Расчет на прочность элементов, подверженных центральному сжатию силой  $N$  следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1,$$

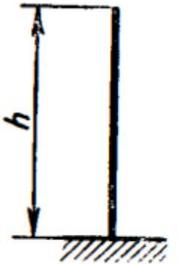
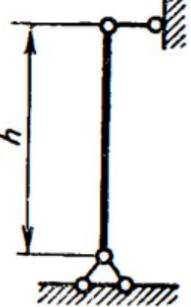
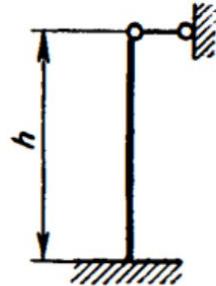
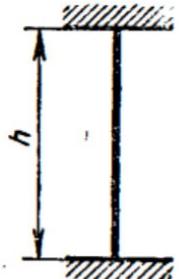
где  $A_n$  – площадь сечения нетто.

Расчет на устойчивость колонны при центральном сжатии выполняют по формуле

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где  $\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый по условной гибкости  $\lambda$

Расчетная длина колонны

Закрепление концов колонны	Верхний свободный, нижний заделан	Оба закреплены шарнирно	Верхний закреплен шарнирно, нижний заделан	Оба конца заделаны
Схема				
Расчетная длина	$2h$	$h$	$0,7h$	$0,5h$

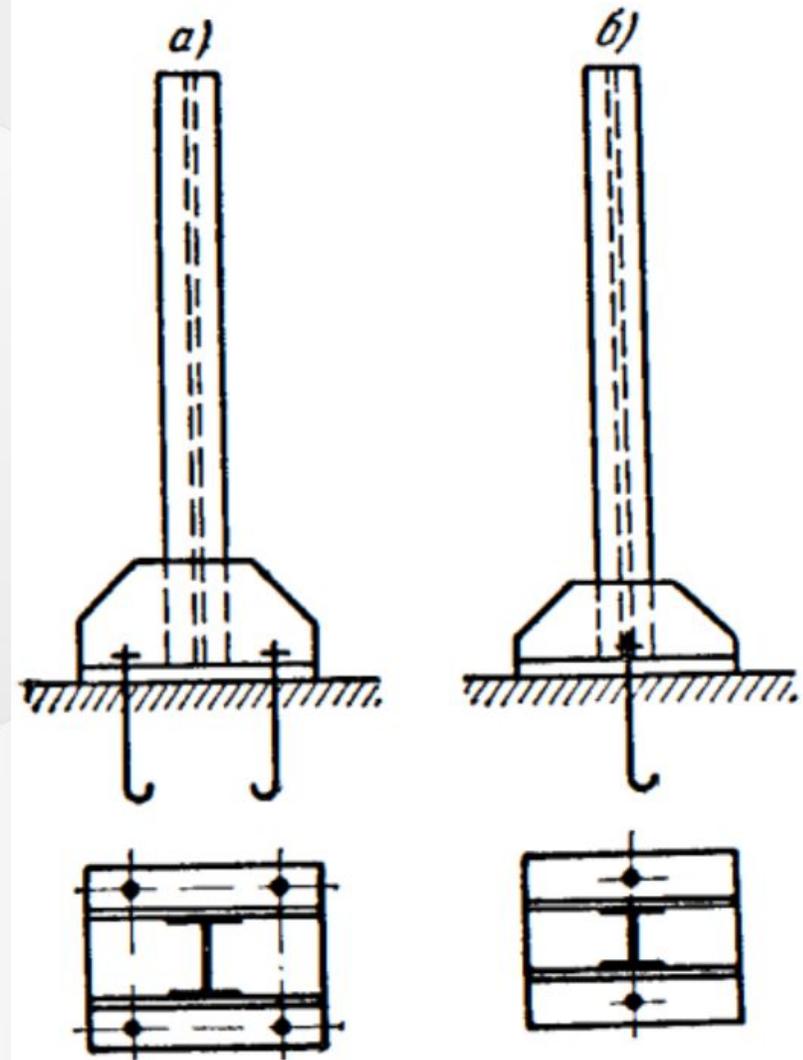
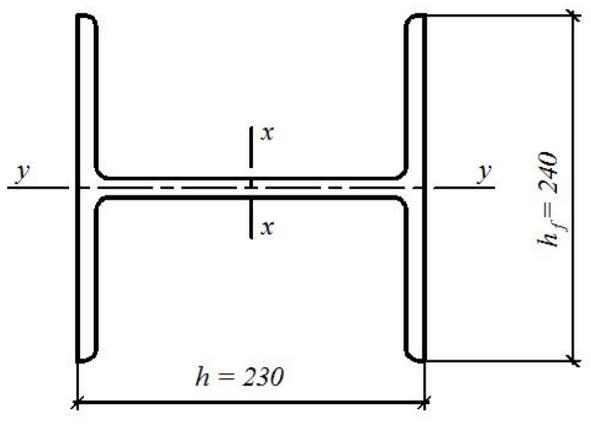


Рис. 162. Типы базы колонны  
 а — заделка колонны; б — шарнирное опирание

## Расчет прокатной колонны

**Пример 1.** Подобрать сплошную колонну, выполненную из прокатного широкополочного колонного двутавра, высотой  $l = 6$  м. Внизу и вверху колонна закреплена шарнирно. Расчетное продольное усилие  $N = 1000$  кН. Материал конструкции – сталь класса С245 с расчетным сопротивлением  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup>. Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$ .

Сечение колонны представлено на рис. 4.2.



**Рис. 4.2.** Сечение прокатной колонны

Определяем расчетные длины колонны в плоскостях, перпендикулярных осям x-x и y-y:

$$l_x = l_y = l = 6 \text{ м.}$$

Предварительно гибкостью колонн средней длины с усилием до 2500 кН задаются в пределах  $\lambda = 100 \dots 60$ . Принимаем  $\lambda = 100$ .

Условную гибкость колонны определяем по формуле

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = 100 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 3,41.$$

По условной гибкости для двутаврового сечения при типе кривой устойчивости "в" (см. табл. 3.12) определяем коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi = 0,560$ .

Вычисляем требуемую площадь сечения:

$$A = N / (\varphi R_y \gamma_c) = 1000 / (0,56 \cdot 24 \cdot 1) = 74,4 \text{ см}^2.$$

Находим требуемые радиусы инерции:

$$i_x = i_y = l_x / \lambda = 600 / 100 = 6 \text{ см.}$$

Из сортамента принимаем широкополочный двутавр I23 K2/ГОСТ 26020-83, имеющий площадь сечения  $A = 75,77 \text{ см}^2$ ; радиусы инерции  $i_x = 10,02 \text{ см}$  и  $i_y = 6,04 \text{ см}$ .

Определяем гибкости:

$$\lambda_x = l_x / i_x = 600 / 10,02 = 59,88; \lambda_y = l_y / i_y = 600 / 6,04 = 99,34.$$

Условная наибольшая гибкость колонны

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y / E} = 99,34 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 3,39.$$

По условной гибкости  $\bar{\lambda}_y$  определяем  $\varphi = 0,564$ .

Проверяем устойчивость колонны в плоскости наименьшей жесткости (относительно оси y-y):

$$\frac{1000}{0,564 \cdot 75,77 \cdot 24 \cdot 1} = 0,975 < 1.$$

Сечение принято.

В случае невыполнения условия устойчивости колонны, производится корректировка размеров сечения (по сортаменту принимается соседний номер проката) и повторная проверка.

## 2. Расчет и конструирование сплошной сварной колонны

**Пример 2.** Подобрать сплошную сварную колонну симметричного двутаврового сечения, выполненную из трех прокатных листов. Внизу колонна жестко заземлена в фундаменте, вверху шарнирно сопрягается с балками. Отметки: верха настила рабочей площадки 13 м. Материал конструкции согласно табл. 2.1 – сталь класса С245 с расчетным сопротивлением  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ . Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$ .

Расчетная схема колонны на рис. 4.1. Продольная сила  $N$ , сжимающая колонну, равна двум реакциям (поперечным силам) от главных балок, опирающихся на колонну:

$$N = 2Q_{\max} = 2 \cdot 1033,59 = 2067,18 \text{ кН.}$$

Геометрическая длина колонны (от фундамента до низа главной балки) равна отметке настила рабочей площадки за вычетом фактической строительной высоты перекрытия, состоящей из высоты главной балки на опоре  $h_o$ , высоты балки настила  $h_{бн}$  и толщины настила  $t_n$ , плюс заглубление базы колонны ниже отметки чистого пола (принимается заглубление 0,6 – 0,8 м):

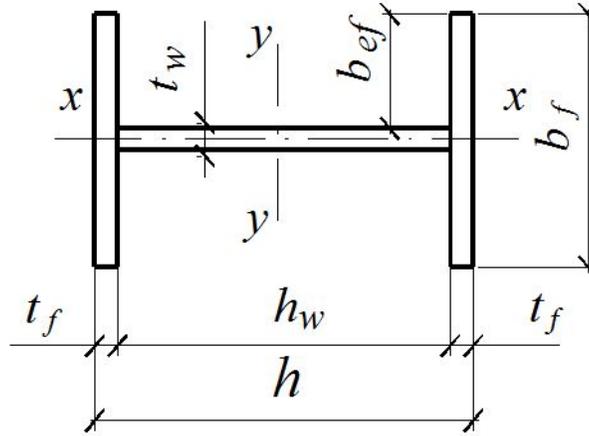
$$l = 13 - (1,57 + 0,4 + 0,12) + 0,7 = 11,61 \text{ м.}$$

При наличии вспомогательной балки в балочной клетке (при поэтажном сопряжении балок) в высоту перекрытия добавляется высота балки  $h_{бв}$ .

Расчетные длины колонны в плоскостях, перпендикулярных осям  $x$ - $x$  и  $y$ - $y$ :

$$l_x = l_y = 0,7l = 0,7 \cdot 11,61 = 8,13 \text{ м.}$$

Сечение колонны представлено на рис. 4.3.



**Рис. 4.3.** Сечение сплошной сварной колонны

Задаются гибкостью колонны средней длины в пределах  $\lambda = 100 - 60$  для колонн с усилием до 2500 кН;  $\lambda = 60 - 40$  для колонн с усилием 2500 – 4000 кН; для более мощных колонн принимают гибкость  $\lambda = 40 - 30$ .

Принимаем  $\lambda = 80$ .

Условная гибкость колонны

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = 80 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 2,73.$$

По условной гибкости для двутаврового сечения при типе кривой устойчивости "в" определяем коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi = 0,697$  (см. табл. 3.11).

Требуемая площадь поперечного сечения колонны

$$A = N / (\varphi R_y \gamma_c) = 2067,18 / (0,697 \cdot 24 \cdot 1) = 123,58 \text{ см}^2.$$

Требуемые радиусы инерции сечения:

$$i_x = i_y = l_x / \lambda = 813 / 80 = 10,16 \text{ см.}$$

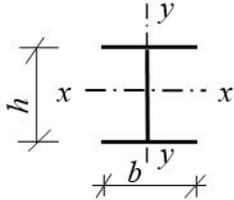
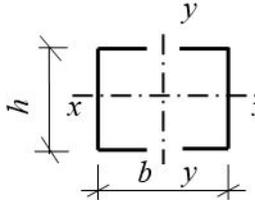
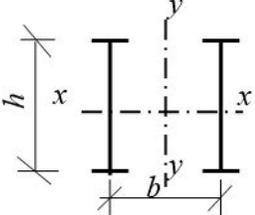
Воспользовавшись из табл. 4.1 зависимостями радиуса инерции от типа сечения и его габаритов (высоты  $h$  и ширины  $b$ ), определяем для двутавра:

$$h = i_x/k_1 = 10,16 / 0,43 = 23,63 \text{ см};$$

$$b = i_y/k_2 = 10,16 / 0,24 = 42,33 \text{ см};$$

Таблица 4.1

Приближенные значения радиусов инерции  $i_x$  и  $i_y$  сечений

Сечение			
$i_x = k_1 h$	0,43h	0,38h	0,39h
$i_y = k_2 b$	0,24b	0,44b	0,52b

По технологическим соображениям (из условия сварки поясных швов автоматом) высота стенки  $h_w$  не должна быть меньше ширины пояса  $b_f$ . Назначаем размеры сечения, увязывая их со стандартной шириной листов:  $h_w = b_f = 400 \text{ мм}$ .

Дальнейший расчет проводим только относительно оси  $y-y$ , так как гибкость стержня относительно этой оси будет почти в два раза больше, чем относительно оси  $x-x$ .

Толщину стенки назначают минимальной из условия ее местной устойчивости и принимают в пределах 6 – 16 мм.

Гибкость стенки (отношение расчетной высоты стенки к толщине  $h_w/t_w$ ) в центрально-сжатых двутавровых колоннах по условию местной устойчивости стенки не должна превышать  $\bar{\lambda}_{um} \sqrt{E/R_y}$ , где значения  $\bar{\lambda}_{um}$  определяются по табл. 4.2.

Определяем толщину стенки при  $\bar{\lambda} = 2,73 > 2,0$ :

$$t_{w, \min} = h_w / (\bar{\lambda}_{uw} / \sqrt{E/R_y}) = h_w / [(1,2 + 0,35\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}] =$$

$$= 40 / [(1,2 + 0,35 \cdot 2,73) \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24}] = 0,63 \text{ см.}$$

Принимаем стенку из листа сечением 400×8 мм с площадью сечения

$$A_w = h_w t_w = 40 \cdot 0,8 = 32 \text{ см}^2.$$

Если по конструктивным соображениям толщина стенки  $t_w$  принята меньше  $t_{w, \min}$  из условия местной устойчивости, то стенку следует укрепить парным или односторонним продольным ребром жесткости, разделяющим расчетный отсек стенки пополам (рис. 4.4). Продольные ребра следует включать в расчетное сечение стержня:

$$A_{\text{расч}} = A + \sum A_p.$$

Таблица 4.2

**Предельные условные гибкости  $\bar{\lambda}_{uw}$**

Относительный эксцентриситет	Сечение элемента	Значения $\bar{\lambda}$ и $\bar{\lambda}_1$	Формулы для определения $\bar{\lambda}_{uw}$
$m = 0$	Двутавровое	$\bar{\lambda} < 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15\bar{\lambda}^2$
		$\bar{\lambda} \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35\bar{\lambda}$ , но не более 2,3
	Коробчатое, швеллерное прокатное	$\bar{\lambda} < 1,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2$
$\bar{\lambda} \geq 1,0$		$\bar{\lambda}_{uw} = 1,0 + 0,2\bar{\lambda}$ , но не более 1,6	
Швеллерное, кроме прокатного	$\bar{\lambda} < 0,8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,0$	
	$\bar{\lambda} \geq 0,8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 0,85 + 0,19\bar{\lambda}$ , но не более 1,6	

$m \geq 1,0$	Двутавровое, коробчатое	$\bar{\lambda} < 2,0$ $\bar{\lambda} \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15\bar{\lambda}_1^2$ $\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35\bar{\lambda}_1$ , но не более 3,1
--------------	----------------------------	---	--

Обозначения:

$\lambda$  – условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии;

$\bar{\lambda}_1$  – условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость в плоскости действия момента.

П р и м е ч а н и я: 1. К коробчатым относятся замкнутые прямоугольные профили (составные, гнутые прямоугольные и квадратные).

2. В коробчатом сечении при  $m > 0$  значение  $\bar{\lambda}_{uw}$  следует определять для стенки, параллельной плоскости изгибающего момента.

3. При значениях  $0 < m < 1,0$  значение  $\bar{\lambda}_{uw}$  следует определять линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при  $m = 0$  и  $m = 1,0$ .

Отношение ширины свеса полки  $b_{ef} = (b_f - t_w)/2 = (40 - 8) / 2 = 19,6$  см к толщине полки  $t_f$  в центрально-сжатых элементах с условной гибкостью  $\lambda = 0,8 - 4$  по условию местной устойчивости полки не должно превышать

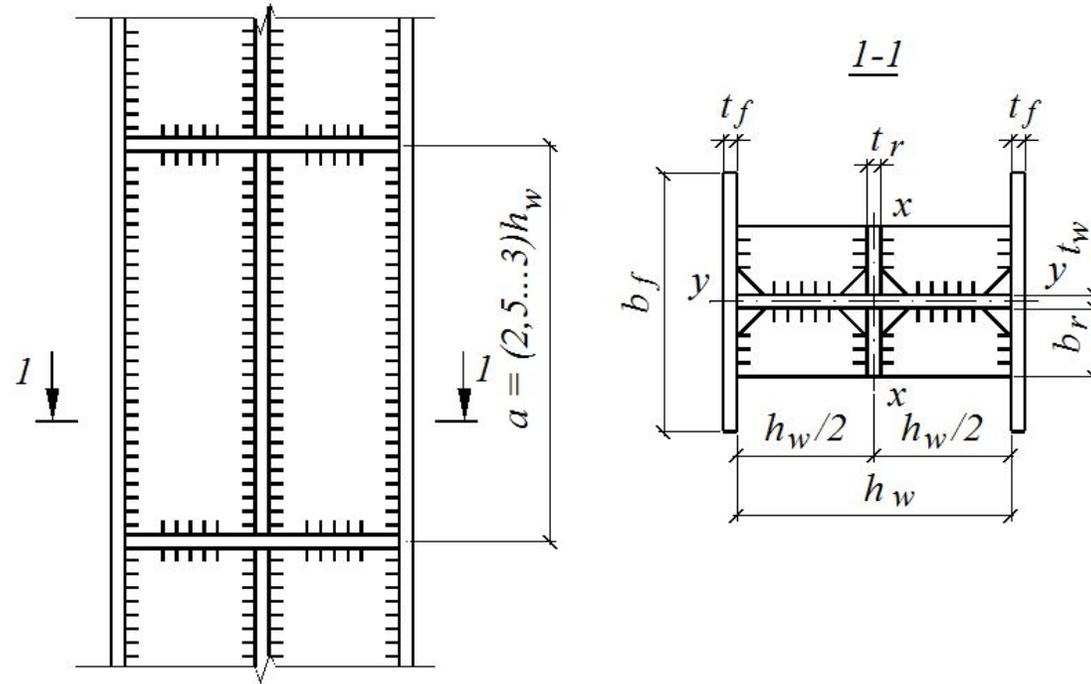
$$b_{ef} / t_f \leq (0,36 + 0,10\bar{\lambda}) \sqrt{E / R_y},$$

откуда определяем минимальную толщину полки:

$$\begin{aligned} t_{f,\min} &= b_{ef} / [(0,36 + 0,10\bar{\lambda}) \sqrt{E / R_y}] = \\ &= 19,6 / [(0,36 + 0,1 \cdot 2,73) \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24}] = 1,06 \text{ см.} \end{aligned}$$

Требуемая площадь одной полки

$$A_f = (A - A_w) / 2 = (123,8 - 32) / 2 = 45,79 \text{ см}^2.$$



**Рис. 4.4.** Укрепление стенки продольными и поперечными ребрами жесткости

Требуемая толщина полки

$$t_f = A_f / b_f = 45,79 / 40 = 1,14 \text{ см.}$$

Принимаем  $t_f = 1,2 \text{ см} > t_{f,\min} = 1,06 \text{ см.}$

Высота сечения

$$h = h_w + 2t_f = 400 + 2 \cdot 1,2 = 42,4 \text{ см.}$$

Площадь полки

$$A_f = 40 \cdot 1,2 = 48 \text{ см}^2.$$

Вычисляем геометрические характеристики сечения:

– площадь

$$A = A_w + 2A_f = 32 + 2 \cdot 48 = 128 \text{ см}^2;$$

– момент инерции относительно оси у-у (моментом инерции стенки пренебрегаем)

$$I_y = 2t_f b_f^3 / 12 = 2 \cdot 1,2 \cdot 40^3 / 12 = 12800 \text{ см}^4;$$

– радиус инерции

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{12800 / 128} = 10 \text{ см};$$

– фактическую гибкость

$$\lambda_y = l_y / i_y = 813 / 10 = 81,3;$$

– условную гибкость

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y / E} = 81,3 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 2,76;$$

– коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi = 0,691$ .

Проверяем общую устойчивость колонны относительно оси у-у:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2067,18}{0,691 \cdot 128 \cdot 24 \cdot 1} = 0,974 < 1,$$

где  $\gamma_c = 1$  – коэффициент условий работы по табл. 1.3.

Недонапряжение в колонне

$$\frac{1-0,974}{1} 100\% = 2,6\% < 5\%,$$

что допустимо в составном сечении согласно СНиП [6].

Сечение принято.

В случае невыполнения условия устойчивости колонны, производится корректировка размеров сечения и повторная проверка. Корректировка, как правило, производится за счет изменения размеров полков при обязательном соблюдении условия их местной устойчивости.

Для укрепления контура сечения и стенки колонны при  $h_w / t_w \geq 2,3\sqrt{E/R_y}$  устанавливают поперечные ребра жесткости, расположенные на расстоянии  $a = (2,5...3)h_w$  одно от другого; на каждом опорочном элементе должно быть не менее двух ребер (см. рис. 4.4). Минимальные размеры выступающей части  $b_r$  и толщины  $t_r$  поперечных ребер жесткости принимаются так же, как в главной балке.

Проверяем:

$$h_w / t_w = 40 / 0,8 = 50 < 2,3\sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 67,4 ,$$

постановка поперечных ребер жесткости не требуется.

В местах примыкания к колонне связей, балок, распорок и других элементов ребра жесткости устанавливают в зоне передачи сосредоточенных усилий независимо от толщины стенки.

Соединение пояса со стенкой рассчитывают на сдвиг по формуле

$$\frac{T}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} < 1,$$

где  $T = Q_{fic} S_f / l$  – сдвигающее пояс усилие на единицу длины, вызываемое условной поперечной силой

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

здесь  $\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый при расчете по условной гибкости колонны относительно оси x-x;

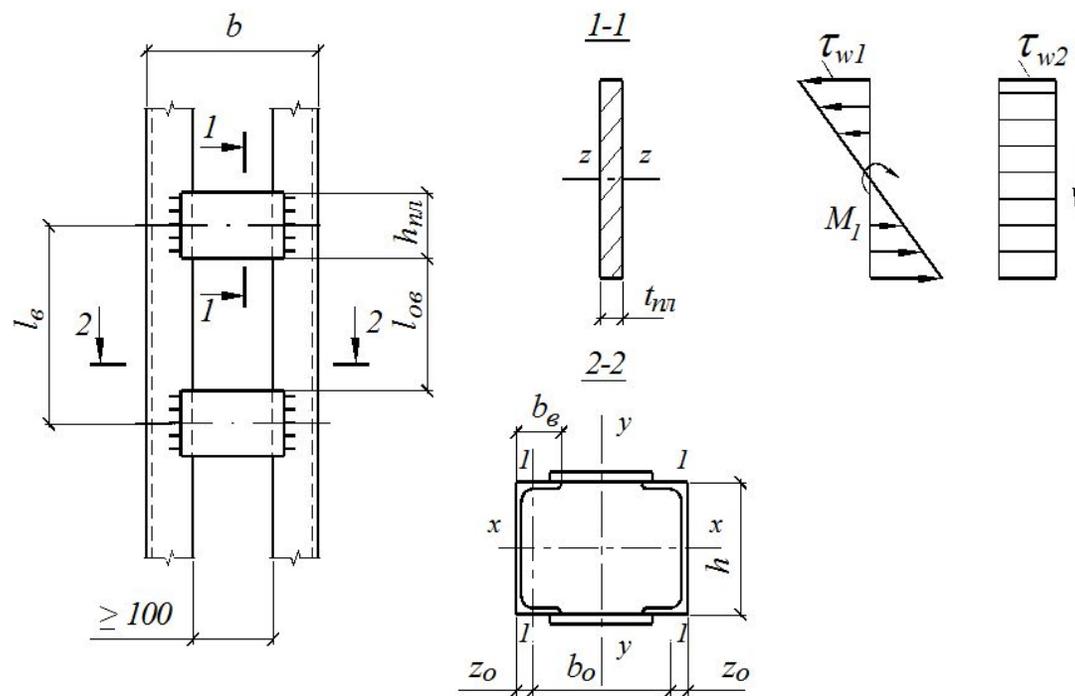
$S_f$  – статический момент пояса колонны относительно оси x-x;

$I_x$  – момент инерции сечения колонны.

В центрально-сжатых колоннах сдвигающее усилие незначительно, так как поперечная сила, возникающая от случайных воздействий, невелика. Соединение стенки с полками производится автоматической сваркой. Минимальный катет сварного шва принимается конструктивно в зависимости от максимальной толщины свариваемых элементов ( $t_{\max} = t_f = 12 \text{ мм}$ )  $k_f = 5 \text{ мм}$ .

### 3. Расчет и конструирование сквозной колонны

**Пример 3.** Подобрать сквозную колонну из двух швеллеров, соединенных планками (рис. 4.5), по данным примера 2.



Расчетом сквозных колонн относительно материальной оси  $x-x$  определяют номер профиля, а расчетом относительно свободной оси  $y-y$ , производимым так же, как сплошных колонн, но с заменой гибкости стержня приведенной гибкостью, назначают расстояние между ветвями, при котором обеспечивается равноустойчивость стержня в двух взаимно перпендикулярных плоскостях.

#### 4.3.1. Расчет колонны на устойчивость относительно материальной оси $x-x$

Рекомендуют предварительно задаться гибкостью: для средних по длине колонн 5 – 7 м с расчетной нагрузкой до 2500 кН принимают гибкость  $\lambda = 90 - 50$ ; с нагрузкой 2500 – 3000 кН –  $\lambda = 50 - 30$ , для более высоких колонн необходимо задаваться гибкостью несколько большей.

Предельная гибкость колонн  $\lambda_u = 180 - 60\alpha$ , где  $\alpha = N / (\varphi A R_y \gamma_c)$  – коэффициент, учитывающий неполное использование несущей способности колонны, принимаемый не менее 0,5. При полном использовании несущей способности колонны  $\lambda_u = 120$ .

Задаемся гибкостью  $\lambda = 50$ .

Условная гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = 50 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 1,7.$$

По табл. 3.12 определяем тип кривой в соответствии с типом принятого сечения (тип "b"). Согласно табл. 3.11 условной гибкости  $\bar{\lambda} = 1,7$  соответствует коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi = 0,868$ .

Находим требуемую площадь поперечного сечения по формуле

$$A = N / (\varphi R_y \gamma_c) = 2067,18 / (0,868 \cdot 24 \cdot 1) = 99,23 \text{ см}^2.$$

Требуемая площадь одной ветви

$$A_b = A / 2 = 99,23 / 2 = 49,62 \text{ см}^2.$$

Требуемый радиус инерции относительно оси  $x-x$

$$i_x = l_x / \lambda = 813 / 50 = 16,26 \text{ см.}$$

По требуемым площади  $A_b$  и радиусу инерции  $i_x$  выбираем из сортамента (ГОСТ 8240-93) два швеллера №36, имеющих следующие характеристики сечения:

$A_b = 53,4 \text{ см}^2$ ;  $A = 2A_b = 53,4 \cdot 2 = 106,8 \text{ см}^2$ ;  $I_x = 10820 \text{ см}^4$ ;  $I_1 = 513 \text{ см}^4$ ;  
 $i_x = 14,2 \text{ см}$ ;  $i_1 = 3,1 \text{ см}$ ; толщину стенки  $d = 7,5 \text{ мм}$ ; ширину полки  $b_b = 110 \text{ мм}$ ; привязку к центру тяжести  $z_o = 2,68 \text{ см}$ ; линейную плотность (массу 1 м пог.)  $41,9 \text{ кг/м}$ .

Если максимальный швеллерный профиль [40 не обеспечивает требуемую несущую способность сквозной колонны, переходят на проектирование ветвей колонны из прокатных двутавров, принимаемых по ГОСТ 8239–89.

Определяем:

– гибкость колонны

$$\lambda_x = l_x / i_x = 813 / 14,2 = 57,25;$$

– условную гибкость

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 57,25 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 1,95;$$

– для кривой устойчивости "b" коэффициент устойчивости  $\varphi = 0,833$ . Проверяем общую устойчивость колонны относительно материальной

оси x-x:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2067,18}{0,833 \cdot 106,8 \cdot 24 \cdot 1} = 0,968 < 1.$$

Общая устойчивость колонны обеспечена.

Недонапряжение в колонне

$$\frac{1 - 0,968}{1} 100\% = 3,2\%.$$

Если устойчивость колонны не обеспечена или получен большой запас, то изменяют номер профиля и вновь делают проверку.

#### 4.3.2. Расчет колонны на устойчивость относительно свободной оси $u-u$

Расчет на устойчивость центрально-сжатой колонны сквозного сечения, ветви которой соединены планками или решетками, относительно свободной оси (перпендикулярной плоскости планок или решеток) производят по приведенной гибкости  $\lambda_{ef}$ :

– для колонны с планками

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad \text{при} \quad I_s l_b / (I_1 b_o) \geq 5$$

и  $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \lambda_1^2 (1+n)}$  при  $I_s l_b / (I_1 b_o) < 5$ ;

– для колонны с треугольной решеткой

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}}},$$

где  $\lambda_y = l_y / i_y$  – теоретическая гибкость стержня колонны относительно оси  $u-u$ ;

$\lambda_1 = l_{ob} / i_1$  – гибкость ветви колонны относительно оси 1-1;

$I_s = t_{nl} h_{nl}^3 / 12$  – момент инерции сечения одной планки относительно собственной оси  $z-z$ ;

$I_1$  – момент инерции ветви относительно оси 1-1 (по сортаменту);

$l_b$  – расстояние между планками по центрам тяжести;

$l_{ob}$  – расстояние между планками в свету;

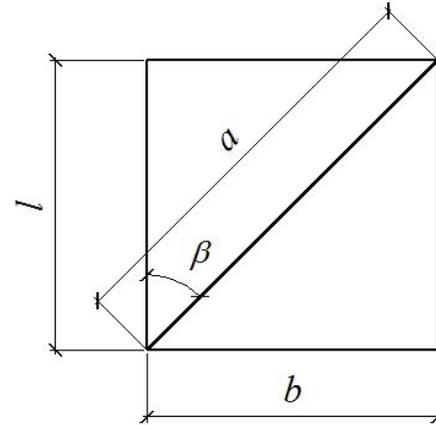
$b_o$  – расстояние между центрами тяжести ветвей колонн;

$n = I_1 b_o / (I_s l_d)$  – отношение погонных жесткостей ветви и планки;

$A$  – площадь сечения всего стержня колонны;

$A_{d1}$  – суммарная площадь поперечных сечений раскосов решеток, лежащих в плоскостях, перпендикулярных оси  $y$ ;

$\alpha_1 = 10a^3/(b^2l)$  – коэффициент, зависящий от угла наклона раскоса к ветви  $\beta$  ( $a, b, l$  – размеры, определяемые по рис. 4.6).



**Рис. 4.6.** Схема треугольной решетки

Подбор сечения колонн относительно оси  $y$ - $y$  производится из условия ее равноустойчивости (равенства гибкости  $\lambda_x$  относительно  $x$ - $x$  и приведенной гибкости  $\lambda_{ef}$  относительно оси  $y$ - $y$ ), которая достигается за счет изменения расстояния между ветвями  $b_0$ .

#### 4.3.3. Сквозная колонна с планками

**Расчет колонны относительно свободной оси  $y$ - $y$ .** Приравнивая  $\lambda_x = \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$ , находим требуемое значение гибкости относительно свободной оси:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{57,25^2 - 33^2} = 46,78,$$

где  $\lambda_1 = 33$  – предварительно принятая гибкость ветви (гибкость ветви назначают в пределах  $\lambda_1 = 30 - 40$  и обеспечивают ее при последующем конструировании колонны путем выбора соответствующего расстояния между планками  $l_o = \lambda_1 i_1$ ).

По  $\lambda_y$  находим радиус инерции:

$$i_y = l / \lambda_y = 813 / 46,78 = 17,38 \text{ см.}$$

Воспользовавшись приближенными значениями радиусов инерции, приведенными в табл. 4.1, определяем ширину сечения:

$$b = i_y / 0,44 = 17,38 / 0,44 = 39,5 \text{ см.}$$

Принимаем  $b = 400$  мм и определяем расстояние между ветвями:

$$b_o = b - 2z_o = 400 - 2 \cdot 2,68 = 34,64 \text{ см.}$$

Проверяем расстояние в свету между полками швеллеров:

$$a = b - 2b_b = 400 - 2 \cdot 110 = 180 \text{ мм} > 100 \text{ мм.}$$

Расстояние между ветвями увеличивать не требуется.

**Проверка колонны на устойчивость относительно оси у-у.** До проверки устойчивости колонны нужно скомпоновать сечение стержня, установить расстояние между планками, назначить их размеры.

Расчетная длина ветви

$$l_{ob} = \lambda_1 i_1 = 33 \cdot 3,1 = 102,3 \text{ см.}$$

Принимаем расстояние в свету между планками  $l_{ob} = 100$  см.

Длину планки  $b_{пл}$  принимают равной расстоянию в свету между ветвями с напуском на ветви по 20...30 мм:

$$b_{пл} = 180 + 2 \cdot 30 = 240 \text{ мм.}$$

Высоту планок  $h_{пл}$  обычно устанавливают в пределах  $(0,5 - 0,75)b = 200 - 300$  мм, где  $b = 400$  мм – ширина колонны. Принимаем  $h_{пл} = 240$  мм.

Толщину планок принимают  $t_{nl} = 6 - 12$  мм и по условиям местной устойчивости она должна быть:

$$t_{nl} \geq h_{nl} / 30 = 240 / 30 = 8 \text{ мм};$$

$$t_{nl} \geq b_{nl} / 50 = 240 / 50 = 4,8 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем планки из листов  $240 \times 240 \times 8$  мм.

Момент инерции стержня колонны относительно оси у-у

$$I_y = 2[I_1 + A_b (b_o / 2)^2] = 2[513 + 53,4(34,64 / 2)^2] = 33064,12 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{33064,12 / 106,8} = 17,6 \text{ см}.$$

Гибкость стержня колонны

$$\lambda_y = l_y / i_y = 813 / 17,6 = 46,19.$$

Для вычисления приведенной гибкости  $\lambda_{ef}$  относительно свободной оси проверяется отношение погонных жесткостей планки и ветви:

$$I_s l_b / (I_1 b_o) = 921,6 \cdot 124 / (513 \cdot 34,64) = 6,43 > 5,$$

где

$$I_s = t_{nl} h_{nl}^3 / 12 = 0,8 \cdot 24^3 / 12 = 921,6 \text{ см}^4;$$

$$l_b = l_{ob} + h_{nl} = 100 + 24 = 124 \text{ см}.$$

Гибкость ветви колонны

$$\lambda_1 = l_{ob} / i_1 = 100 / 3,1 = 32,26.$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{46,19^2 + 32,26^2} = 56,34.$$

Условная приведенная гибкость

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E} = 56,34 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 1,92.$$

По табл. 3.11 в зависимости от  $\bar{\lambda}_{ef}$  для типа кривой устойчивости "b" находим коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi = 0,833$ .

Производим проверку:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2067,18}{0,833 \cdot 106,8 \cdot 24 \cdot 1} = 0,968 < 1.$$

Устойчивость колонны обеспечена.

Недонапряжение в колонне

$$\frac{1 - 0,968}{1} 100\% = 3,2\% < 5\%.$$

Сечение принято.

#### **Расчет планок.**

Проверяем принятое сечение планок. Расчет соединительных элементов (планок, решетки) сжатых составных стержней выполняется на условную поперечную силу  $Q_{fic}$ , принимаемую постоянной по всей длине стержня колонны и определяемую по формуле

$$\begin{aligned} Q_{fic} &= 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi = \\ &= 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - 2,06 \cdot 10^4 / 24) 2067,18 / 0,833 = 26,3 \text{ кН}, \end{aligned}$$

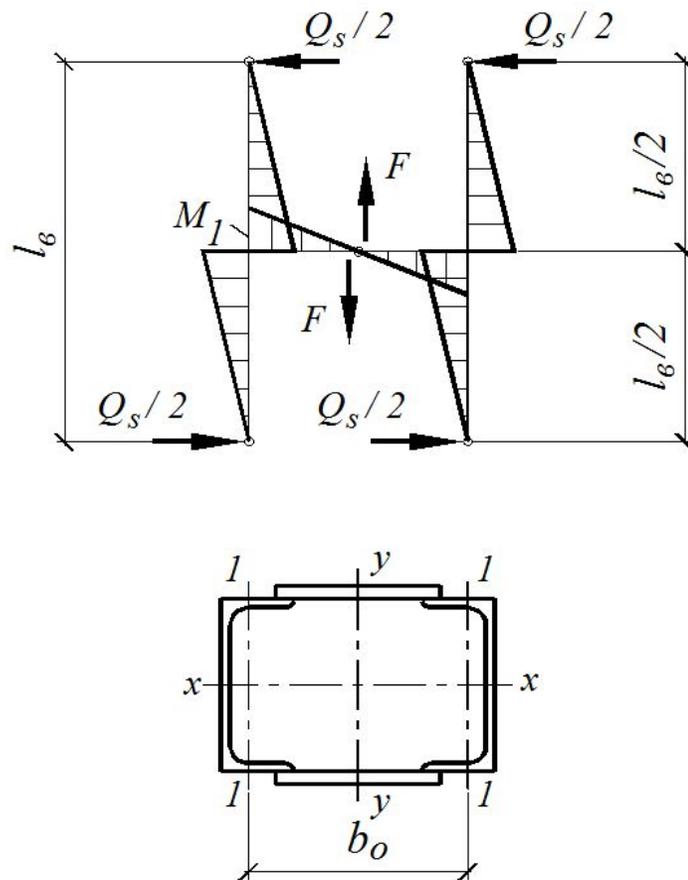
где  $\varphi = 0,833$  – коэффициент устойчивости при сжатии, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов.

Поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани (рис. 4.7) вычисляется по формуле

$$Q_s = Q_{fic} / 2 = 26,3 / 2 = 13,15 \text{ кН}.$$

Сдвигающая сила в месте прикрепления планки к ветви колонны

$$F = Q_s l_b / b_0 = 13,15 \cdot 124 / 34,64 = 47,07 \text{ кН.}$$



**Рис. 4.7.** К расчету планок

Момент, изгибающий планку в ее плоскости:

$$M_1 = Q_s l_b / 2 = 13,15 \cdot 124 / 2 = 815,3 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Приварку планок толщиной  $t_{пл} = 8$  мм к полкам швеллеров производим механизированной сваркой в среде углекислого газа, принимая катет сварного шва  $k = 6$  мм.

Учитывая, что несущая способность планки больше, чем несущая способность сварного шва с катетом  $k_f \leq t_{пл}$ , достаточно проверить прочность сварного шва. Расчет производится на равнодействующую напряжений в шве от изгибающего момента  $M_1$  и поперечной силы  $F$  (см. рис. 4.5).

Так как для механизированной сварки

$$\beta_f R_{wf} = 193,5 \text{ МПа} > \beta_z R_{wz} = 174,83 \text{ МПа},$$

прочность шва проверяем по металлу границы сплавления.

Напряжение в шве от изгиба

$$\tau_{w1} = M_1 / W_w = 815,3 / 55,55 = 14,68 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжение от поперечной силы

$$\tau_{w2} = F / A_w = 47,07 / 14,49 = 3,25 \text{ кН/см}^2,$$

где  $W_w = \beta_z k_f l_w^2 / 6 = 1,05 \cdot 0,6 \cdot 23^2 / 6 = 55,55 \text{ см}^3$  – момент сопротивления расчетного сечения шва, здесь  $l_w = h_{пл} - 1 = 24 - 1 = 23$  см – расчетная длина шва.

$$A_w = \beta_z k_f l_w = 1,05 \cdot 0,6 \cdot 23 = 14,49 \text{ см}^2.$$

Проверяем прочность шва:

$$\tau_w = \frac{\sqrt{\tau_{w1}^2 + \tau_{w2}^2}}{R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{\sqrt{14,68^2 + 3,25^2}}{16,65 \cdot 1 \cdot 1} = 0,903 < 1.$$

Прочность шва обеспечена, следовательно, несущая способность планки достаточна.

#### 4.3.4. Сквозная колонна с треугольной решеткой

**Расчет колонны относительно свободной оси у-у.** Чтобы определить приведенную гибкость в колоннах с треугольной решеткой, задаемся сечением двух раскосов  $A_{d1} = 2A_d$  (начиная с равнополочного уголка  $\angle 50 \times 50 \times 5 / \text{ГОСТ 8509-93}$  с площадью  $A_d = 4,8 \text{ см}^2$ , в ходе расчета треугольной решетки размеры сечения при необходимости уточняются).

Для треугольной решетки, состоящей из одних раскосов, угол между раскосом и направлением поперечной силы  $\alpha = 35^\circ$  (рис. 4.8), для треугольной решетки с дополнительными распорками –  $\alpha = 45^\circ$ .

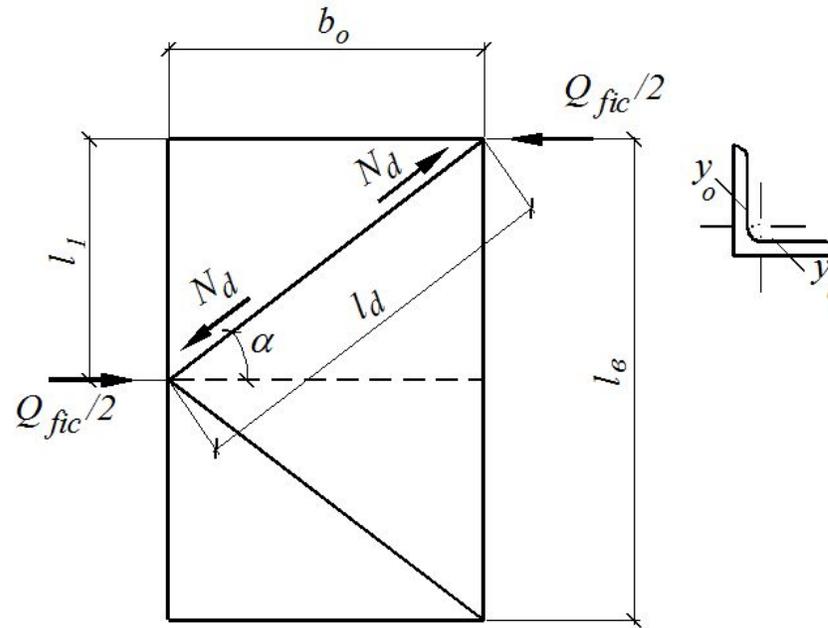


Рис. 4.8. К расчету треугольной решетки

Приравнивая  $\lambda_x = \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}}}$ , находим требуемое значение гибкости колонны относительно свободной

оси:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{57,25^2 - 26 \frac{106,8}{9,6}} = 54,67,$$

где  $\alpha_1 = 10I_d^3 / (b_o^2 I_1) = 10 / (\cos^2 \alpha \sin \alpha) = 10 / (0,819^2 \cdot 0,574) = 26$  при  $\alpha = 35^\circ$ .

По  $\lambda_y$  находим радиус инерции:

$$i_y = l_y / \lambda_y = 813 / 54,67 = 14,87 \text{ см.}$$

Воспользовавшись приближенными значениями радиусов инерции по табл. 4.1, определяем ширину сечения:

$$b = i_y / 0,44 = 14,87 / 0,44 = 33,8 \text{ см.}$$

Принимаем  $b = 340$  мм и проверяем расстояние в свету между полками швеллеров:

$$a = b - 2b_b = 340 - 2 \cdot 110 = 120 \text{ мм} > 100 \text{ мм.}$$

Расстояние достаточно.

Определяем расстояние между ветвями:

$$b_o = b - 2z_o = 340 - 2 \cdot 2,68 = 28,64 \text{ см.}$$

**Проверка колонны на устойчивость относительно оси у-у.** Момент инерции сечения колонны относительно оси у-у

$$I_y = 2[I_1 + A_b(b_o/2)^2] = 2 [513 + 53,4 (28,64 / 2)^2] = 22926,7 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{22926,7 / 106,8} = 14,65 \text{ см.}$$

Гибкость стержня колонны

$$\lambda_y = l_y / i_y = 813 / 14,65 = 55,49.$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{55,49^2 + 26 \frac{106,8}{9,6}} = 58,04.$$

Условная приведенная гибкость

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E} = 58,04 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 1,97.$$

По табл. 3.11 в зависимости от  $\bar{\lambda}_{ef}$  для типа кривой устойчивости "b" определяем коэффициент устойчивости при центральной сжатии  $\varphi = 0,830$ .

Производим проверку:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2067,18}{0,83 \cdot 106,8 \cdot 24 \cdot 1} = 0,972 < 1.$$

Устойчивость колонны относительно оси y-y обеспечена.

Недонапряжение в колонне

$$\frac{1 - 0,972}{1} 100\% = 2,8\% < 5\%,$$

что допустимо в составном сечении согласно СНиП [6].

В колоннах с решеткой должна быть также проверена устойчивость отдельной ветви на участке между смежными узлами решетки.

Расчетное усилие

$$N_b = N/2 = 2067,18 / 2 = 1033,59 \text{ кН.}$$

Расчетная длина ветви (см. рис. 34)

$$l_1 = 2b_0 \operatorname{tg} \alpha = 2 \cdot 28,64 \cdot 0,7 = 40,1 \text{ см.}$$

Площадь сечения ветви  $A_b = 53,4 \text{ см}^2$ .

Радиус инерции сечения [36 относительно оси 1-1  $i_1 = 3,1 \text{ см}$ .

Гибкость ветви

$$\lambda_1 = l_1 / i_1 = 40,1 / 3,1 = 12,94.$$

Условная гибкость ветви

$$\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{R_y / E} = 12,94 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 0,44.$$

Коэффициент устойчивости при центральном сжатии для типа кривой устойчивости "b"  $\varphi = 0,984$ .

Проверяем устойчивость отдельной ветви:

$$\frac{N_b}{\varphi A_b R_y \gamma_c} = \frac{1033,59}{0,984 \cdot 53,4 \cdot 24 \cdot 1} = 0,82 < 1.$$

Ветвь колонны на участке между смежными узлами решетки устойчива.

**Расчет треугольной решетки.** Расчет треугольной решетки сквозной колонны выполняется как расчет решетки фермы, элементы которой рассчитываются на осевое усилие от условной поперечной силы  $Q_{fic}$  (см. рис. 4.8). При расчете перекрестных раскосов крестовой решетки с распорками следует учитывать дополнительное усилие, возникающее в каждом раскосе от обжатия ветвей колонны. Усилие в раскосе определяем по формуле

$$N_d = Q_{fic} / (2 \cos \alpha) = 26,82 / (2 \cdot 0,819) = 16,37 \text{ кН.}$$

Сечение раскоса из равнополочного уголка  $\text{L}50 \times 50 \times 5$ , предварительно принятое при расчете стержня сквозной колонны ( $A_d = 4,8 \text{ см}^2$ ), проверяем на устойчивость, для этого вычисляем:

– расчетную длину раскоса

$$l_d = b_o / \cos \alpha = 28,64 / 0,819 = 34,97 \text{ см;}$$

– максимальную гибкость раскоса

$$\lambda_{yo} = l_d / i_{yo} = 34,97 / 0,98 = 35,68,$$

где  $i_{yo} = 0,98 \text{ см}$  – минимальный радиус инерции сечения уголка относительно оси  $y_o$ - $y_o$  (по сортаменту);

– условную гибкость раскоса

$$\bar{\lambda}_{yo} = \lambda_{yo} \sqrt{R_y / E} = 35,68 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 1,22;$$

- $\varphi_{\min} = 0,925$  – минимальный коэффициент устойчивости для типа кривой устойчивости "b";
- $\gamma_c = 0,75$  – коэффициент условий работы, учитывающий одностороннее прикрепление раскоса из одиночного уголка (см. табл. 1.3).

Производим проверку сжатого раскоса на устойчивость по формуле

$$\frac{N_d}{\varphi_{\min} A_d R_y \gamma_c} = \frac{16,37}{0,925 \cdot 53,4 \cdot 1} = 0,014 < 1.$$

Устойчивость раскоса обеспечена.

Распорки служат для уменьшения расчетной длины ветви колонны и рассчитываются на усилие, равное условной поперечной силе в основном сжатом элементе ( $Q_{fic}/2$ ). Обычно они принимаются такого же сечения, как и раскосы. Рассчитываем узел крепления раскоса к ветви колонны механизированной сваркой на усилие в раскосе  $N_d = 16,37$  кН. Расчет сварного шва производим по металлу границы сплавления.

Усилия, воспринимаемые швами, вычисляются по следующим формулам

- у обушка

$$N_{об} = (1 - \alpha) N_d = (1 - 0,3) 16,37 = 11,46 \text{ кН};$$

- у пера

$$N_n = \alpha N_d = 0,3 \cdot 16,37 = 4,91 \text{ кН}.$$

Задаваясь минимальным катетом шва у пера  $k_f = t_{yz} - 1 = 5 - 1 = 4$  мм, находим расчетные длины шва:

- у обушка

$$l_{w,об} = N_{об} / (\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 11,46 / (1,05 \cdot 0,4 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1) = 1,64 \text{ см};$$

- у пера

$$l_{w,n} = N_n / (\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 4,91 / (1,05 \cdot 0,4 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1) = 0,7 \text{ см}.$$

Принимаем минимальную конструктивную длину сварного шва у обушка и пера  $l_{w,об} = l_{w,n} = 40 + 1 = 50$  мм.

Если не удастся разместить сварные швы в пределах ширины ветви, то для увеличения длины швов возможно центрирование раскосов на грань колонны.

При делении колонны на отправочные марки, вызванном условиями транспортирования, отправочные элементы сквозных колонн с решетками в двух плоскостях следует укреплять диафрагмами, располагаемыми у концов отправочного элемента. В сквозных колоннах с соединительной решеткой в одной плоскости диафрагмы следует располагать по всей длине колонны не реже, чем через 4 м. Толщину диафрагмы принимают 8 – 14 мм (рис. 4.9).

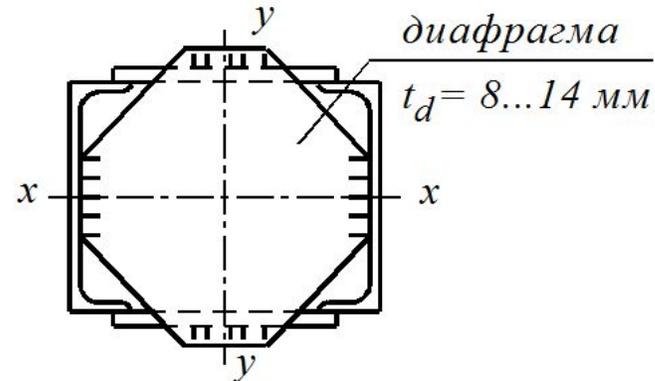


Рис. 4.9. Диафрагма жесткости

#### 4.4. Конструирование и расчет оголовка колонн

Главная балка опирается на колонну сверху, при этом сопряжение принимается шарнирным. Продольная сжимающая сила  $N$  от главных балок передается через опорную строганную с двух сторон плиту толщиной  $t_{on} = 16 - 25$  мм непосредственно на ребра оголовка сплошной колонны и на диафрагму в сквозной колонне.

Торцы колонны, ребер и диафрагмы фрезеруются. Передача усилия от ребер на стенку колоны и от диафрагмы на стенки ветвей колоны осуществляется вертикальными сварными швами. Плита служит для крепления балок на колонне монтажными болтами, фиксирующими проектное положение балок. Сварные швы, прикрепляющие плиту к колонне, назначаются конструктивно с катетом минимального размера, принимаемого по наибольшей толщине стыкуемых элементов (см. табл. 3.6). Размеры плиты в плане принимаются больше контура колонны на 15 – 20 мм в каждую сторону для размещения сварных швов.



Требуемую площадь вертикального парного ребра определяем из условия смятия:

$$A_r = N / (R_p \gamma_c) = 2067,18 / (33,6 \cdot 1) = 61,52 \text{ см}^2.$$

Толщина ребра

$$t_r = A_r / l_{ef} = 61,52 / 29 = 2,12 \text{ см},$$

где  $l_{ef} = b_h + 2t_{on} = 24 + 2 \cdot 2,5 = 29 \text{ см}$  – условная длина распределения на-

грузки, равная ширине опорного ребра главной балки  $b_h$  плюс две толщины плиты оголовка колонны ( $t_{on}$  принята 25 мм).

Ширина ребра (выступающая часть)

$$b_r = (l_{ef} - t'_w) / 2 = (29 - 1,8) / 2 = 13,6 \text{ см}.$$

Принимаем два вертикальных ребра сечением 140×22 мм.

Проверяем вертикальное ребро на местную устойчивость.

$$b_r / t_r = 14 / 2,2 = 6,36 < 0,5 \sqrt{E / R_y} = 0,5 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 14,65.$$

Высоту опорного ребра назначаем из условия размещения сварных швов, обеспечивающих передачу силы  $N$  с ребер на стенку колонны.

Задаемся катетом сварного шва  $k_f = 7 \text{ мм}$  (в пределах конструктивных требований  $k_{f,\min} = 7 \text{ мм}$  при механизированной сварке листа  $t_{\max} = 25 \text{ мм}$  и  $k_{f,\max} = 1,2t_{\min}$  (здесь  $t_{\min} = t'_w = 18 \text{ мм}$  – наименьшая толщина соединяемых элементов)).

Требуемая длина шва

$$l_w = N / (4\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 2067,18 / (4 \cdot 1,05 \cdot 0,7 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1) = 42,23 \text{ см}.$$

С учетом 1 см на компенсацию дефектов в концевых участках шва по его длине окончательно принимаем высоту ребра  $h_r = 45$  см.

Расчетная длина шва должна быть не более  $85\beta_f k_f$ .

Проверяем ее по формуле

$$l_w = (h_r - 1) = (45 - 1) = 44 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,55 \text{ см.}$$

При тонких стенках сплошной колонны толщину стенки  $t_w$  проверяют на срез по граням крепления опорных вертикальных ребер. Требуемая толщина стенки

$$t_w = N / (2h_p R_s \gamma_c) = 2097,18 / (2 \cdot 45 \cdot 13,92 \cdot 1) = 1,67 \text{ см} = 16,7 \text{ мм,}$$

что больше принятой толщины стенки  $t_w = 8$  мм. Производим местное усиление стенки колонны путем замены участка стенки в пределах высоты оголовка более толстой вставкой. Принимаем толщину вставки  $t'_w = 18$  мм.

Для снижения концентрации напряжений при сварке встык элементов разной толщины на элементе большей толщины выполняем скосы с уклоном 1:5. Ширину горизонтальных ребер жесткости принимаем равной ширине вертикальных опорных ребер  $b_s = b_r = 140$  мм. Толщину ребра определяем из условия его устойчивости:

$$t_s = 2b_s \sqrt{R_y / E} = 2 \cdot 140 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 9,56 \text{ мм,}$$

она должна быть не менее  $t_r / 3 = 22 / 3 = 7,33$  мм. Принимаем парное ребро из листа сечением 140×10 мм.

#### 4.4.2. Оголовок сквозной колонны

Оголовок состоит из плиты и диафрагмы, подкрепленной горизонтальным ребром жесткости (рис. 4.11).

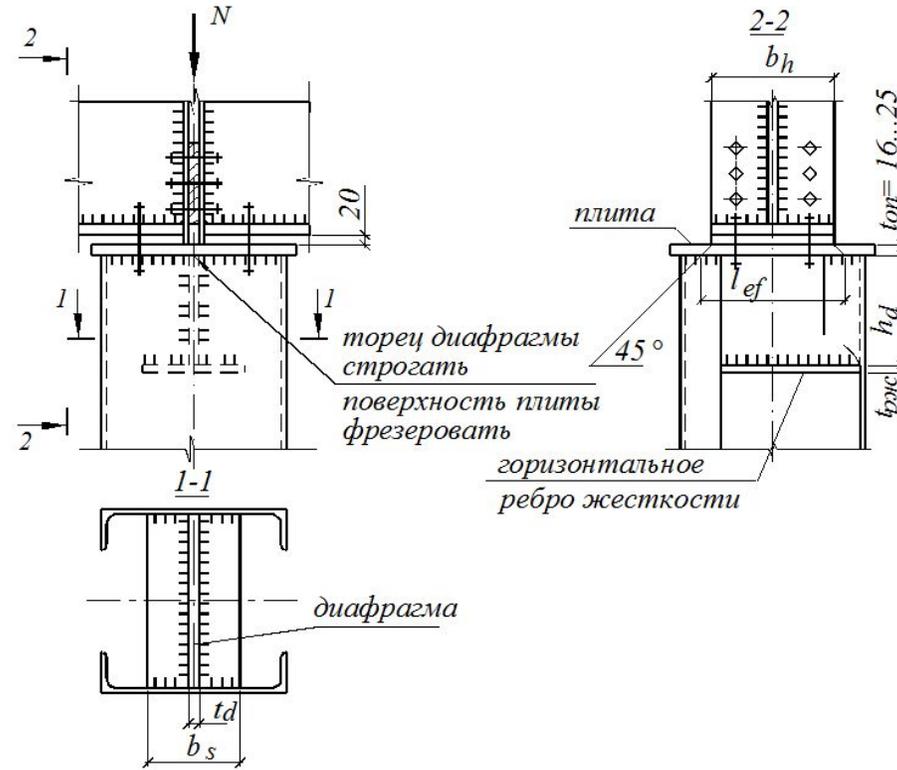


Рис. 4.11. Оголовок сквозной колонны

Расчет производится аналогично расчету оголовка сплошной колонны.

Толщина диафрагмы  $t_d$  определяется расчетом на смятие от продольной силы  $N$ :

$$t_d = N / (l_{ef} R_p \gamma_c) = 2067,18 / (29 \cdot 33,6 \cdot 1) = 2,12 \text{ см,}$$

где  $l_{ef} = 29$  см – условная длина распределения сосредоточенной нагрузки (см. п. 4.4.1).

Принимаем  $t_d = 22$  мм.

Высота диафрагмы определяется из условия среза стенок ветвей колонны ( $d = 7,5$  мм – толщина стенки для принятого швеллера):

$$h_d = N / (4dR_s\gamma_c) = 2067,18 / (4 \cdot 0,75 \cdot 13,92 \cdot 1) = 49,5 \text{ см.}$$

Принимаем  $h_d = 50$  см.

Проверяем диафрагму на срез как короткую балку:

$$\frac{1,5Q}{h_d t_d R_s \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 1033,59}{50 \cdot 2,2 \cdot 13,92 \cdot 1} = 1,01 > 1,$$

где  $Q = N/2 = 2067,18 / 2 = 1033,59$  кН.

Условие прочности не выполняется. Принимаем толщину диафрагмы  $t_d = 25$  мм и производим повторную проверку:

$$\frac{1,5Q}{h_d t_d R_s \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 1033,59}{50 \cdot 2,5 \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,891 < 1.$$

Определяем катет сварного шва, выполненного механизированной сваркой и обеспечивающего прикрепление диафрагмы к стенке ветвей колонны (расчет по металлу границе сплавления):

$$k_f = N / (4\beta_z l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 2067,18 / (4 \cdot 1,05 \cdot 49 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1) = 0,6 \text{ см,}$$

где  $l_w = h_d - 1 = 50 - 1 = 49$  см – расчетная длина шва, равная высоте диафрагмы за вычетом 1 см, учитывающего дефекты в концевых участках шва.

Принимаем катет шва  $k_f = 7$  мм, что отвечает минимальной его величине при механизированной сварке элементов  $t = 25$  мм.

Расчетная длина флангового шва должна быть не более  $85\beta_f k_f$ . Проверяем:  $l_w = 49 < 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,5$  см. Условие выполняется.

Толщину горизонтального ребра жесткости принимаем  $t_s = 10$  мм, что больше  $t_d / 3 = 22 / 3 = 7,33$  мм.

Ширину  $b_s$  назначаем из условия устойчивости ребра:

$$b_s = 2 \cdot 0,5t_s \sqrt{E/R_y} = 2 \cdot 0,5 \cdot 1 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 29,3 \text{ см.}$$

Принимаем  $b_s = 30 \text{ см.}$

#### 4.5. Конструирование и расчет базы колонны

База является опорной частью колонны и служит для передачи усилий с колонны на фундамент. При сравнительно небольших расчетных усилиях в колоннах (до 4000 – 5000 кН) применяют базы с траверсами. Усилие от стержня колонны передается через сварные швы на плиту, опирающуюся непосредственно на фундамент. Для более равномерной передачи давления с плиты на фундамент жесткость плиты при необходимости может быть увеличена постановкой дополнительных ребер и диафрагм.

База закрепляется с фиксацией ее проектного положения на фундаменте анкерными болтами. В зависимости от закрепления осуществляется шарнирное или жесткое сопряжение колонны с фундаментом. В базе с шарнирным сопряжением анкерные болты диаметром 20 – 30 мм крепятся непосредственно за опорную плиту, обладающую определенной гибкостью, обеспечивающей податливость при действии случайных моментов (рис. 4.12).

Ширину  $b_s$  назначаем из условия устойчивости ребра:

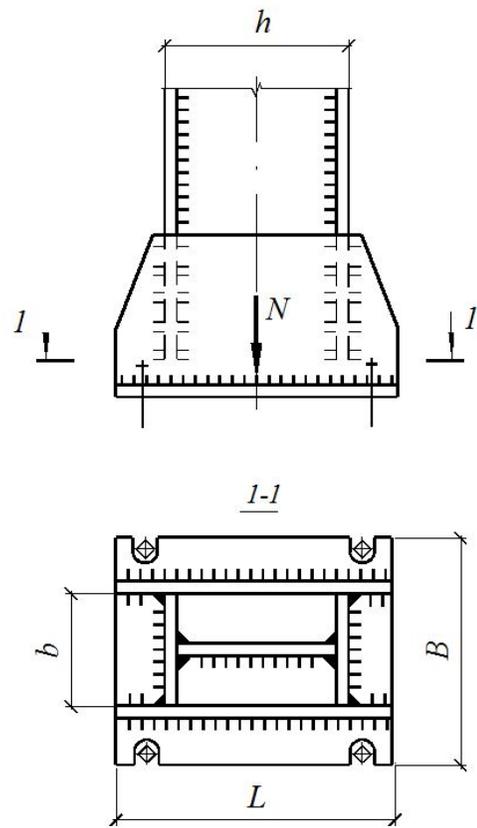
$$b_s = 2 \cdot 0,5t_s \sqrt{E/R_y} = 2 \cdot 0,5 \cdot 1 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 29,3 \text{ см.}$$

Принимаем  $b_s = 30 \text{ см.}$

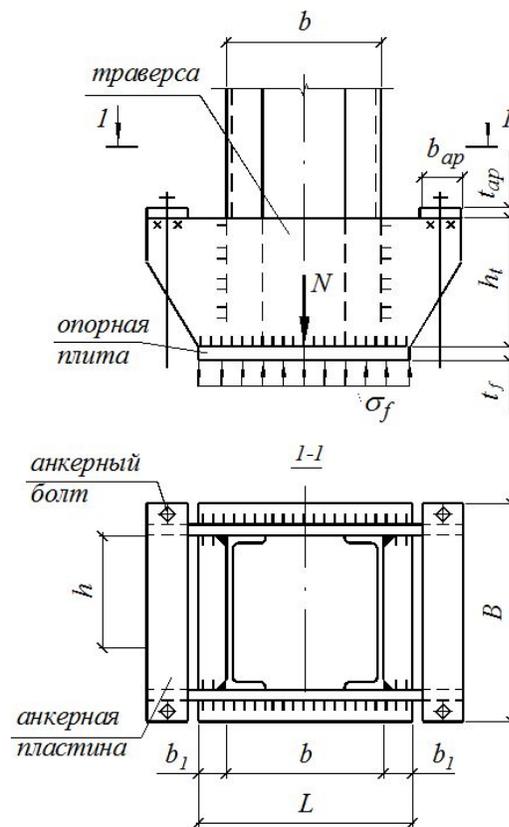
#### 4.5. Конструирование и расчет базы колонны

База является опорной частью колонны и служит для передачи усилий с колонны на фундамент. При сравнительно небольших расчетных усилиях в колоннах (до 4000 – 5000 кН) применяют базы с траверсами. Усилие от стержня колонны передается через сварные швы на плиту, опирающуюся непосредственно на фундамент. Для более равномерной передачи давления с плиты на фундамент жесткость плиты при необходимости может быть увеличена постановкой дополнительных ребер и диафрагм.

База закрепляется с фиксацией ее проектного положения на фундаменте анкерными болтами. В зависимости от закрепления осуществляется шарнирное или жесткое сопряжение колонны с фундаментом. В базе с шарнирным сопряжением анкерные болты диаметром 20 – 30 мм крепятся непосредственно за опорную плиту, обладающую определенной гибкостью, обеспечивающей податливость при действии случайных моментов (рис. 4.12).



**Рис. 4.12.** База колонны при шарнирном сопряжении с фундаментом



**Рис. 4.13.** База колонны при жестком сопряжении с фундаментом

Для возможности некоторой передвижки (рихтовки) колонны в процессе ее установки в проектное положение диаметр отверстий в плите для анкерных болтов принимают в 1,5 – 2 раза больше диаметра анкеров. На анкерные болты надевают шайбы с отверстием, которое на 3 мм больше диаметра болта, и после натяжения болта гайкой шайбу при-

варивают к плите. При жестком сопряжении анкерные болты прикрепляются к стержню колонны через выносные консоли траверс, имеющих значительную вертикальную жесткость, что устраняет возможность поворота колонны на фундаменте. При этом болты диаметром 24 – 36 мм затягиваются с напряжением близким к расчетному сопротивлению материала болта. Анкерная пластина принимается толщиной  $t_{ap} = 20 - 40$  мм и шириной  $b_{ap}$ , равной четырем диаметрам отверстий под болты (рис. 4.13).

Конструкция базы должна отвечать принятому в расчетной схеме колонны способу сопряжения ее с фундаментом. Принята к расчету и конструированию база колонны с жестким закреплением на фундаменте.

#### 4.5.1. Определение размеров опорной плиты в плане

Определяем расчетное усилие в колонне на уровне базы с учетом собственного веса колонны:

$$N' = N + 2A_b l \rho k = 2067,18 + 2 \cdot 53,4 \cdot 1161 \cdot 7850 \cdot 10^{-8} \cdot 1,2 = 2078,9 \text{ кН},$$

где  $k = 1,2$  – конструктивный коэффициент, учитывающий вес решетки, элементов базы и оголовка колонны. Давление под плитой принимается равномерно распределенным. В центрально-сжатой колонне размеры плиты в плане определяются из условия прочности материала фундамента:

$$A_f = N' / (\psi R_{b,loc}) = 2078,9 / (1 \cdot 0,9) = 2309,9 \text{ см}^2,$$

где  $\psi$  – коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки по площади смятия (при равномерном распределении напряжений  $\psi=1$ );

$R_{b,loc}$  – расчетное сопротивление бетона смятию под плитой, определяемое по формуле

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b = 1 \cdot 1,2 \cdot 7,5 = 9 \text{ МПа} = 0,9 \text{ кН/см}^2,$$

где  $\alpha = 1$  – для бетона класса ниже В25;

$R_b = 7,5$  МПа для класса бетона В12,5 – расчетное сопротивление бетона сжатию, соответствующее его классу и принимаемое по табл. 4.3;

$\varphi_b$  – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона сжатию в стесненных условиях под опорной плитой и определяемый по формуле

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{f1} / A_f},$$

здесь  $A_{f1}$  – площадь верхнего обреза фундамента, незначительно превышающая площадь опорной плиты  $A_f$ .

Таблица 4.3

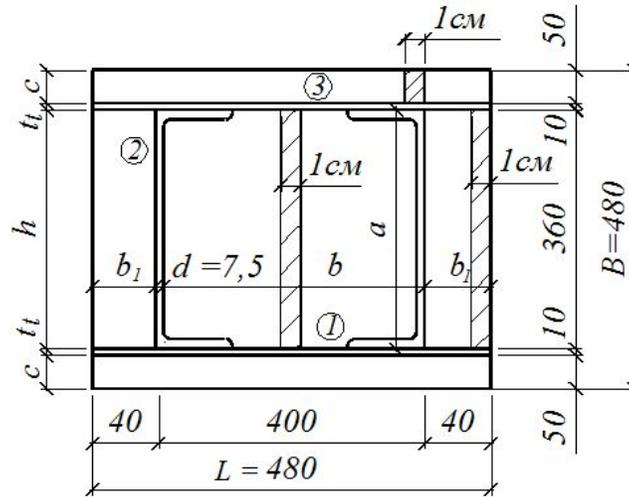
**Расчетные сопротивления бетона  $R_b$**

Класс прочности	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25
$R_b$ , МПа	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5

Коэффициент  $\varphi_b$  принимается не больше 2,5 для бетонов классов выше B7,5 и не больше 1,5 для бетонов класса B7,5 и ниже.

Предварительно задаем  $\varphi_b = 1,2$ .

Размеры плиты (ширина  $B$  и длина  $L$ ) назначаются по требуемой площади  $A_f$ , увязываются с контуром колонны (свесы опорной плиты должны быть не менее 40 мм) и согласуются с сортаментом (рис. 4.14).



**Рис. 4.14.** К расчету опорной плиты

Назначаем ширину плиты:

$$B = h + 2t_t + 2c = 36 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 4 = 46 \text{ см,}$$

где  $h = 36 \text{ см}$  – высота сечения стержня колонны;

$t_t = 10 \text{ мм}$  – толщина траверсы (принимают 8 – 16 мм);

$c = 40 \text{ мм}$  – минимальный вылет консольной части плиты (предварительно принимают равным 40 – 120 мм и при необходимости уточняют в процессе расчета толщины плиты).

Требуемая длина плиты

$$L = A_f / B = 2309,9 / 46 = 50,22 \text{ см} > L_{\min} = (b + 2 \cdot 4) = (40 + 8) = 48 \text{ см.}$$

Для центрально-сжатой колонны опорная плита должна быть близкой к квадрату (рекомендуемое соотношение сторон  $L/B \leq 1,2$ ). Принимаем квадратную плиту с размерами  $B = L = 480 \text{ мм}$ .

Площадь плиты  $A_f = LB = 48 \cdot 48 = 2304 \text{ см}^2$ .

Площадь обреза фундамента (размеры верхнего обреза фундамента устанавливаем на 20 см больше размеров опорной плиты)

$$A_{f1} = (48 + 20)(48 + 20) = 4624 \text{ см}^2.$$

Фактический коэффициент

$$\varphi_b = \sqrt[3]{4624 / 2304} = 1,26 > 1,2.$$

Расчетное сопротивление бетона смятию под плитой

$$R_{b,loc} = 1 \cdot 1,26 \cdot 7,5 = 9,45 \text{ МПа} = 0,95 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем прочность бетона под плитой:

$$\frac{N'}{A_f R_{b,loc}} = \frac{2078,9}{2304 \cdot 0,95} = 0,95 < 1.$$

Уменьшение размеров плиты не требуется, так как она была принята с минимальными размерами в плане.

#### 4.5.2. Определение толщины опорной плиты

Толщину опорной плиты, опертой на торцы колонны, траверс и ребер, определяют из условия ее прочности на изгиб от отпора фундамента, равного среднему напряжению под плитой:

$$\sigma_f = N' / A_f = 2078,9 / 2304 = 0,9 \text{ кН/см}^2.$$

Толщину плиты не рекомендуется назначать больше 40 мм. Для расчета плиты выделяют участки пластинки, оперные по четырем, трем и одной (консольные) сторонам, соответственно обозначенные цифрами 1, 2, 3 (см. рис. 4.14).

В каждом участке определяют максимальные изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 см, от расчетной равномерно распределенной нагрузки

$$q = \sigma_f \cdot 1 = 0,9 \text{ кН/см}.$$

На участке 1, опертом по четырем сторонам:

$$M_1 = \alpha_1 q a^2 = 0,053 \cdot 0,9 \cdot 36^2 = 61,82 \text{ кН}\cdot\text{см},$$

где  $\alpha_1 = 0,053$  – коэффициент, учитывающий уменьшение пролетного момента за счет опирания плиты по четырем сторонам и определяемый по табл. 4.4 в зависимости от отношения большей стороны участка  $b$  к меньшей  $a$ .

Таблица 4.4

**Коэффициенты  $\alpha_1$  для расчета на изгиб плиты, опертой по четырем сторонам**

$b/a$	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	$\geq 2,0$
$\alpha_1$	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,125

Значения  $b$  и  $a$  определяют по размерам в свету:

$$b = 400 - 2d = 400 - 2 \cdot 7,5 = 385 \text{ мм}; a = 360 \text{ мм}; b/a = 385 / 360 = 1,07.$$

На участке 2, опертом по трем сторонам:

$$M_2 = \beta q a_1^2,$$

где  $\beta$  – коэффициент принимается по табл. 4.5 в зависимости от отношения закрепленной стороны пластинки  $b_1 = 40$  мм к свободной  $a_1 = 360$  мм.

Таблица 4.5

**Коэффициенты  $\beta$  для расчета на изгиб плиты, опертой на три канта**

$b_1/a_1$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	$\geq 2$
$\beta$	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Отношение сторон  $b_1/a_1 = 40 / 360 = 0,11$ ; при отношении сторон  $b_1/a_1 < 0,5$  плита рассчитывается как консоль длиной  $b_1 = 40$  мм (рис. 4.15).



$$b/a = 38,5 / 17,5 = 2,2 > 2,$$

где  $a = (h - t_d) / 2 = (36 - 1) / 2 = 17,5$  см.

При опирании плиты на четыре канта с отношением сторон  $b/a > 2$  изгибающий момент определяется как для однопролетной балочной плиты пролетом  $a$ , свободно лежащей на двух опорах:

$$M_1' = qa^2 / 8 = 0,87 \cdot 17,5^2 / 8 = 33,3 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

По наибольшему значению из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов определяем требуемый момент сопротивления плиты шириной 1 см:

$$W_f = 1 \cdot t_f^2 / 6 = M_{\max} / (R_y \gamma_c),$$

откуда толщина плиты

$$t_f = \sqrt{6M_{\max} / (R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 33,3 / (23 \cdot 1)} = 2,95 \text{ см}.$$

Принимаем лист толщиной 30 мм.

При определении изгибающего момента  $M_1'$  в полосе шириной 1 см для рассматриваемого участка плиты 1 допускается учитывать разгружающее влияние смежных консольных участков вдоль длинных сторон (как в неразрезной балке) по формуле

$$M_1' = M_1 - M_3 = q(\alpha_1 a^2 - 0,5c^2) = 0,9 (0,053 \cdot 36^2 - 0,5 \cdot 5^2) = 50,57 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

#### 4.5.3. Расчет траверсы

Толщина траверсы принята  $t_t = 10$  мм.

Высота траверсы определяется из условия размещения вертикальных швов крепления траверсы к стержню колонны. В запас прочности предполагается, что все усилие передается на траверсы через четыре угловых шва (сварные швы, соединяющие стержень колонны непосредственно с плитой базы, не учитываются).

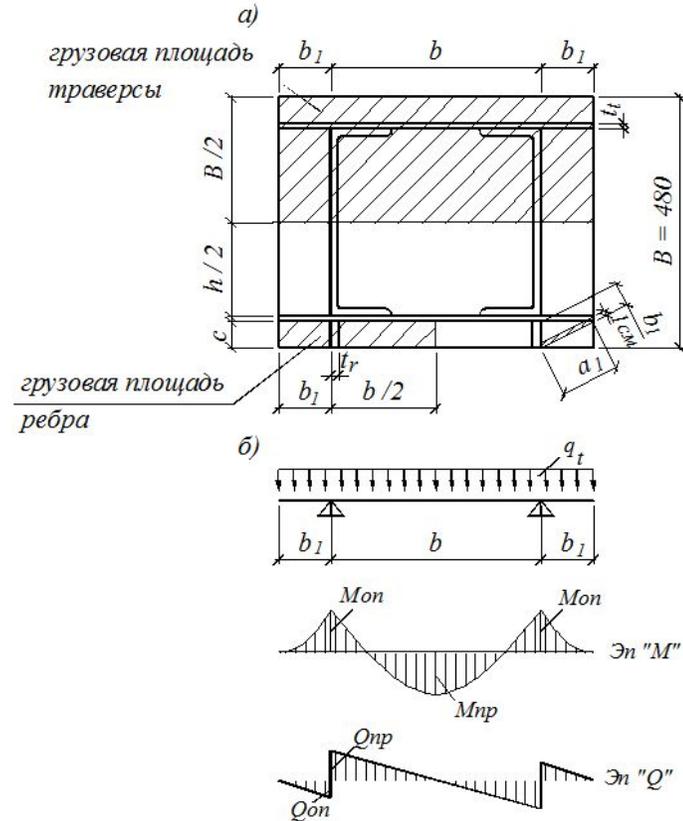
Принимаем катет сварного шва  $k_f = 9$  мм (обычно задаются в пределах 8 – 16 мм, но не более  $1,2t_{\min}$ ). Требуемая длина одного шва, выполненного механизированной сваркой, из расчета по границе сплавления

$$l_w = N / (4\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 2184 / (4 \cdot 1,05 \cdot 0,9 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1) = 34,7 \text{ см} <$$

$$< 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 68,85 \text{ см.}$$

Принимаем высоту траверсы с учетом добавления 1 см на дефекты в начале и конце шва  $h_t = 38$  см.

Проверяем прочность траверсы как однопролетной двухконсольной балки, опирающейся на ветви (полки) колонны и воспринимающей отпорное давление от фундамента (рис. 4.16, б).



Равномерно распределенная нагрузка на траверсу

$$q_t = \sigma_f d = 0,9 \cdot 24 = 21,6 \text{ кН/см},$$

где  $d = B/2 = 48 / 2 = 24$  см – ширина грузовой площади траверсы.

Определяем усилия:

– на опоре

$$M_{он} = q_t b_1^2 / 2 = 21,6 \cdot 4^2 / 2 = 178,8 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$Q_{он} = q_t b_1 = 21,6 \cdot 4 = 86,4 \text{ кН};$$

– в пролете

$$M_{пр} = q_t b^2 / 8 - M_{он} = 21,6 \cdot 40^2 / 8 - 178,8 = 4141,2 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{пр} = q_t b / 2 = 21,6 \cdot 40 / 2 = 432 \text{ кН}.$$

Момент сопротивления траверсы

$$W_t = t_t h_t^2 / 6 = 1 \cdot 38^2 / 6 = 240,7 \text{ см}^3.$$

Проверяем прочность траверсы:

– по нормальным напряжениям от максимального момента

$$\frac{M_{пр}}{W_t R_y \gamma_c} = \frac{4141,2}{240,7 \cdot 24 \cdot 1} = 0,717 < 1;$$

– по касательным напряжениям

$$\frac{Q_{пр}}{t_t h_t R_s \gamma_c} = \frac{432}{1 \cdot 38 \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,817 < 1;$$

– по приведенным напряжениям

$$\frac{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}}{1,15R_y \gamma_c} = \frac{\sqrt{0,74^2 + 3 \cdot 11,37^2}}{1,15 \cdot 24 \cdot 1} = 0,714 < 1,$$

где  $\sigma = M_{оп}/W_t = 178,8 / 240,7 = 0,74$  кН/см<sup>2</sup>;  
 $\tau = Q_{пр}/(t_t h_t) = 432 / (1 \cdot 38) = 11,37$  кН/см<sup>2</sup>.

Сечение траверсы принято.

Требуемый катет горизонтальных швов для передачи усилия ( $N_t = q_t L$ ) от одной траверсы на плиту

$$k_f = q_t L / (\beta_z \sum l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 21,6 \cdot 48 / (1,05 \cdot 53 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1) = 1,12 \text{ см},$$

где  $\sum l_w = (L - 1) + 2(b_1 - 1) = (48 - 1) + 2(4 - 1) = 53$  см – суммарная длина горизонтальных швов.

Принимаем катет сварного шва  $k_f = 12$  мм, который равен максимально допустимому катету  $k_{f, \max} = 1,2 t_t = 1,2 \cdot 1 = 12$  мм.

#### 4.5.4. Расчет ребер усиления плиты

Для проектируемой базы необходимости в постановке ребер жесткости на консольном участке опорной плиты нет, поэтому расчет приводится в качестве примера для других вариантов конструирования базы колонны (см. рис. 4.16, а).

Консольные ребра и их прикрепление к стержню колонны рассчитывают на момент  $M_r$  и поперечную силу  $Q_r$ .

Погонная нагрузка на ребро (с грузовой площади шириной  $b_1 + b/2 = L/2 = 48/2 = 24$  см )

$$q_r = \sigma_f b_1 = 0,9 \cdot 24 = 21,36 \text{ кН/см}.$$

Изгибающий момент

$$M_r = q_r c^2 / 2 = 21,6 \cdot 5^2 / 2 = 270 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Поперечная сила

$$Q_r = q_r c = 21,6 \cdot 5 = 108 \text{ кН.}$$

Требуемая высота ребра при принятой толщине  $t_r = 10$  мм

$$h_r = \sqrt{6M_r / (t_r R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 270 / (1 \cdot 24 \cdot 1)} = 8,22 \text{ см.}$$

Принимаем  $h_r = 10$  см.

Проверяем прочность ребра на срез:

$$\frac{Q_r}{h_r t_r R_s \gamma_c} = \frac{108}{10 \cdot 1 \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,776 < 1.$$

Проверяем прочность ребра по приведенным напряжениям от  $M_r$  и  $Q_r$  по формуле

$$\frac{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}}{1,15 R_y \gamma_c} = \frac{\sqrt{16,2^2 + 3 \cdot 10,8^2}}{1,15 \cdot 24 \cdot 1} = 0,897 < 1,$$

где  $\sigma = M_r / W_r = 6M_r / (t_r h_r^2) = 6 \cdot 270 / (1 \cdot 10^2) = 16,2 \text{ кН/см}^2$ ;

$\tau = Q_r / (t_r h_r) = 108 / (1 \cdot 10) = 10,8 \text{ кН/см}^2$ .

Ребро принято.

Сварные швы, прикрепляющие ребро к траверсе (стержню) колонны, проверяем на равнодействующую касательных напряжений от изгиба и среза.

Назначаем катет шва  $k_f = 10$  мм.

Проверяем прочность на срез по металлу шва, выполненного механи- зированной сваркой (расчетная длина шва  $l_w = h_r - 1 = 10 - 1 = 9$  см:

$$\tau_f = \sqrt{\left(\frac{6M_r}{2\beta_f k_f l_w^2}\right)^2 + \left(\frac{Q_r}{2\beta_f k_f l_w}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{6 \cdot 270}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,9^2}\right)^2 + \left(\frac{108}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,9}\right)^2} =$$

$$= 7,45 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 20,5 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем прочность швов по границе сплавления:

$$\tau_z = \sqrt{\left(\frac{6M_r}{2\beta_z k_f l_w^2}\right)^2 + \left(\frac{Q_r}{2\beta_z k_f l_w}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{6 \cdot 270}{2 \cdot 1,05 \cdot 1,9^2}\right)^2 + \left(\frac{108}{2 \cdot 1,05 \cdot 1,9}\right)^2} =$$

$$= 6,49 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

Требуемый катет сварных швов крепления ребер к опорной плите

$$k_f = Q_r / [2\beta_z (c - 1) R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c] = 108 / [2 \cdot 1,05 (5 - 1) 16,65 \cdot 1 \cdot 1] = 0,77 \text{ см.}$$

Принимаем катет шва  $k_f = 8 \text{ мм}$ .

Крепление стержня колонны к опорной плите осуществляем конструктивным швом с катетом 7 мм (при сварке листов  $t_{\max} = t_p = 30 \text{ мм}$ ).