



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Белорусский национальный
технический университет**

Кафедра «Металлические и деревянные конструкции»

**А. Н. Жабинский
А. Г. Вербицкий**

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
КОЛОНН
ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ**

**Учебно-методическое пособие
для курсового и дипломного проектирования**

**Минск
БНТУ
2016**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Металлические и деревянные конструкции»

А. Н. Жабинский
А. Г. Вербицкий

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОНН
ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Учебно-методическое пособие
для курсового и дипломного проектирования

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
высших учебных заведений по образованию
в области промышленного и гражданского строительства*

Минск
БНТУ
2016

УДК 624.075.23:378.147.091.313(075.8)

ББК 38.5я7

Ж12

Рецензент *А. П. Зайцев*

Жабинский, А. Н.

Ж12 Расчет и конструирование колонн промышленных зданий : учебно-методическое пособие для курсового и дипломного проектирования / А. Н. Жабинский, А. Г. Вербицкий. – Минск : БНТУ, 2016. – 110 с.

ISBN 978-985-550-172-6.

Изложены вопросы проектирования центрально и внецентренно сжатых колонн балочных клеток, рабочих площадок и каркасов производственных зданий. Приведена методика расчета и конструирования указанных конструкций и их узлов. Пособие предназначено для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство», а также может быть использовано студентами других специальностей строительного профиля.

УДК 624.075.23:378.147.091.313(075.8)

ББК 38.5я7

ISBN 978-985-550-172-6

© Жабинский А. Н., Вербицкий А. Г., 2016

© Белорусский национальный
технический университет, 2016

Введение

Учебно-методическое пособие для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» предназначено для помощи при выполнении курсовых и дипломных проектов по дисциплине «Металлические конструкции».

В издании рассматриваются теоретические вопросы по проектированию колонн рабочих площадок, балочных клеток и каркасов производственных зданий, приводятся примеры расчета стержней таких колонн, их оголовков и баз. Расчеты выполнены в соответствии с существующими в настоящее время нормами (СНиП II-23–81*).

При написании учебно-методического пособия авторы исходили из того, что студенты владеют основами проектирования металлических конструкций в объеме, предусмотренном учебной программой основного курса.

ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

В практике проектирования строительных объектов широко используются колонны, работающие на осевое сжатие. К ним относятся колонны рабочих площадок, междуэтажных покрытий и перекрытий, стойки эстакад и трубопроводов.

Колонны состоят из оголовка, стержня и базы. Опирание балок на колонну может быть сверху (рис. 1.1, *a* и *б*) и сбоку (рис. 1.1, *в*).

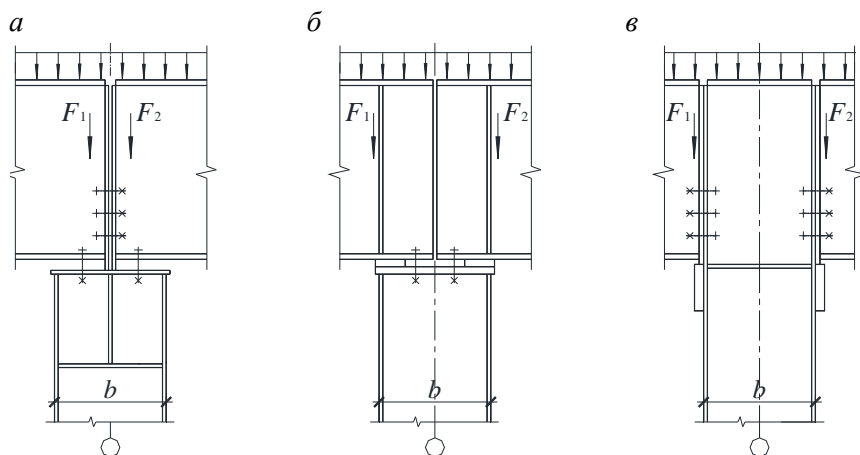


Рис. 1.1. Опирание балок на колонны

Первое решение (см. рис. 1.1, *a*) является наиболее предпочтительным, поскольку для опираний (см. рис. 1.1, *б* и *в*) при несимметричной нагрузке на балки ($F_1 \neq F_2$) колонна кроме продольной силы будет испытывать и дополнительные моменты

$$M = (F_1 - F_2) \frac{b}{2}.$$

Сечение стержня колонны проектируют сплошным или сквозным.

Выбор типа сечения колонны производят в соответствии с рекомендациями [3, 4, 5] или принимают, исходя из задания на курсовой проект.

1.1. Назначение расчетной схемы, определение расчетной длины и расчетных усилий в колоннах

При проектировании рабочих площадок сопряжение балок с колоннами обычно принимают шарнирным, а колонн с фундаментами – либо шарнирным, либо жестким. Несмещаемость верха колонн, как правило, обеспечивают системой вертикальных связей между колоннами. Расчетная длина колонн $l_{ef} = \mu l$ определяется исходя из конкретных условий закрепления их концов. Значение коэффициента расчетной длины μ принимается в соответствии с табл. Пб, приведенной в приложении к настоящему пособию. Геометрическая длина l колонн назначается в зависимости от схемы опирания балок на них. Так, при опирании балок сверху (см. рис. 1.1, а, б) длина l равна расстоянию от низа базы до верха оголовка колонны. При опирании балок сбоку (см. рис. 1.1, в) длина l равна расстоянию от низа базы до низа опорного ребра балки.

Расчетное усилие N на колонны определяется либо с соответствующей грузовой площади или равно сумме опорных реакций опертых на нее балок. Полученные величины умножаются на коэффициент $\alpha = 1,01$, учитывающий собственный вес колонны.

1.2. Выбор материала колонн сплошного и сквозного сечения

Выбор марки стали для конструкций ведут в соответствии с табл. 50 [1]. Согласно этой таблице колонны и стойки относятся к конструкциям группы 3, и поэтому для зданий, эксплуатируемых при температурах выше $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$, целесообразно применять стали С235, С245. Расчетные сопротивления сталей R_y применяют по табл. 51*[1] или по табл. П1.

1.3. Подбор сечения стержня сплошной колонны

Расчет колонны на устойчивость в соответствии с [1] выполняют по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\lambda_n}, \quad (1.1)$$

где N – расчетное усилие;

A – площадь сечения колонны брутто;

$\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы (см. табл. 6 [1]);

γ_n – коэффициент надежности по назначению [2];

φ – коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 72 [1] в зависимости от гибкости λ и расчетного сопротивления R_y либо определяемый по формулам:

а) при $0 < \bar{\lambda} \leq 2,5$

$$\varphi = 1 - (0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E}) \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}}; \quad (1.2)$$

б) при $2,5 < \bar{\lambda} \leq 4,5$

$$\varphi = 1,47 - 13,0 \frac{R_y}{E} - (0,371 - 27,3 \frac{R_y}{E}) \bar{\lambda} + \left(0,0275 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}^2; \quad (1.3)$$

в) при $\bar{\lambda} > 4,5$

$$\varphi = \frac{332}{\bar{\lambda}^2 (51 - \bar{\lambda})}, \quad (1.4)$$

где $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$;

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i};$$

i – радиус инерции сечения.

Кроме проверки колонны на устойчивость должно соблюдаться условие, при котором гибкость ее стержня должна быть меньше предельной, т. е. $\lambda \leq [\lambda_{ef}]$, по табл. 19 [1]: $[\lambda] = 180 - 60\alpha$,

где $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$.

Сечение колонны проектируют в виде сварного двутавра с $h \geq b_f$ (рис. 1.2).

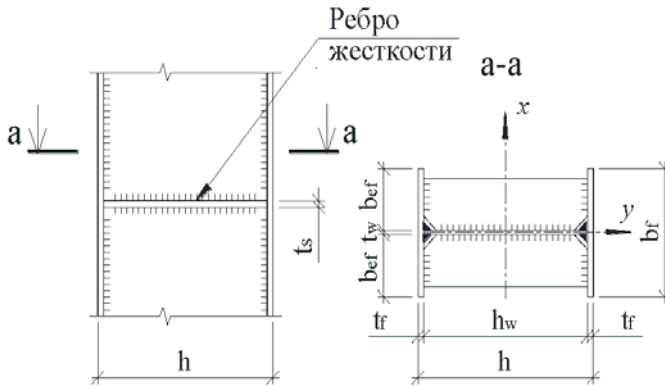


Рис. 1.2. Стержень колонны сплошного сечения:
 h – высота сечения колонны; b_f, t_f – ширина и толщина полков колонны;
 h_w, t_w – высота и толщина стенки колонны; b_{ef} – свес полков

Высоту сечения колонны h для зданий высотой $H = 10\text{--}20$ м обычно принимают не менее $(1/15\text{--}1/20)H$. Рекомендуется использовать листовую универсальную сталь для полков – толщиной 8–40 мм, для стенок – 8–16 мм. Сечение колонны должно быть скомпоновано таким образом, чтобы соблюдалось условие свариваемости элементов, т. е. $\frac{t_f}{t_w} \leq 3$, и была обеспечена местная устойчивость полков и стенок. Для сплошных колонн проверку местной устойчивости элементов сечения выполняют в соответствии с [1]:

а) полков (п. 7.23 [1])

при $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4,0$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (1.5)$$

при $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4,0$ в формуле (1.5) принять $\bar{\lambda} = 0,8$ либо $\bar{\lambda} = 4,0$ соответственно;

б) стенки (п. 7.14 [1])

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (1.6)$$

где наибольшая условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw}$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15\bar{\lambda}^2 \quad \text{при } \bar{\lambda} < 2,0;$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35\bar{\lambda}, \quad \text{но не более } 2,30 \quad \text{при } \bar{\lambda} \geq 2,0,$$

где b_{ef} – свес полки;

$h_{ef} = h_w$ – высота стенки;

$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость стержня относительно оси с максимальной гибкостью.

При

$$\frac{h_{ef}}{h_w} \geq 2,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

стенку колонны следует укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5-3)h_{ef}$ друг от друга, но не менее двух ребер на каждый отправочный элемент. Размеры парных поперечных ребер жесткости принимают следующими:

ширина ребра

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм}; \quad (1.7)$$

толщина ребра

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (1.8)$$

но не менее 6 мм.

Недонапряжение в стержне колонны не должно превышать 5 %. Перенапряжение не допускается.

Пример подбора сечения стержня сплошной колонны

Подобрать сечение стержня сплошной колонны двутаврового сечения, нагруженного расчетной нагрузкой от вышележащих конструкций $N = 2635$ кН. Колонна имеет базу с шарнирным закреплением относительно оси Y и с жестким закреплением относительно оси X . Отметка уровня пола второго этажа 12 м, толщина настила 0,12 м, высота балки на опоре 1,5 м, опирание балки на колонну принято согласно рис. 1.3.

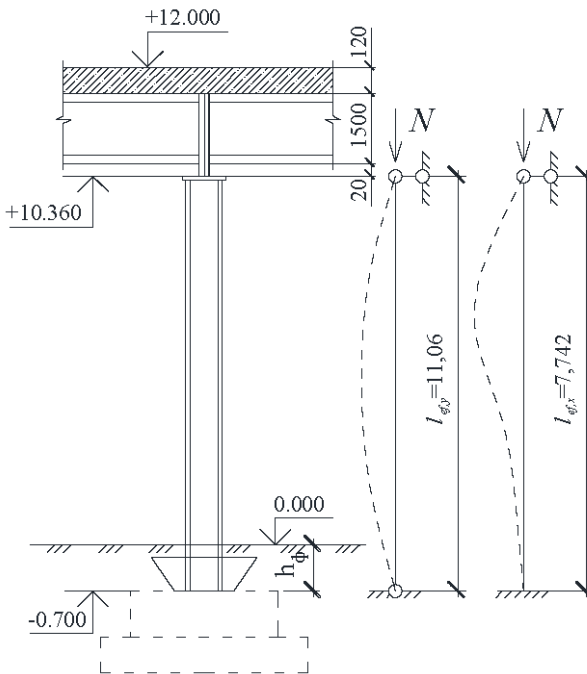


Рис. 1.3. К определению расчетной длины сплошной колонны

В соответствии с табл. 50* [1] для колонны принимаем сталь С235. По табл. 50* [1] для стали С235 из листа $t = 2-20$ мм: $R_y = 230$ МПа.

Геометрическая длина колонны за вычетом толщины настила и высоты балки на опоре

$$l = 12 + 0,7 - 0,12 - 1,5 - 0,02 = 11,06 \text{ м.}$$

При заданных закреплениях базы колонны ее расчетная длина

$$l_{efx} = l_x \mu = 11,06 \cdot 0,7 = 7,742 \text{ м;}$$

$$l_{efy} = l_y \mu = 11,06 \cdot 1 = 11,06 \text{ м,}$$

где 0,7 м – заглубление h_ϕ базы колонны.

Расчетное усилие с учетом собственного веса колонны

$$N = 2635 \cdot 1,01 = 2661,35 \text{ кН.}$$

Требуемую площадь и ориентировочные размеры сечения колонны определим, задавшись на первом этапе расчета гибкостью $\lambda_x = 70$ и $\lambda_y = 100$.

По табл. 72 [1]:

при $\lambda_x = 70$ и $R_y = 230$ МПа $\varphi_x = 0,761$;

при $\lambda_y = 100$ и $R_y = 230$ МПа $\varphi_y = 0,556$.

Тогда

$$A_{гр.x} = \frac{N \gamma_n}{\varphi_x R_y \gamma_c} = \frac{2661,35 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{0,761 \cdot 230 \cdot 1,0} = 0,0144 \text{ м}^2 = 144,45 \text{ см}^2;$$

$$A_{гр.y} = \frac{N \gamma_n}{\varphi_x R_y \gamma_c} = \frac{2661,35 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{0,556 \cdot 230 \cdot 1,0} = 0,01939 \text{ м}^2 = 194 \text{ см}^2;$$

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_x} = \frac{774,2}{70} = 11,06 \text{ см;}$$

$$i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_y} = \frac{1106}{100} = 11,06 \text{ см;}$$

$$h = \frac{i_x}{\alpha_1} = \frac{11,06}{0,43} = 25,72 \text{ см};$$

$$b_f = \frac{i_y}{\alpha_2} = \frac{11,06}{0,24} = 46,08 \text{ см}.$$

Здесь значения коэффициентов взяты из табл. П2.

По найденным величинам скомпонуем сечение колонны.

Назначим $h = 450$ мм, $b_f = 450$ мм ($h \geq b$). Толщину стенки назначим из условия обеспечения ее местной устойчивости. Для этого определим

$$\bar{\lambda}_1 = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 100 \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,34 > 2,0.$$

По формуле (1.6) определим t_w , приняв $h_{ef} \approx 0,95h$:

$$t_w \geq \frac{h_{ef}}{(1,2 + 0,35\bar{\lambda}_1) \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{0,95 \cdot 450}{(1,2 + 0,35 \cdot 3,34) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}}} = 6,03 \text{ мм}.$$

Принимаем толщину стенки $t_w = 10$ мм. Требуемая площадь поясов

$$A_f = A_{тр,y} - A_w = 194 - 1,0 \cdot 0,95 \cdot 45 = 151,25 \text{ см}^2.$$

Определим толщину полки:

$$t_f = \frac{A_f}{2b_f} = \frac{151,25}{2 \cdot 45} = 1,68 \text{ см}.$$

Принимаем $t_f = 18$ мм.

Тогда размеры сечения колонны будут следующими:

$$b_f = 450 \text{ мм}, t_f = 18 \text{ мм}, h_w = 450 - 2 \cdot 18 = 414 \text{ мм}, t_w = 10 \text{ мм}.$$

При принятых размерах

$$\frac{t_f}{t_w} = \frac{1,8}{1,0} = 1,8 < 3,$$

т. е. условие свариваемости удовлетворяется.

Проверим устойчивость колонны.

Для этого определим геометрические характеристики скомпонованного сечения (рис. 1.4):

$$A = 2b_f t_f + h_w t_w = 2 \cdot 45 \cdot 1,8 + 41,4 \cdot 1 = 203,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left(\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_w + t_w}{2} \right)^2 \right) = \frac{1 \cdot 41,4^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{45 \cdot 1,8^3}{12} + 45 \cdot 1,8 \cdot \left(\frac{41,4 + 1,8}{2} \right)^2 \right) = 81539,6 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \left(\frac{t_f b_f^3}{12} \right) = \left(\frac{1,8 \cdot 45^3}{12} \right) = 27337,5 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{81539,6}{203,4}} = 20,02 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{27337,5}{203,4}} = 11,59 \text{ см}.$$

Определим гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{774,2}{20,02} = 38,67;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{1106}{11,59} = 95,42.$$

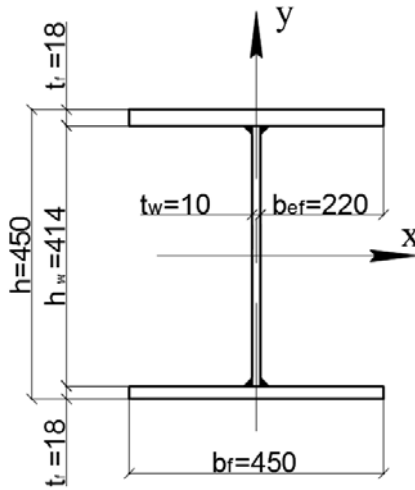


Рис. 1.4. Сечение сплошной колонны

Так как $\lambda_y > \lambda_x$, проверку устойчивости колонны выполняем относительно оси y . Значение коэффициента продольного изгиба φ_y определим по табл. 72 [1] в зависимости от $\lambda_y = 95,42$ и $R_y = 230$ МПа или по эмпирическим формулам (1.2), (1.3), (1.4): $\varphi_y = 0,57$.

Напряжение в колонне

$$\sigma = \frac{2661,35 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{0,57 \cdot 203,4 \cdot 10^{-4}} = 220,0 \text{ МПа} \leq R_y = 230 \text{ МПа},$$

т. е. устойчивость колонны обеспечена.

Недонапряжение

$$\Delta\sigma = \frac{230 - 220,0}{230} \cdot 100 \% = 4,35 \% \leq 5 \%.$$

Проверим местную устойчивость полок и стенки колонны по формулам (1.5), (1.6).

Для этого определим

$$\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 95,42 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,18 > 2,0.$$

Для полок

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{(45-1,0) \cdot 0,5}{1,8} = 12,22 < (0,36 + 0,1 \cdot 3,18) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 20,32.$$

Для стенки

$$\bar{\lambda}_{sw} = 1,20 + 0,35\bar{\lambda} = 1,20 + 0,35 \cdot 3,18 = 2,32, \text{ но не более } 2,3;$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{41,4}{1,0} = 41,4 < 2,3 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 68,8,$$

т. е. местная устойчивость элементов колонны обеспечена.

По длине колонны конструктивно устанавливаем по две пары ребер жесткости с размерами согласно формулам (1.7); (1.8):

$$b_h = \frac{h_w}{30} + 40 = \frac{41,4}{30} + 40 = 53,8 \text{ мм};$$

$$t_s = 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 55 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,67 \text{ мм}.$$

Принимаем $b_h = 55$ мм; $t_s = 6$ мм.

1.4. Подбор сечения стержня сквозной колонны

Стержень сквозной колонны состоит из двух или нескольких ветвей, соединенных планками или решетками. Наиболее широко применяются колонны с ветвями из прокатных швеллеров или дву-

тавров, соединенных в плоскостях полок ветвей планками (рис. 1.5). Подбор сечений таких колонн ведут, исходя из расчета на устойчивость относительно материальной оси x и свободной оси y . Расчет сквозных колонн на устойчивость относительно оси x ведется, как и для сплошных колонн, по формуле (1.1). Расчет на устойчивость относительно оси y также ведется по формуле (1.1) с той лишь разницей, что при определении коэффициента φ гибкость λ заменяется на приведенную гибкость λ_{ef} .

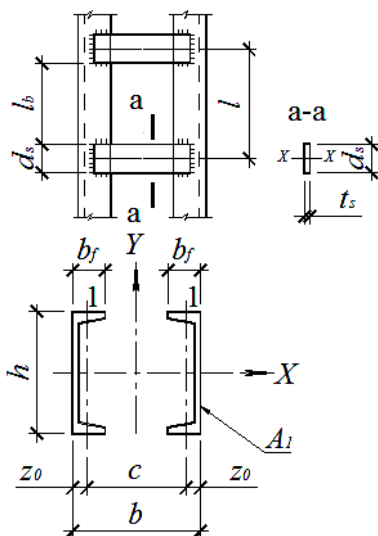


Рис. 1.5. Стержень колонны сквозного сечения:

b – ширина сечения колонны; h – высота сечения колонны; b_f – ширина полки ветви колонны; c – расстояние между центрами тяжести ветвей колонны; A_1 – площадь сечения одной ветви колонны; l – расстояние между серединой двух соседних планок; l_b – расстояние между двумя соседними планками в свету; d_s – ширина планки; t_s – толщина планки

Значение приведенной гибкости определяется по формулам [1, табл. 7]:

$$\text{при } \frac{I_s l}{I_b b} < 5$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_1^2(1+n)};$$

при $\frac{I_s l}{I_b b} \geq 5$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2},$$

где $I_s = \frac{t_s d_s^3}{12}$ – момент инерции одной планки относительно собственной оси;

I_b – момент инерции ветви относительно оси $I-I$;

$\lambda_1 = \frac{l_b}{i_1}$ – гибкость отдельной ветви относительно оси $I-I$ (принимается не более 40);

$n = \frac{I_b b}{I_s l}$ – отношение погонных жесткостей ветви и планки.

Ширину колонны b (раздвижку ветвей) определяют из условия равноустойчивости стержня относительно осей x и y (т. е. из условия $\lambda_x \approx \lambda_{ef}$). Размер b можно определить по формуле

$$b \geq 1,3 \frac{l_{ef,y} \alpha_x}{l_{ef,x} \alpha_y} h, \quad (1.9)$$

где α_x и α_y – коэффициенты (табл. П2);

$l_{ef,x}$ и $l_{ef,y}$ – расчетные длины колонны относительно осей x и y .

По условиям эксплуатации для доступа в межветвевое пространство необходимо наличие зазора между ветвями не менее 100 мм:

$$b \geq 2b_f + 100 \text{ мм},$$

где b_f – ширина полки ветви колонны.

Ширину планок принимают

$$d_s \approx (0,5-0,8)b,$$

а толщину

$$t_s \approx (1/15-1/30)d_s.$$

Как правило, толщина планок назначается в пределах 6–12 мм. Расстояние между планками назначают $l_b = (35-40)i_1$. При назначении l_b необходимо, чтобы $\lambda_y > \lambda_1$,

где $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}$ – гибкость колонны относительно оси y ;

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}; \quad I_y = 2 \left(I_1 + A_1 \left(\frac{c}{2} \right)^2 \right) - \text{соответственно радиус и мо-}$$

мент инерции колонны относительно оси y ;

I_1 – собственный момент инерции сечения ветви колонны относительно оси $I-I$;

A, A_1 – площадь сечения всей колонны и ее одной ветви;

c – расстояние между центрами тяжести ветвей.

Расчет планок сквозной колонны согласно [1, п. 5.8] выполняют на условную поперечную силу, определяемую по формуле

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

где N – продольное усилие в составном стержне;

ϕ – коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов (относительно оси y).

Условная поперечная сила распределяется поровну между планками, лежащими в плоскостях, перпендикулярных свободной оси, т. е. $Q_s = 0,5 Q_{fic}$.

Расчет планок и их креплений ведут как элементов безраскосных ферм: на силу, срезающую планку:

$$F = \frac{Q_s l}{b},$$

и на момент, изгибающий планку в ее плоскости:

$$M_1 = \frac{Q_s l^2}{2}.$$

Проверка швов, прикрепляющих каждый конец планки к ветвям колонны, производится на равнодействующие напряжения от изгиба τ_M и от среза τ_F по формуле

$$\tau = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_F^2} \leq \frac{R_{wf(z)}\gamma_{wf(z)}\gamma_c}{\gamma_n}, \quad (1.10)$$

где R_{wf} , R_{wz} – расчетные сопротивления угловых швов на срез соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления, принимаемые в соответствии с табл. ПЗ;

γ_{wf} , γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва, принимаемые по п. 11.2 [1];

γ_c – коэффициент условия работы, принимаемый по табл. 6 [1];

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения.

В общем случае τ_M и τ_F определяются по следующим выражениям:

$$\tau_M = \frac{M_1}{W_w} = \frac{6M_1}{\beta_{f(z)}k_f l_w^2};$$

$$\tau_F = \frac{F}{A_w} = \frac{F}{\beta_{f(z)}k_f l_w},$$

где β_f , β_z – коэффициенты условий сварки, принимаемые по табл. П4;

k_f – толщина катета углового шва;

$l_w = d_s$ – расчетная длина сварного шва при его выводе за торец планки.

Из формулы (1.14) требуемый катет шва

$$k_f = \frac{\sqrt{\left(\frac{6M_1}{\beta_{f(z)}l_w^2}\right)^2 + \left(\frac{F}{\beta_{f(z)}l_w}\right)^2}}{R_{wf(z)}\gamma_{wf(z)}} \cdot \frac{\gamma_n}{\gamma_c}.$$

Пример подбора сечения стержня сквозной колонны

Подобрать сечение стержня сквозной колонны балочной площадки, нагруженной расчетной нагрузкой от вышележащих конструкций $N = 2912$ кН. Закрепление колонны с фундаментом жесткое в плоскости примыкания главных балок (т. е. относительно оси y) и шарнирное относительно оси x . Высота уровня пола балочной площадки 10 м, толщина настила 0,22 м, высота главной и второстепенной балок соответственно 1,6 м и 0,396 м (I40Б1). Опирание балок на колонну принято согласно рис. 1.6.

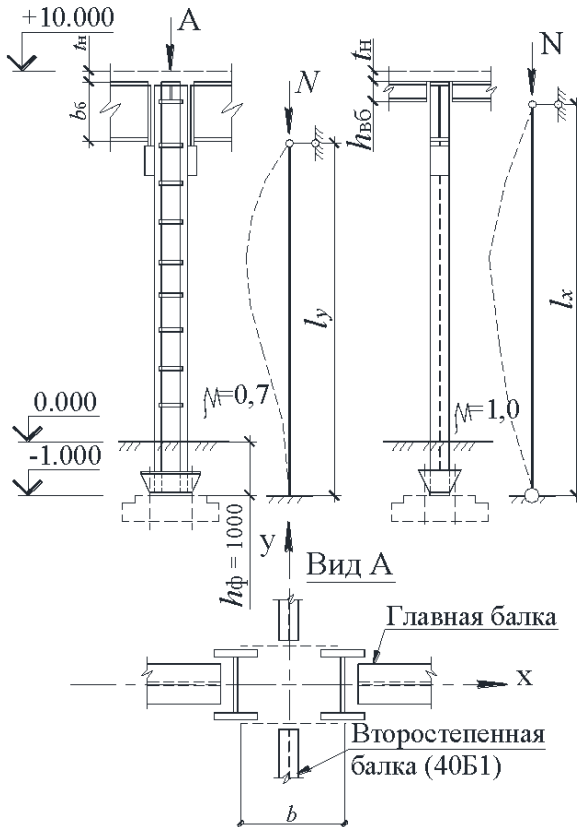


Рис. 1.6. К определению расчетной длины сквозной колонны

По табл. 50* [1] для колонны принимаем сталь С235 по ГОСТ27772–88. По табл. 51* [1] для фасонного проката $t = 2-20$ мм; $R_y = 230$ МПа.

Расчетные длины колонны относительно осей x и y

$$l_{ef, x} = \mu_x l = 1 \cdot (10 + 1 - 0,22 - 0,396) = 10,384 \text{ м};$$

$$l_{ef, y} = \mu_y l = 0,7 \cdot (10 + 1 - 0,22 - 1,6 - 0,02) = 6,412 \text{ м}.$$

Расчетное усилие с учетом собственного веса колонны

$$N = 2912 \cdot 1,01 = 2941 \text{ кН}.$$

Выполним расчет колонны относительно оси x . Для этого определим требуемую площадь сечения, задавшись гибкостью $\lambda_1 = 70$. По табл. 72 [1] по интерполяции для $\lambda_1 = 70$ и $R_y = 230$ МПа находим $\varphi_1 = 0,761$. Тогда

$$A_{tr} \approx \frac{N \gamma_n}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{2941 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{0,761 \cdot 230 \cdot 1} = 159,627 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 159,627 \text{ см}^2.$$

Площадь одной ветви колонны

$$A_B = \frac{159,627}{2} = 79,816 \text{ см}^2.$$

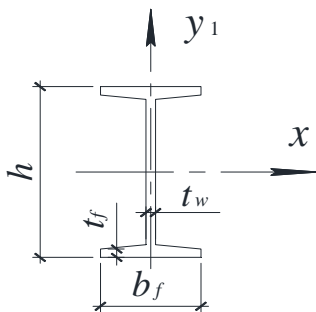


Рис. 1.7. Сечение двутавра

По сортаменту (стандарт СТО АСЧМ 20–93) для ветвей колонны принимают нормальные двутавры № 40Б2 (рис. 1.7) со следующими геометрическими характеристиками:

$$H = 400 \text{ мм}, A_B = 84,12 \text{ см}^2, i_x = 16,79 \text{ см},$$

$$I_x = 23706 \text{ см}^4, i_y = 4,54 \text{ см}, I_{y1} = 1736,2 \text{ см}^4,$$

$$t_f = 13 \text{ мм} \leq 20 \text{ мм}, t_w = 8 \text{ мм}, b_f = 200 \text{ мм}.$$

Для проверки стержня колонны на устойчивость относительно оси X определим гибкость стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{10,384}{16,79 \cdot 10^{-2}} = 61,846.$$

По табл. 72 [1] для $\lambda_x = 61,846$ и $R_y = 230$ МПа определяем $\varphi_x = 0,8014$. Тогда

$$\sigma_x = \frac{2941 \cdot 10^{-3}}{0,8014 \cdot 2 \cdot 84,12 \cdot 10^{-4}} = 218,1 \text{ МПа} < \frac{230 \cdot 1,0}{0,95} = 242,1 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение

$$\Delta\sigma = \frac{242,1 - 218,1}{242,1} \cdot 100 \% = 9,91 \% < 10 \%.$$

Выполним расчет колонны относительно свободной оси y (рис. 1.8). Для этого, используя данные табл. П2, определим требуемую раздвижку ветвей колонны по формуле (1.9):

$$b \geq 1,3 \frac{l_{efy} \alpha_x}{l_{efx} \alpha_y} h = 1,3 \frac{6,412 \cdot 0,41}{10,384 \cdot 0,52} \cdot 40 \cdot 10^{-2} = 25,317 \cdot 10^{-2} \text{ м}.$$

Так как размер b должен удовлетворять условию

$$b \geq b_f + 100 \text{ мм} = 200 + 100 = 300 \text{ мм},$$

то окончательно принимаем $b = 320$ мм.

Для объединения ветвей колонны назначаем планки размером

$$d_s = (0,5 - 0,8)b = (0,5 - 0,8) \cdot 320 = 160 - 256 \text{ мм}.$$

Принимаем $d_s = 250$ мм.

Толщина планок

$$t_s = \left(\frac{1}{15} - \frac{1}{30} \right) d_s = \left(\frac{1}{15} - \frac{1}{30} \right) \cdot 250 = 16,67 - 8,33 \text{ мм}.$$

Принимаем $t_s = 11$ мм.

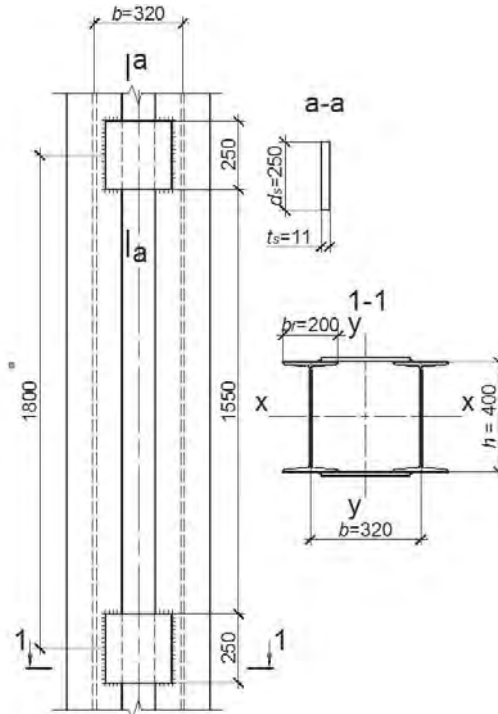


Рис. 1.8. Сечение сквозной колонны

Собственный момент инерции планки

$$I_s = \frac{d_s^3 t_s}{12} = \frac{(25,0)^3 1,1}{12} = 1443,3 \text{ см}^4.$$

Предварительно задаемся гибкостью ветви:

$$\lambda_1 = l_b / i_1 = 35,$$

тогда

$$l_b = 35 i_1 = 35 \cdot 4,54 = 158,9 \text{ см} = 1,589 \text{ м}.$$

Принимаем $l_b = 1,55 \text{ м}$.

Расстояние между осями планок

$$l = 1,55 + 0,25 = 1,80 \text{ м}.$$

Определим геометрические характеристики сечения колонны относительно оси y :

$$I_y = 2 \left[I_{y1} + A_B \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[1736,2 + 84,12 \left(\frac{32}{2} \right)^2 \right] = 46541,84 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{46541,84}{2 \cdot 84,12}} = 16,632 \text{ см.}$$

Гибкость колонны относительно оси y

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{641,2}{16,632} = 38,552.$$

Гибкость ветви колонны

$$\lambda_1 = \frac{l_b}{i_1} = \frac{155}{4,54} = 34,141.$$

Определим

$$\frac{1}{n} = \frac{I_s l}{l_{y1} b} = \frac{1432,3 \cdot 180}{1736,2 \cdot 32} = 4,64 < 5;$$

$$n = \frac{1}{4,64} = 0,216.$$

Следовательно, приведенная гибкость колонны относительно свободной оси будет определяться по формуле

$$\begin{aligned} \lambda_{ef} &= \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \lambda_1^2 (1+n)} = \\ &= \sqrt{38,552^2 + 0,82 \cdot 34,141^2 \cdot (1+0,216)} = 51,46; \end{aligned}$$

$$\varphi_y = 0,849.$$

Так как $\lambda_{ef} = 51,496 < \lambda_x = 61,846$, то устойчивость колонны относительно свободной оси обеспечена. В противном случае потребовалась бы проверка устойчивости колонны относительно оси y по формуле (1.1) с использованием коэффициента φ_y . Расчет планок ведем в соответствии с п. 5.8* [1].

Определим условную поперечную силу:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{230} \right) \cdot \frac{2941 \cdot 10^{-3}}{0,849} = 0,0355 \text{ МН.}$$

Условная поперечная сила, приходящаяся на одну планку:

$$Q_s = 0,5 Q_{fic} = 0,5 \cdot 35,5 \cdot 10^{-3} = 17,76 \cdot 10^{-3} \text{ МН.}$$

Определим силу, срезающую планку, и изгибающий момент в ней:

$$F = \frac{Q_s l}{b} = \frac{17,76 \cdot 10^{-3} \cdot 1,80}{0,32} = 99,9 \cdot 10^{-3} \text{ МН;}$$

$$M_1 = \frac{Q_s l}{2} = \frac{17,76 \cdot 10^{-3} \cdot 1,80}{2} = 15,98 \cdot 10^{-3} \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Выполним проверку прочности планки на изгиб и срез (рис. 1.9):

$$W_{пл} = \frac{d_s^2 t_s}{6} = \frac{(25)^2 \cdot 1,1}{6} = 114,6 \text{ см}^3;$$

$$A_{пл} = d_s t_s = 25 \cdot 1,1 = 27,5 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{15,98 \cdot 10^{-3}}{114,6 \cdot 10^{-6}} = 139,5 \text{ МПа} < 230 \cdot \frac{1,0}{0,95} = 242,105 \text{ МПа;}$$

$$\tau = \frac{97,5 \cdot 10^{-3}}{27,5 \cdot 10^{-4}} = 36,3 \text{ МПа} < R_s = 0,58 \cdot 230 \cdot \frac{1,0}{0,95} = 140,421 \text{ МПа.}$$

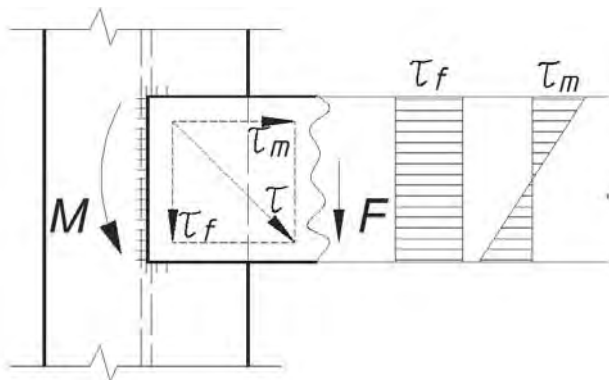


Рис. 1.9. К расчету планок

По табл. 55 [1] принимаем, что планки к ветвям колонны присоединяются с помощью полуавтоматической сварки в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08Г2С.

Из табл. 56 [1], ПЗ и П4

$R_{wf} = 215$ МПа; $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162$ МПа; $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1,0$ (при диаметре сварочной проволоки $d < 1,4$ мм).

Определяем

$$R_{wf} \beta_f = 215 \cdot 0,7 = 150,5 \text{ МПа};$$

$$R_{wz} \beta_z = 162 \cdot 1,0 = 162 \text{ МПа}.$$

Так как $R_{wf} \beta_f < R_{wz} \beta_z$, то расчет ведем только по металлу шва.

Катет шва определим по формуле

$$k_f = \frac{\sqrt{\left(\frac{6 \cdot 15,98 \cdot 10^{-3}}{0,7 \cdot 0,25^2}\right)^2 + \left(\frac{99,9 \cdot 10^{-3}}{0,7 \cdot 0,25}\right)^2}}{215 \cdot 1,0} \cdot \frac{0,95}{1,0} = 9,99 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Принимаем $k_f = 10$ мм.

Выполним проверку шва по равнодействующим напряжениям (формула (1.10)):

$$\tau_F = \frac{99,9 \cdot 10^{-3}}{0,7 \cdot 1,0 \cdot 10^{-2} \cdot 25 \cdot 10^{-2}} = 57,0 \text{ МПа};$$

$$\tau_M = \frac{6 \cdot 15,98 \cdot 10^{-3}}{0,7 \cdot 1,0 \cdot 10^{-2} \cdot (25 \cdot 10^{-2})^2} = 219,0 \text{ МПа};$$

$$\begin{aligned} \tau &= \sqrt{\tau_M^2 + \tau_F^2} = \sqrt{219,0^2 + 57,0^2} = \\ &= 226,2 \text{ МПа} < \frac{215 \cdot 1,0 \cdot 1,0}{0,95} = 226,3 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

1.5. Конструкция и расчет оголовка сплошных и сквозных колонн

Конструктивное решение оголовка зависит от типа сечения колонн, способа опирания ригелей (сверху или сбоку) и назначается с учетом рекомендаций, приведенных в [3, 4, 5]. Расчет оголовка выполняется в зависимости от выбранного варианта его конструктивного решения. В нижеприведенных примерах рассмотрены возможные конструкции оголовков колонн и их расчет.

1.5.1. Пример расчета оголовка колонны сплошного сечения

Законструировать и рассчитать оголовки сплошной колонны по данным примера, приведенного в п. 1.3. Дополнительно считать, что ширина опорного ребра балки $b_p = 240$ мм. Конструкцию оголовка принять согласно рис. 1.10.

Из конструктивных соображений толщину плиты оголовка принимаем $t_{пл} = 25$ мм. Суммарное давление величиной $N = 2635$ кН от главных балок передается стержню колонны через ребра, приваренные к ее стенке четырьмя угловыми швами W1.

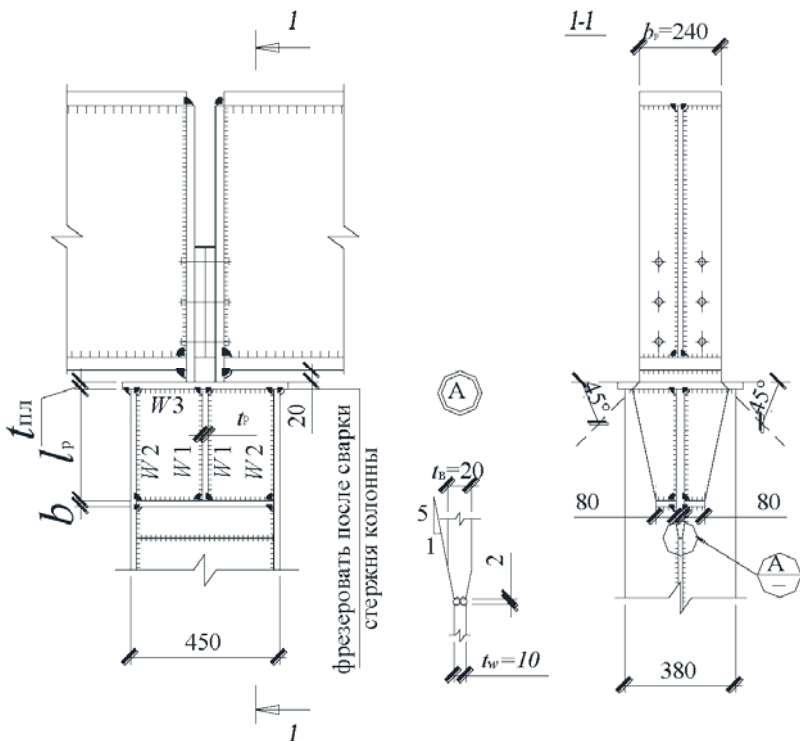


Рис. 1.10. Вариант оголовка колонны сплошного сечения

Толщину ребер назначаем из условия их смятия по формуле

$$t_p = \frac{N\gamma_n}{b_{ef}R_p\gamma_c} = \frac{2635 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{29 \cdot 10^{-2} \cdot 327 \cdot 1,1} = 0,02399 \text{ м},$$

где $R_p = 327$ МПа – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки), принять по табл. 52* [1] в зависимости от $R_{un} = 360$ МПа (табл. 51* [1]).

Расчетная ширина смятия ребер

$$b_{ef} = b_p + 2t_{пл} = 240 + 2 \cdot 25 = 290 \text{ мм} = 29 \text{ см}.$$

Принимаем $t_p = 25$ мм. Длину ребер найдем из условия работы швов $W1$ на срез. Для приварки ребер принимаем полуавтоматическую сварку в среде углекислого газа проволокой Св-08Г2С диаметром 1,2 мм. Тогда согласно данным табл. ПЗ, П4:

$$R_{wf} = 215 \text{ МПа}, \quad R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа};$$

$$\beta_f = 0,7; \quad \beta_z = 1,0.$$

Так как

$$R_{wf}\beta_f\gamma_{wf} = 215 \cdot 0,7 \cdot 1 = 150,5 \text{ МПа} < R_{wz}\beta_z\gamma_{wz} = 162 \cdot 1 \cdot 1 = 162 \text{ МПа},$$

то расчет ведем только по металлу шва. Принимаем $k_f = 10$ мм, тогда

$$l_w = \frac{N\gamma_n}{n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c \gamma_{wf}} + 0,01 \text{ м} =$$

$$= \frac{2635 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{4 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 10^{-2} \cdot 215 \cdot 1 \cdot 1} + 0,01 \text{ м} = 0,426 \text{ м} = 42,6 \text{ см}.$$

Назначаем $l_p = 45$ см. (Здесь $n = 4$ – количество швов $W1$). Длина швов l_w должна быть меньше максимально допустимой длины угловых швов:

$$l_w^{\max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,0 = 59,5 \text{ см}.$$

В нашем примере это условие удовлетворяется. В противном случае величину катетов швов $W1$ необходимо было бы увеличивать до тех пор, пока длина шва l_w не станет меньше l_w^{\max} .

Из конструктивных соображений швы $W2$ принимаем такими же, как швы $W1$.

Проверим стенку колонны на срез вдоль ребра (в колонне по данным примера, приведенного в п. 1.3, стенка выполняется толщиной $t_w = 10$ мм):

$$\tau = \frac{N}{2t_w l_p} = \frac{2635 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 1,0 \cdot 10^{-2} \cdot 45 \cdot 10^{-2}} = 292,8 > R_s \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 133,4 \cdot \frac{1,1}{0,95} = 154,5 \text{ МПа},$$

где $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 230 = 133,4$ МПа – расчетное сопротивление стали сдвигу.

Так как $\tau > R_s \gamma_c / \gamma_n$, то необходимо устройство вставки в верхней части стенки колонны. Толщину вставки определим по формуле

$$t_b = \frac{N \gamma_n}{2l_p R_s \gamma_c} = \frac{2635 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{2 \cdot 45 \cdot 10^{-2} \cdot 133,4 \cdot 1,1} = 0,01895 \text{ м} = 18,95 \text{ мм.}$$

Принимаем толщину вставки $t_b = 20$ мм.

После сборки стержня колонны ее торец фрезеруется, поэтому швы W3 можно не рассчитывать и принимать с минимальной высотой катета. В соответствии с табл. П5 принимаем $k_f = 8$ мм. Стенку колонны у нижнего конца ребер из конструктивных соображений укрепляем поперечными ребрами жесткости с размерами 80×8 мм. Для вставки толщиной $t_b = 20$ мм в месте соединения со стенкой выполняем скосы, как это показано на рис. 1.10, узел А.

1.5.2. Пример расчета оголовка колонны сквозного сечения

Законструировать и рассчитать оголовок сквозной колонны по данным примера, приведенного в п. 1.4. Дополнительно считать, что ширина опорного ребра главной балки $b_p = 200$ мм, опорная реакция главной балки $N_r = 1456$ кН, второстепенные балки выполнены из I40Б1, опорная реакция второстепенной балки $N_B = 286$ кН. Конструкцию оголовка принять согласно рис. 1.11.

Толщина опорного столика, на который опирается главная балка:

$$t_c = t_p + (10-15) \text{ мм} = 20 + 12 = 32 \text{ мм.}$$

Приварку столика к колонне будем осуществлять полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08Г2С диаметром 1,4 мм. Тогда согласно данным из табл. П3, П4

$$R_{wf} = 215 \text{ МПа, } R_{wz} = 0,45 R_{um} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа,}$$

$$\beta_f = 0,8, \beta_z = 1,0.$$

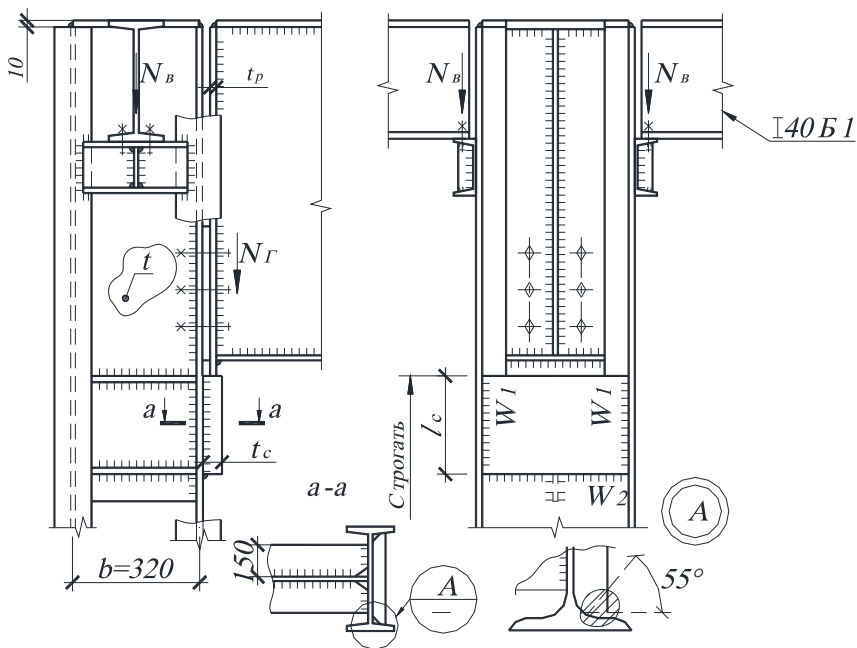


Рис. 1.11. Вариант оголовка колонны сквозного сечения

Определяем

$$R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 215 \cdot 0,8 \cdot 1,0 = 172 \text{ МПа};$$

$$R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 162 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 162 \text{ МПа}.$$

Так как

$$R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 172 \text{ МПа} > R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 162 \text{ МПа},$$

расчет ведем по металлу границы сплавления. Столик целесообразно приваривать к ветви колонны по трем сторонам. Нижний шов W2 выполняем высотой $k_f = 9$ мм, так как при толщине стенки ветви колонны $t_w = 8$ мм и при толщине столика $t_c = 32$ мм минимальная величина катета шва согласно табл. П5 $k_{f,\min} = 7$ мм, а максимальная $k_{f,\max} = 1,2t_{\min} = 1,2t_w = 1,2 \cdot 8 = 9,6$ мм.

Усилие, воспринимаемое швом W2:

$$N_{w_2} = \beta_z k_f l_w R_{wz} \frac{\gamma_c \gamma_{wz}}{\gamma_n} = 1,0 \cdot 0,9 \cdot 10^{-2} \times \\ \times (40 - 2 \cdot 1,3) \cdot 10^{-2} \cdot 162 \cdot \frac{1 \cdot 1}{0,95} = 0,574 \text{ МН.}$$

Для швов W1 принимаем $k_f = 12$ мм, так как толщина полки ветви колонны, к которой будет привариваться опорный столик, $t_f = 13$ мм. Тогда длина опорного столика

$$l_c \geq \frac{1,3(N_\Gamma - N_{w_2}) \gamma_n}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c \gamma_{wf}} + 0,01 \text{ м} = \frac{1,3 \cdot (1456 - 574) \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{2 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 10^{-2} \cdot 162 \cdot 1 \cdot 1} + 0,01 \text{ м} = \\ = 0,29 \text{ м} = 29 \text{ см.}$$

Принимаем $l_c = 30$ см.

Для качественной приварки столика к полкам ветвей колонны выполняем разделку его кромок в соответствии с рис. 1.11, узел А.

Из конструктивных соображений для усиления стенки ветви колонны устанавливаем вертикальное ребро толщиной $t = 8$ мм по всей высоте оголовка. Из этих же соображений в зоне приварки столика устанавливаем парные поперечные ребра жесткости с размерами 150×8 мм. Их прикрепление к ветвям колонны осуществляем сварными швами с высотой катета $k_f = 6$ мм.

Второстепенную балку опираем на столик, выполненный из швеллера. Номер швеллера определяем из условия работы столика на изгиб:

$$M = \frac{1,3N_6 b}{4} = \frac{1,3 \cdot 286 \cdot 0,32}{4} = 29,74 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{M \gamma_n}{R_y \gamma_c} = \frac{29,74 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{230 \cdot 1,1} = 111,7 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 111,7 \text{ см}^3.$$

По сортаменту принимаем швеллер № 22П с $W_x = 193 \text{ см}^3$ и $t_w = 5,4$ мм.

Высоту катета сварного шва, прикрепляющего столик к ветви колонны, рассчитаем по формуле

$$k_f \geq \frac{1,3N_6 \gamma_n}{2\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c \gamma_{wf}} = \frac{1,3 \cdot 286 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{2 \cdot 1,0 \cdot 22 \cdot 10^{-2} \cdot 162 \cdot 1 \cdot 1} = 0,00496 \text{ м} = 4,96 \text{ мм},$$

где $l_w = h = 22$ см, так как концевые участки швов выведены на полки швеллера;

h – высота швеллера.

Из конструктивных соображений принимаем $k_f = 5$ мм, так как при толщине полки двутавра $t_f = 13$ мм и толщине стенки швеллера $t_w = 5,4$ мм минимальная высота катета шва согласно табл. П5 $k_{f,\min} = 5$ мм.

1.6. Конструкция и расчет баз центрально сжатых колонн

Конструкция баз должна отвечать принятому в расчетной схеме способу сопряжения колонн с фундаментом. Различают два основных типа баз – с траверсами и фрезерованным торцом. Базы с траверсами обычно принимают для колонн с усилиями до 4000–5000 кН. На рис. 1.12 приведены конструктивные решения баз с траверсами при их шарнирном и жестком сопряжениях с фундаментом. В первом случае соединение базы с фундаментом осуществляется анкерными болтами диаметром 24–30 мм непосредственно через плиту, а во втором – анкерными болтами диаметром 24–36 мм через траверсы с использованием анкерных плиток толщиной 30–40 мм. Другие конструкции баз приведены в [3].

Площадь опорной плиты баз центрально сжатых колонн определяют из условия смятия материала фундамента. Если фундамент из тяжелого бетона, то требуемая площадь

$$A_{пл} \geq \frac{N}{f_{суд} \alpha_u}, \quad (1.11)$$

где N – расчетное усилие в колонне с учетом ее собственного веса;

$f_{суд}$ – расчетное сопротивление бетона смятию;

$\alpha_u = 0,75$ – при равномерном смятии.

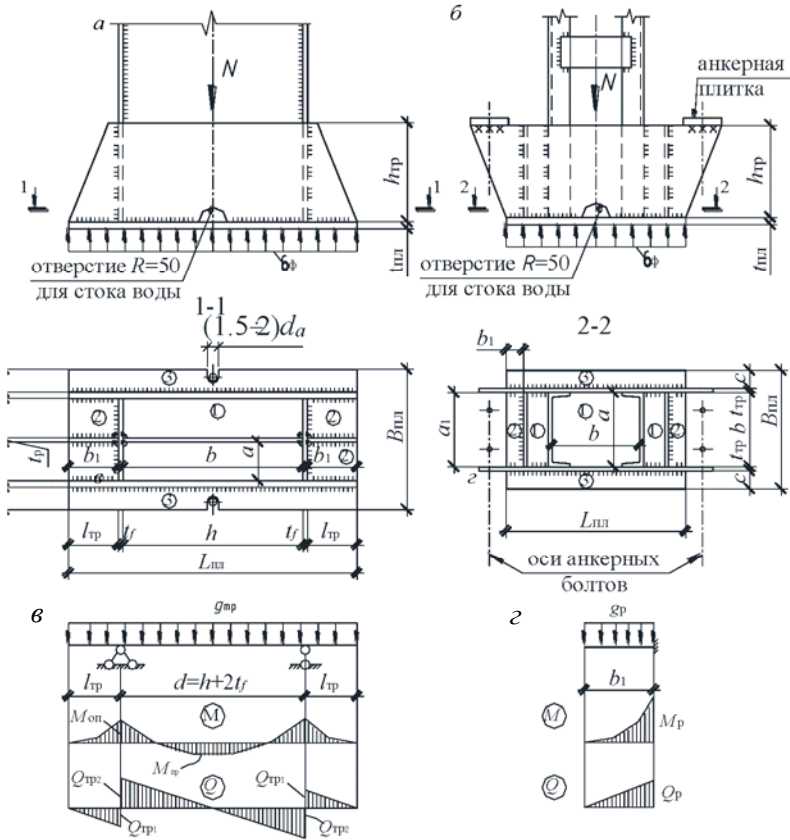


Рис. 1.12. Типы баз колонн:

a – при шарнирном закреплении с фундаментом; *б* – при жестком закреплении;
в, г – расчетные схемы траверсы и ребра

Назначив ширину опорной плиты

$$B_{пл} = B + 2(t_{гр} + C) \quad (1.12)$$

и зная ее требуемую площадь, определяют длину плиты по формуле

$$L_{пл} \geq \frac{A_{пл}}{B_{пл}}. \quad (1.13)$$

В формуле (1.12) B – ширина полки либо ветви колонны;

$t_{тр} = 8-16$ мм – толщина траверсы;

C – вылет консольного участка плиты, назначаемый длиной от 15 до 120 мм.

Размеры $B_{пл}$ и $L_{пл}$ рекомендуется назначать кратными 5 см.

Плиту рассчитывают на изгиб как пластинку, нагруженную снизу равномерно распределенной нагрузкой (опорным давлением фунда-

мента $\sigma_{\phi} = \frac{N}{L_{пл} B_{пл}} \leq f_{суд} \alpha_u$) и опертую на элементы сечения стержня и базы колонны.

В соответствии с конструкцией базы плита может иметь участки, опертые на четыре стороны (контур 1), на три стороны (контур 2) и консольные (контур 3), см. рис. 1.12.

Наибольшие изгибающие моменты на полосе единичной ширины в пластинках, опертых на четыре или три стороны соответственно, определяются по формулам

$$M_1 = \alpha \sigma_{\phi} a^2; \quad (1.14)$$

$$M_2 = \beta \sigma_{\phi} a_1^2, \quad (1.15)$$

где α и β – коэффициенты, полученные академиком Б. Г. Галеркиным и приведенные в табл. П10.

При отношении большей стороны пластинки, опертой по четырем сторонам, к меньшей стороне: $b/a > 2$, расчетный момент в ней определяется как для однопролетной балки с пролетом, равным размеру меньшей стороны пластинки, по формуле

$$M_1 = \sigma_{\phi} \frac{a^2}{8}. \quad (1.16)$$

Если для пластинки, опертой по трем сторонам, отношение закрепленной стороны пластинки к свободной $b_1/a_1 < 0,5$, то изгибающий момент в ней определяется как для консольной балки с вылетом, равным b_1 , по формуле

$$M_2 = \sigma_{\phi} \frac{b_1^2}{2}. \quad (1.17)$$

На консольном участке изгибающий момент определяется по формуле

$$M_3 = \frac{\sigma_{\phi} c^2}{2}. \quad (1.18)$$

По наибольшему из найденных изгибающих моментов определяют толщину плиты:

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M_{\max} \gamma_n}{R_y \gamma_c}}, \quad (1.19)$$

где γ_c – по п. 11 табл. 6 [1];

R_y – расчетное сопротивление стали, принимаемое по табл. П1.

При конструировании базы необходимо стремиться к тому, чтобы моменты на разных участках плиты были близкими друг к другу. Это достигается изменением размеров отсеков путем постановки диафрагм и ребер жесткости (см. рис. 1.12). Обычно толщину принимают в пределах 16–40 мм.

Высоту траверсы определяют из условия работы на срез швов, прикрепляющих траверсу к стержню колонны, по формуле

$$h_{\text{тр}} = \frac{N \gamma_n}{n \beta_{f(z)} k_f R_{wf(z)} \gamma_{wf(z)} \gamma_c} + 0,01 \text{ м}, \quad (1.20)$$

где n – число угловых швов, прикрепляющих траверсу к стержню колонны;

γ_{wf} , γ_{wz} – коэффициенты условий работы соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления, принимаемые по [1, п. 11.2].

Обычно сварку базы выполняют полуавтоматами в струе углекислого газа с использованием проволоки, марку которой выбирают по [1, табл. 55]. Расчетные сопротивления углового шва по металлу шва R_{wf} и металлу границы сплавления R_{wz} , а также коэффициенты глубины проплавления шва β_f и β_z принимают по табл. П3 и П4.

Для уменьшения высоты траверсы можно учитывать частичную передачу усилия на плиту от стержня колонны через швы, соединяющие их друг с другом.

Зная размеры траверсы, ее проверяют на изгиб и срез по формулам

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{\text{тр}}} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}; \quad (1.21)$$

$$\tau = \frac{Q_{\text{тр}}}{t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}} \leq \frac{R_s \gamma_c}{\gamma_n}, \quad (1.22)$$

где M_{\max} – больший из изгибающих моментов на опоре и в пролете траверсы;

$W_{\text{тр}} = t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}^2 / 6$ – момент сопротивления траверсы;

$Q_{\text{тр}}$ – поперечная сила в траверсе.

Расчетная схема траверсы приведена на рис. 1.12, в. Она представляет собой двухконсольную балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой

$$g_{\text{тр}} = \sigma_{\text{ф}} d_{\text{тр}},$$

где $d_{\text{тр}}$ – ширина грузовой площади, которая для базы на рис. 1.12, а будет

$$d_{\text{тр}} = C + t_{\text{тр}} + 0,5 a_1,$$

а для базы на рис 1.12, б

$$d_{\text{тр}} = 0,5 B_{\text{пл}}.$$

Изгибающие моменты на опоре и в пролете и поперечная сила в траверсе

$$M_{\text{оп}} = \frac{g_{\text{тр}} l_{\text{тр}}^2}{2}; \quad (1.23)$$

$$M_{\text{пр}} = \frac{g_{\text{тр}} d^2}{8} - \frac{g_{\text{тр}} l_{\text{тр}}^2}{2}; \quad (1.24)$$

$$Q_{\text{тр}1} = g_{\text{тр}} l_{\text{тр}}; \quad (1.25)$$

$$Q_{\text{тр}2} = g_{\text{тр}} d / 2. \quad (1.26)$$

Аналогично рассчитывают ребра базы, также работающие на изгиб и срез. Расчетная схема ребра приведена на рис. 1.12, з. Здесь при определении M_p и Q_p равномерно распределенная нагрузка g_p вычисляется по формуле

$$g_p = \sigma_{\phi} (a_1 + t_p).$$

Сварные угловые швы, прикрепляющие ребра к колонне, проверяются на равнодействующие напряжения от изгиба и среза по формуле

$$\tau_w = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_Q^2} \leq \frac{R_{wf(z)} \gamma_{wf(z)} \gamma_c}{\gamma_n}, \quad (1.27)$$

где

$$\tau_M = \frac{M_p}{W_w} = \frac{6g_p b_1^2}{2 \cdot 2\beta_{f(z)} k_f h_w^2};$$

$$\tau_Q = \frac{Q_p}{A_w} = \frac{g_p b_1}{2\beta_{f(z)} k_f h_w};$$

$$h_w = h_p - 1 \text{ см.}$$

Швы, прикрепляющие траверсу и ребра к плите, рассчитывают на усилия, собранные с соответствующих грузовых площадей. Здесь по известной длине шва находят высоту катета шва k_f .

Пример расчета базы колонны сквозного сечения

Рассчитать и законструировать базу сквозной колонны (рис. 1.13) по данным примера, приведенного в п. 1.4. Расчетное усилие в стержне колонны $N = 2912$ кН. Сечение колонны — два двутавра

40Б2 (см. рис. 1.8). Материал базы – сталь С255. Класс бетона фундамента С25/30.

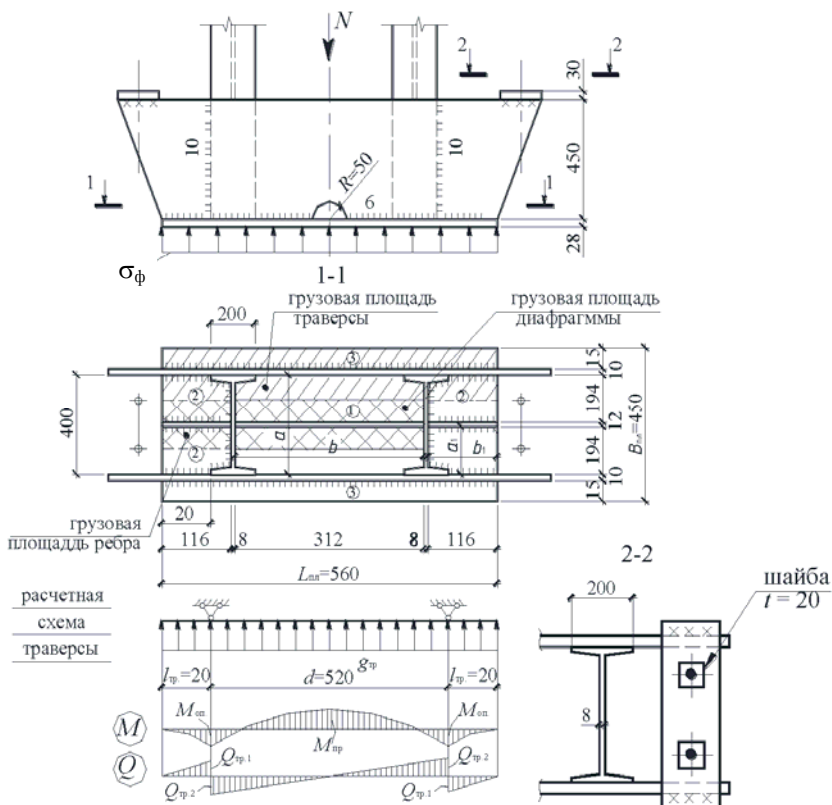


Рис. 1.13. К расчету базы колонны

Собственный вес колонны

$$N_{c.в} = Ah\rho\gamma_f = 2 \cdot 84,12 \cdot 10^{-4} \cdot 10,78 \cdot 7,85 \cdot 1,05 = 1,49 \text{ т} \approx 15 \text{ кН},$$

где A – площадь двух двутавров № 40Б2;

h – высота колонны;

$\rho = 7,85 \text{ т/м}^3$ – плотность стали;

$\gamma_f = 1,05$ – коэффициент надежности по нагрузке.

Усилие в колонне с учетом ее собственного веса

$$N_0 = 2912 + 15 = 2927 \text{ кН.}$$

Определим требуемую площадь плиты по формуле (1.10):

$$A_{\text{пл}} = \frac{N_0}{f_{\text{суд}} \alpha_u} = \frac{2927 \cdot 10^{-3}}{17,7 \cdot 0,75} = 2205 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2,$$

где расчетное сопротивление бетона класса С25/30 смятию $f_{\text{суд}} = 17,7$ МПа;

$\alpha_u = 0,75$ при равномерном распределении напряжений σ_ϕ по площади смятия.

Толщину траверсы принимаем $t_{\text{тр}} = 10$ мм, а ширину консольных участков $c = 15$ мм.

Тогда

$$B_{\text{пл}} = b + 2(c + t_{\text{тр}}) = 40 + 2 \cdot (1,0 + 1,5) = 45,0 \text{ см};$$

$$L_{\text{пл}} \geq \frac{A_{\text{пл}}}{B_{\text{пл}}} = \frac{2205}{45} = 49,00 \text{ см.}$$

Чтобы обеспечить размещение на плите стержня колонны, принимаем $L_{\text{пл}} = 56$ см.

Определим давление фундамента:

$$\begin{aligned} \sigma_\phi &= \frac{N_0}{L_{\text{пл}} B_{\text{пл}}} = \frac{2927 \cdot 10^{-3}}{56 \cdot 10^{-2} \cdot 45 \cdot 10^{-2}} = 11,615 \text{ МПа} < f_{\text{суд}} \alpha_u = \\ &= 17 \cdot 0,75 = 12,75 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

По формулам (1.14)–(1.17) определим изгибающие моменты в отсеках 1, 2 (см. рис. 1.13) и консольном участке 3 на условной полосе шириной 1 м:

отсек 1:

$$M_1 = \alpha \sigma_\phi a^2 = 0,0679 \cdot 11,615 \cdot (31,2 \cdot 10^{-2})^2 = 0,0768 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

где $\alpha = 0,0679$ при $b/a = 400/312 = 1,282$;

отсек 2:

$$M_2 = \sigma_{\phi} \frac{b_1^2}{2} = 11,615 \cdot \frac{(11,6 \cdot 10^{-2})^2}{2} = 0,0771 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

так как $b_1/a_1 = 116/400 = 0,29 < 0,5$, изгибающий момент в пластине определяем как для консольной балки с вылетом, равным b_1 ;

отсек 3:

$$M_3 = \sigma_{\phi} \frac{c^2}{2} = 11,615 \cdot \frac{(1,5 \cdot 10^{-2})^2}{2} = 0,00131 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

По наибольшему из трех моментов по формуле (1.17) найдем требуемую толщину плиты:

$$t_{\text{пл}} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 0,0771 \cdot 0,95}{230 \cdot 1,2}} = 0,0399 \text{ м} \approx 40 \text{ мм}$$

(здесь $R_y = 230 \text{ МПа}$ (табл. 51* [1]) для листов толщиной 21–40 мм).

Для принятой толщины плиты должно соблюдаться отношение $t_{\text{пл}}/t_{\text{тр}} \leq 3$ ($40/10 = 4 > 3$, т. е. условие свариваемости не соблюдено).

С целью снижения изгибающих моментов в отсеках 1 и 2 устанавливаем дополнительно ребра жесткости и диафрагму.

Определяем значения изгибающих моментов при новых размерах отсеков:

отсек 1:

$$M_1 = \alpha \sigma_{\phi} a_1^2 = 0,087 \cdot 11,615 \cdot (19,4 \cdot 10^{-2})^2 = 0,0378 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

где $\alpha = 0,087$ при $b/a_1 = 312/194 = 1,61$;

отсек 2:

$$M_2 = \beta \sigma_{\phi} a_1^2 = 0,074 \cdot 11,615 \cdot (19,4 \cdot 10^{-2})^2 = 0,0323 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

где $\beta = 0,074$ при $b/a_1 = 116/194 = 0,598$.

По большому из моментов (M_1) определяем требуемую толщину плиты:

$$t_{пл} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 0,0378 \cdot 0,95}{230 \cdot 1,2}} = 0,0279 \text{ м} = 27,9 \text{ мм.}$$

Принимаем $t_{пл} = 28 \text{ мм.}$

Условие свариваемости $t_{пл}/t_{тр} = 28/10 = 2,8 < 3$ соблюдено.

Согласно принятой конструкции базы траверса приваривается к ветвям колонны четырьмя угловыми швами. Так как толщина полки стержня колонны из двутавра № 40Б2 равна 13 мм (см. сортамент), с учетом закруглений полок двутавра принимаем катеты швов $k_f = 10 \text{ мм.}$

Сварку выполняем проволокой Св-08Г2С в среде углекислого газа. По табл. 5б* [1] принимаем

$$R_{wf} = 215 \text{ МПа, } R_{wz} = 0,45 R_{ин} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа.}$$

В соответствии с табл. П4 для полуавтоматической сварки проволокой в среде углекислого газа $d \geq 1,4 \text{ мм, } \beta_f = 0,8$ и $\beta_z = 1,0$.

Так как

$$\begin{aligned} R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} &= 215 \cdot 0,8 \cdot 1,0 = 172 \text{ МПа} > R_{wz} \beta_z \gamma_{wf} = \\ &= 162 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 162 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

то расчет ведем по металлу границы сплавления.

По формуле (1.18) определим высоту траверсы:

$$h_{тр} = \frac{2927 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{4 \cdot 1,0 \cdot 10^{-2} \cdot 162 \cdot 1,0 \cdot 1} + 0,01 \text{ м} = 0,439 \text{ м.}$$

Принимаем $h_{тр} = 45 \text{ см.}$

Расчетная схема и грузовая площадь траверсы приведены на рис. 1.13. На рисунке консоль траверсы $l_{тр} = 20 \text{ мм,}$ пролет $d = 520 \text{ мм.}$

Погонная нагрузка на траверсу

$$g_{\text{тр}} = 11,615 \cdot (1,5 + 1,0 + 0,5 \cdot 19,4) \cdot 10^{-2} = 1,41703 \text{ МН/м.}$$

Изгибающие моменты и поперечные силы в траверсе согласно формулам (1.23)–(1.26)

$$M_{\text{оп}} = \frac{1,41703 \cdot (2 \cdot 10^{-2})^2}{2} = 28,34 \cdot 10^{-5} \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\text{пр}} = \frac{1,41703 \cdot (52 \cdot 10^{-2})^2}{8} - 28,34 \cdot 10^{-5} = 4761 \cdot 10^{-5} \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\text{тр1}} = 1,41703 \cdot 2 \cdot 10^{-2} = 28,341 \cdot 10^{-3} \text{ МН};$$

$$Q_{\text{тр1}} = 1,41703 \cdot 52 \cdot \frac{10^{-2}}{2} = 368,428 \cdot 10^{-3} \text{ МН.}$$

По формулам (1.21)–(1.22) проверим траверсу на изгиб и срез:

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{W_{\text{тр}}} = \frac{4761 \cdot 10^{-5}}{337,5 \cdot 10^{-6}} = 141,1 \text{ МПа} < \frac{230 \cdot 1,0}{0,95} = 242,105 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{Q_{\text{тр}}}{h_{\text{тр}} t_{\text{тр}}} = \frac{368,428 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 10^{-2} \cdot 45 \cdot 10^{-2}} = 81,8 \text{ МПа} < 0,58 \cdot \frac{230 \cdot 1,0}{0,95} = 140,421 \text{ МПа,}$$

где

$$W_{\text{тр}} = \frac{1,0 \cdot 45^2}{6} = 337,5 \text{ см}^3.$$

Выполним расчет ребра жесткости, приняв его толщиной $t_p = 12$ мм и высотой $h_p = 250$ мм.

Погонная нагрузка на ребро

$$g_p = 11,615 \cdot (19,4 + 1,2) \cdot 10^{-2} = 2,39 \text{ МН/м.}$$

Изгибающий момент и поперечная сила в ребре

$$M_p = g_p \frac{b_1^2}{2} = 2,39 \cdot \frac{(11,6 \cdot 10^{-2})^2}{2} = 1609,8 \cdot 10^{-5} \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$Q_p = \frac{g_p b_1}{2} = \frac{2,39 \cdot 11,6 \cdot 10^{-2}}{2} = 138,776 \cdot 10^{-3} \text{ МН.}$$

Проверим ребро на изгиб и срез:

$$\sigma = \frac{M_p}{W_p} = \frac{1609,8 \cdot 10^{-5}}{125 \cdot 10^{-6}} = 128,784 \text{ МПа} < \frac{230 \cdot 1,0}{0,95} = 242,105 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{Q_p}{h_{тр} t_{тр}} = \frac{138,776 \cdot 10^{-3}}{1,2 \cdot 10^{-2} \cdot 25 \cdot 10^{-2}} = 46,2 \text{ МПа} < 0,58 \cdot \frac{230 \cdot 1,0}{0,95} = 140,421 \text{ МПа},$$

где

$$W_p = 1,2 \cdot \frac{25^2}{6} = 125 \text{ см}^3.$$

Ребра привариваем к стенке колонны угловыми швами с высотой катета, равной $k_f = 8$ мм. Расчет швов ведем по формуле (1.27), так как $R_{wf} \beta_f > R_{wz} \beta_z$:

$$\begin{aligned} \tau &= \sqrt{\tau_M^2 + \tau_Q^2} = \sqrt{104,8^2 + 36,14^2} = \\ &= 110,9 \text{ МПа} < \frac{162 \cdot 1,0 \cdot 1,0}{0,95} = 170,53 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

$$\tau_M = \frac{M_p}{W_{wz}} = \frac{1609,8 \cdot 10^{-5}}{153,6 \cdot 10^{-6}} = 104,8 \text{ МПа};$$

$$\tau_Q = \frac{Q_p}{A_{wz}} = \frac{138,776 \cdot 10^{-3}}{38,4 \cdot 10^{-4}} = 36,14 \text{ МПа};$$

$$W_{wz} = \frac{2\beta_z k_f l_w^2}{6} = \frac{2 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot (25-1,0)^2}{6} = 153,6 \text{ см}^3;$$

$$A_{wz} = 2\beta_z k_f l_w = 2 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 24 = 38,4 \text{ см}^2.$$

Выполним расчет диафрагмы, приняв ее высоту $h_d = 250$ мм и толщину $t_d = 12$ мм. Так как ширина грузовой площадки диафрагмы такая же, как и у ребра, то погонные нагрузки на диафрагму $g_d = g_p = 2,39$ МН/м. Для упрощения расчетов (с некоторым запасом прочности) изгибающий момент и погонную силы определяем как в шарнирно опертой балке:

$$M_d = g_d \frac{b^2}{8} = \frac{2,39 \cdot 0,312^2}{8} = 0,0291 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$Q_d = \frac{g_d b}{2} = \frac{2,39 \cdot 0,312}{2} = 0,373 \text{ МН}.$$

Проверим прочность диафрагмы на изгиб и срез:

$$\sigma = \frac{M_d}{W_d} = \frac{0,0291}{125 \cdot 10^{-6}} = 232,6 \text{ МПа} < \frac{230 \cdot 1,0}{0,95} = 242,1 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{Q_d}{h_d t_d} = \frac{0,373}{0,25 \cdot 0,012} = 124,3 \text{ МПа} < 0,58 \cdot \frac{230 \cdot 1,0}{0,95} = 140,42 \text{ МПа}.$$

Далее расчет сварного прикрепления диафрагмы к стенке колонны выполняется аналогично расчету прикрепления ребра.

Определяем катет сварных швов в месте приварки траверсы и ребер к плите.

Их суммарная длина

$$\Sigma l_w = (116 \cdot 2 + 194 - 10) \cdot 4 + (560 - 10) \cdot 2 = 2764 \text{ мм.}$$

Тогда

$$k_f = \frac{N_0 \gamma_n}{\Sigma l_w R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{2927 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{2,764 \cdot 162 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0} = 0,00621 \text{ м} = 6,21 \text{ мм.}$$

В соответствии с табл. П5 при толщине более толстого элемента базы колонны (плиты), равного 28 мм, минимальный катет шва принимается $k_{f,\min} = 8$ мм.

Для закрепления базы колонны с фундаментом конструктивно принимаем четыре анкерных болта диаметром $d = 24$ мм из стали ВСт3кп2 по табл. 60* [1]. Анкерные плитки назначаем толщиной $t = 30$ мм и шириной 100 мм с отверстиями под анкерные болты $d = 27$ мм.

2. ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

В каркасах промышленных зданий наибольшее распространение получили ступенчатые колонны сплошного и сквозного сечений (рис. 2.1).

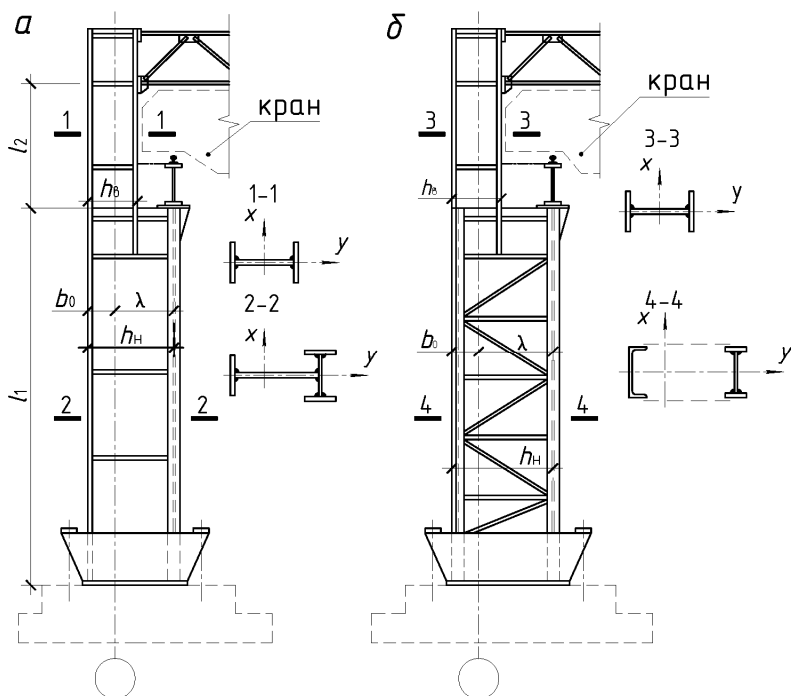


Рис. 2.1. Колонны переменного по высоте сечения:
a – сплошная; *б* – сквозная

Верхняя надкрановая часть колонн обычно проектируется симметричного сечения в виде составного сварного или прокатного двутавра. Подкрановую часть колонн крайних рядов здания чаще всего принимают несимметричного сечения, а средних – симметричного. Подкрановые ветви нижней части колонн всегда проектируют из двутавра. Здесь предпочтение следует отдавать прокатным профилям. Размеры сечения колонн h_b и h_H , а также тип сечения

(сплошная или сквозная колонны) назначают в соответствии с рекомендациями, приведенными в [3, 6].

2.1. Определение расчетной длины колонн

Расчетная длина колонн в плоскости ПРЦ для нижней и верхней частей определяется по формулам

$$l_{ef, x1} = \mu_1 l_1; \quad (2.1)$$

$$l_{ef, x2} = \mu_2 l_2. \quad (2.2)$$

Коэффициент расчетной длины μ_1 для нижнего участка колонн следует принимать по [1, прил. 6, табл. 68] в зависимости от следующих параметров (рис. 2.2):

$$n = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2};$$

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}},$$

$$\text{где } \beta = \frac{N_1}{N_2} = \frac{F_2 + F_1}{F_2}.$$

Здесь F_2 – максимальное (рис. 2.2) усилие, передаваемое на оголовок колонн от покрытия (кровля и снег);

$F_1 = D_{\max}$ – опорное давление кранов.

Коэффициент расчетной длины для верхнего участка колонн

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 \leq 3.$$

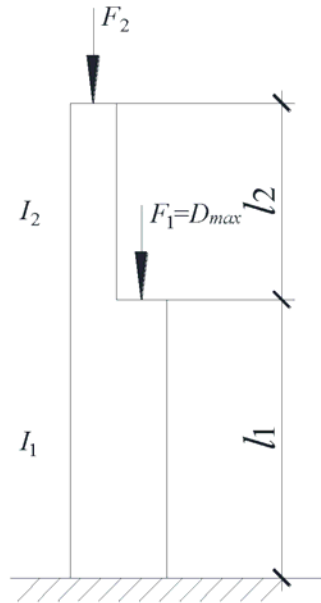


Рис. 2.2. Схема одноступенчатой колонны

Для одноступенчатых колонн при соблюдении условий $l_2 / l_1 \leq 0,6$ и $N_1 / N_2 \geq 3$ значения μ_1 и μ_2 принимаются по [1, табл. 18].

При определении значений коэффициентов μ_1 и μ_2 следует помнить, что для однопролетных зданий с жестким сопряжением ригеля с колонной ее верхний конец закреплен только от поворота, т. е. возможно линейное смещение верха рамы.

Расчетная длина колонн из плоскости рамы (в направлении вдоль здания) принимается равной расстоянию между закрепленными от смещения из плоскости точками (опорами колонн, подкрановых балок, узлами крепления связей и ригелей и т. д.). При этом должны учитываться фактические условия закрепления концов колонн.

Расчетная длина колонн из плоскости рамы (в направлении вдоль здания) принимается равной расстоянию между закрепленными от смещения из плоскости точками (опорами колонн, подкрановых балок, узлами крепления связей и ригелей и т. д.). При этом должны учитываться фактические условия закрепления концов колонн.

Расчетная длина одноступенчатых колонн ПРЦ может быть определена по формулам

$$l_{ef, y1} = \mu_{y1} l_1; \quad (2.2)$$

$$l_{ef, y2} = \mu_{y2} (l_2 - h_{п.б}),$$

где $\mu_{y1} = 0,7$ – коэффициент расчетной длины при решении базы колонн, обеспечивающей их защемление из плоскости рамы;

$\mu_{y1} = 1,0$ – в остальных случаях;

$\mu_{y2} = 1,0$ – коэффициент расчетной длины для верхней части колонн;

$h_{п.б}$ – высота подкрановой балки.

2.2. Подбор сечения сплошных колонн

Сплошные колонны рекомендуется проектировать при высоте сечения $h \leq 1000$ мм. Типы сечений подкрановой и надкрановой частей ступенчатых колонн приведены на рис. 2.3.

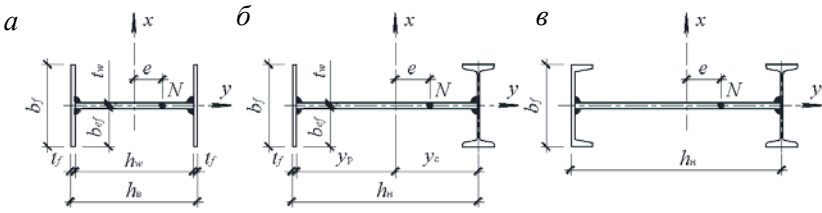


Рис. 2.3. Типы сечений сплошных колонн:
 а – надкрановой части; б, в – подкрановой части колонн крайних рядов

Подбор сечения сплошных колонн начинают с ориентировочно-го определения требуемой площади сечения по формуле

$$A_{\text{тр}} = \frac{N\gamma_n}{\varphi_e R_y \gamma_c},$$

где N – расчетное усилие в колонне;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению сооружения;

R_y – расчетное сопротивление, принимаемое по [1, табл. 51] или по табл. П1;

γ_c – коэффициент условия работы, принимаемый при расчетах на устойчивость по [1, табл. 6];

φ_e – коэффициент, принимаемый по [1, табл. 74] в зависимости

от $\overline{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ и $m_{ef} = \eta m_x$;

$\lambda_x = l_{ef, x} / i_x$ – гибкость стержня относительно оси x (см. рис. 2.3);

$i_x \approx 0,42h$ – приближенное значение радиуса инерции сечения;

h – известная или принятая высота сечения колонны;

η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по [1, табл. 73] в зависимости от значений $\overline{\lambda}_x$ и m_x ;

$m_x = \frac{e}{\rho_x}$ – относительный эксцентриситет;

$e = \frac{M}{N}$ – эксцентриситет приложения силы относительно центра

тяжести сечения;

$\rho_x \approx (0,35-0,40)h$ – приближенное значение ядрового расстояния относительно оси x .

Значение требуемой площади сечения можно также определить согласно [3] по следующей формуле:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N\gamma_n}{R_y\gamma_c} \left(1,25 + 2,2 \frac{e}{h} \right), \quad (2.3)$$

где $e = \frac{M}{N}$;

h – высота сечения колонны.

Далее с учетом сортамента металла компонуют сечение стержня колонны. Следует помнить, что в соответствии с сортаментом листовая сталь поставляется следующей толщины: от 8 до 12 мм с градацией через 1 мм, от 12 до 22 мм – через 2 мм и далее 25, 28, 30, 32, 36, 40 мм. При компоновке сечения необходимо также обеспечить местную устойчивость его элементов.

Обычно толщину стенки при компоновке сечения определяют из условия, чтобы отношение h_w / t_w было в пределах 60–120, при этом меньшие значения принимают при больших N и малых M , большие – в обратных случаях. Стенку обычно выполняют толщиной 8–16 мм. Окончательную проверку местной устойчивости стенки производят после подбора сечения.

При назначении сечения поясов нужно, чтобы отношение расчетной ширины свеса поясного листа (полки) b_{ef} (см. рис. 2.3, а) к толщине t_f не превышало значений, определяемых по формуле

$$b_{ef}/t_f = (0,36 + 0,10\overline{\lambda_x})\sqrt{E/R_y}. \quad (2.4)$$

Формула (2.4) справедлива при значениях $\overline{\lambda_x} = 0,8-4$. Обычно для предварительного подбора сечения толщину полки можно определить из выражений

$$t_f \geq \frac{b_{ef}}{0,5\sqrt{\frac{E}{R_y}}} \quad \text{или} \quad t_f \geq \frac{b_f}{\sqrt{\frac{E}{R_y}}},$$

где $2b_{ef} \approx b_f$.

Толщину полок обычно принимают $t_f = 10\text{--}40$ мм, причем $t_f > t_w$, и для обеспечения свариваемости необходимо соблюдение условия $t_f / t_w \leq 3$.

Для обеспечения устойчивости колонны из плоскости действия момента ширина полки принимается

$$b_f \geq (1/20 \dots 1/30) l_{ef,y}.$$

В колоннах несимметричного сечения (подкрановая часть) для удобства проектирования базы ширину ветвей рационально назначать одинаковой.

После компоновки сечения колонны определяют ее геометрические характеристики. Для колонн несимметричного сечения (см. рис. 2.3, б, в) предварительно определяют положение центра тяжести, после чего этого находят моменты инерции I_x, I_y и радиусы инерции

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}.$$

Здесь A – фактическая площадь скомпонованного сечения колонны.

По известным геометрическим характеристикам колонны определяют ее гибкость λ_x и $\overline{\lambda}_x$, коэффициенты $\eta, m_x, m_{ef}, \varphi_e$ и проверяют устойчивость стержня в плоскости действия момента по формуле

$$\sigma_x = \frac{N}{\varphi_e A} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}. \quad (2.5)$$

Здесь следует помнить, что при определении относительного эксцентриситета

$$m_x = \frac{e}{\rho_x} = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_c},$$

где W_c – это момент сопротивления сечения для наиболее сжатой точки.

Прочность внецентренно сжатых колонн, выполненных из стали с пределом текучести до 530 МПа, не подвергающихся непосредственному воздействию динамической нагрузки, при $\tau \leq 0,5R_y$ и $N / (AR_y) > 0,1$ следует проверять по формуле

$$\left(\frac{N\gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x \gamma_n}{c_x W_{x,n} \min R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где n и c_x принимаются по [1, прил. 5, табл. 66].

Расчет на прочность внецентренно сжатых колонн выполнять не требуется, если значение приведенного эксцентриситета $m_{ef} \leq 20$ и отсутствуют ослабления сечения и при одинаковых значениях изгибающих моментов, принятых в расчетах на устойчивость и прочность [1, п. 5.24].

Проверку устойчивости колонн из плоскости действия момента (относительно оси y) производят по формуле

$$\sigma_y = \frac{N}{c\varphi_y A} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}, \quad (2.6)$$

где c – коэффициент, учитывающий влияние момента M_x на устойчивость внецентренно сжатого стержня, относительно оси Y (изгибно-крутильная форма потери устойчивости), принимаемый по [1, п. 5.31];

φ_y – коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии, определяемый по [1, табл. 72] в зависимости от $\lambda_y = l_{ef,y} / i_y$ и R_y ;

$l_{ef,y}$ – расчетная длина колонны из плоскости рамы.

Здесь нужно помнить, что при определении величины относительного эксцентриситета

$$m_x = \frac{M_x A}{N W_c},$$

используемого для вычисления коэффициента c , за расчетный момент принимается момент в пределах средней трети длины колонны (но не менее половины наибольшего по длине стержня момента).

Если значение гибкости λ_y окажется больше наименьшего значения гибкости λ_c , при котором центрально сжатый стержень теряет устойчивость в упругой стадии ($\lambda_y > \lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{E / R_y}$), то коэффициент c не должен превышать:

- для стержней двутаврового сечения с двумя осями симметрии – значений, определяемых в соответствии с [1, п. 5.31];
- стержней двутаврового сечения с одной осью симметрии – значений, определяемых по [1, прил. 6, формула (173)].

После выполненных проверок на устойчивость и прочность при необходимости (при недонапряжении колонны более чем на 5 % или при ее перенапряжении) производят корректировку сечения и делают повторные проверки.

На следующем этапе расчета проверяют местную устойчивость полки и стенки сечения колонн.

Проверку местной устойчивости полки производят по формуле (2.4), в которой условная гибкость определяется по максимальной гибкости стержня относительно осей x или y :

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

Проверку местной устойчивости стенки производят в соответствии с [1, п. 7.14 и 7.16]. Так, если при расчете колонны основной проверкой на устойчивость являлась формула (2.5), т. е. $\sigma_x > \sigma_y$, то местная устойчивость стенки будет обеспечена, если отношение ее расчетной высоты h_{ef} к толщине t_w не будет превышать значений,

$\bar{\lambda}_{tw} \sqrt{E / R_y}$, где условная гибкость $\bar{\lambda}_{tw}$ определяется по формулам

табл. П11. Для сварных стержней колонн $h_{ef} = h_w$, где h_w – высота стенки. Если же основной проверкой на устойчивость являлся расчет колонн по формуле (2.6), т. е. $\sigma_y > \sigma_x$, то наибольшее отношение расчетной высоты стенки h_{ef} к толщине t_w , при котором местная устойчивость обеспечена, будет определяться в зависимости от значения

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma}.$$

Здесь σ – наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком «+» и вычисленное без учета коэффициентов φ_e и φ_y по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y_c;$$

σ_1 – соответствующее напряжение у противоположной границы стенки, определяемое по формуле

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{I_x} y_p.$$

Значения величин y_c и y_p в формулах для вычисления значений σ и σ_1 равны расстояниям от центра тяжести сечения до наиболее сжатой и противоположной точки стенки соответственно (см. рис. 2.1, б). При $\alpha \leq 0,5$ предельные значения h_{ef}/t_w принимаются такими же, как и для случая когда $\sigma_x > \sigma_y$. При $\alpha > 0,1$ отношение h_{ef}/t_w не должны принимать значений, определяемых по формуле

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}}, \text{ и не более } 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где

$$\beta = 1,4(2\alpha - 1) \frac{\tau}{\sigma}, \quad \tau = Q/t_w h_w;$$

Q – поперечная сила в колонне, определяемая в зависимости от эпюры моментов, построенной для концов стержня колонны при одинаковых комбинациях расчетных нагрузок. При $0,5 < \alpha < 1,0$ предельные значения h_{ef}/t_w определяют по линейной интерполяции между значениями, вычисленными при $\alpha = 0,5$ и $\alpha = 1,0$.

Если стенка окажется неустойчивой, то можно увеличить ее толщину, что экономически невыгодно, или укрепить продольными ребрами жесткости (рис. 2.4, а). В этом случае части стенки между ребром и поясом рассматривают как самостоятельные пластинки

и проверяют их устойчивость по указанной ранее методике. Момент инерции ребра относительно оси стенки должен быть

$$I_s \geq \sigma h_{ef} t_w^3.$$

Продольные ребра включаются в расчетное сечение колонны.

Постановка продольных ребер затрудняет изготовление колонны, поэтому их ставят редко. Обычно неустойчивую часть стенки шириной a (рис. 2.4, б) считают выключившейся из работы и в расчетное сечение стержня вводят лишь полки и примыкающие к ним участки стенки длиной $h_{red} / 2$, для которых местная устойчивость обеспечена. Затем выполняется проверка общей устойчивости колонны по формуле (2.5) с подстановкой вместо A величины A_{red} , т. е. площади сечения колонны с устойчивыми участками стенки. Значения h_{red} и A_{red} определяют по [1, п. 7.20]. Все остальные характеристики определяют как для всего сечения.

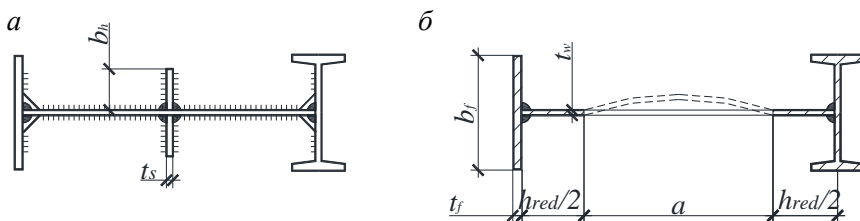


Рис. 2.4. К подбору сечения стержня сплошной колонны:
 а – стенка укреплена продольными ребрами жесткости;
 б – расчетное сечение колонны при тонкой (неустойчивой) стенке

Пример подбора сечения стержня верхней части внецентренно сжатой колонны

Подобрать сечение верхней части колонны одноэтажного производственного здания (рис. 2.5) при следующих исходных данных:
 сопряжение ригеля с колонной жесткое;

расчетные усилия для верхней части $N_4 = 824$ кН, $M_4 = -862$ кН·м,
 при той же комбинации нагрузок $M_3 = -39$ кН·м;

расчетные усилия для нижней части $N_1 = -2834$ кН, $M_1 = -1328$ кН·м
 (изгибающий момент догружает подкрановую ветвь), $N_2 = -2919$ кН,
 $M_1 = +1715$ кН·м (изгибающий момент догружает наружную ветвь);

поперечная сила $Q = 204$ кН;
район строительства – г. Минск.

$$l_{ef, x1} = \mu_1 l_1 = 2 \cdot 15,03 = 30,06 \text{ м};$$

$$l_{ef, x2} = \mu_2 l_2 = 3 \cdot 6,37 = 19,11 \text{ м};$$

$$l_{ef, y1} = \mu_{y1} l_1 = 1 \cdot 15,03 = 15,03 \text{ м};$$

$$l_{ef, y2} = \mu_{y2} (l_2 - h_{ПВ}) = 1 \cdot (6,37 - 1,8) = 4,57 \text{ м}.$$

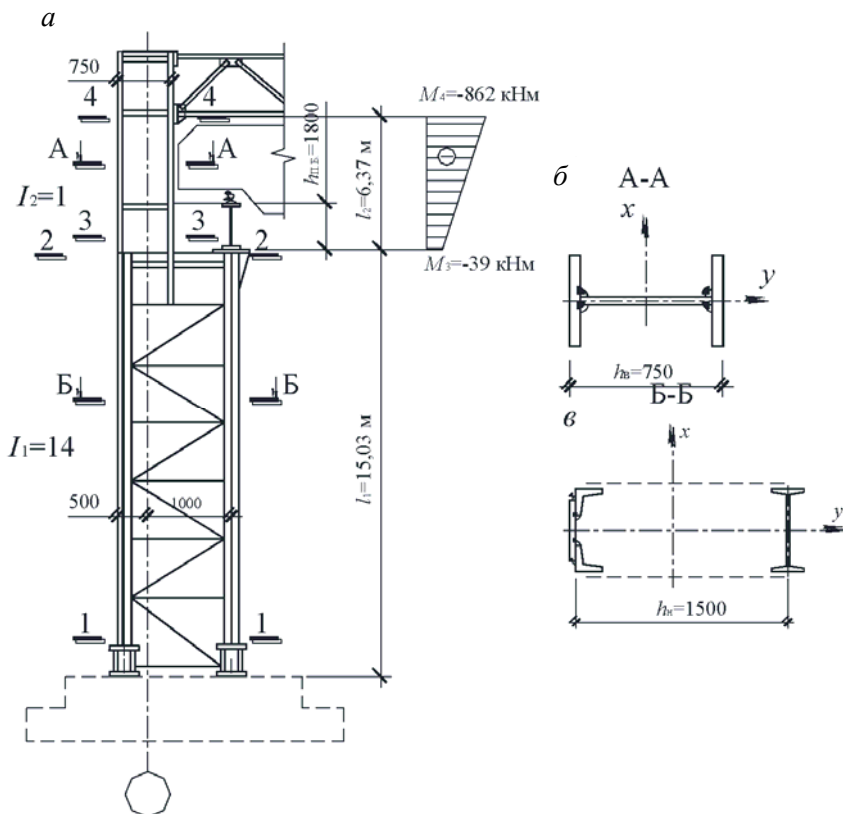


Рис. 2.5. К примеру расчета внецентренно сжатой колонны:
а – конструктивная схема колонны;
б – сечение верхней и нижней частей колонны

Здесь в соответствии с табл. 18 [1] при закреплении верхнего конца колонны только от поворота (так как согласно исходным данным здание однопролетное, а сопряжение ригеля с колонной жесткое) $\mu_1 = 2$, а $\mu_2 = 3$, потому что

$$l_2 / l_1 = 6,37/15,03 = 0,424 < 0,6, \text{ а } N_2/N_4 = 2919/824 = 3,543 > 3.$$

Принято, что $\mu_{y1} = 1$, так как конструкция базы и расположение анкерных болтов не обеспечивают жесткое защемление колонны из плоскости рамы.

Учитывая то обстоятельство, что в соответствии с ГОСТ 16350–80 г. Минск расположен в климатическом районе П₈, а также что по табл. 50* [1] колонны относятся к конструкциям группы 3, для верхней части колонны принимаем сталь С235.

По табл. 51* [1] находим расчетные сопротивления для принятой стали:

– для листа $t = 2–20$ мм $R_y = 230$ МПа;

– листа $t = 21–40$ мм $R_y = 220$ МПа;

– листа $t = 41–100$ мм $R_y = 210$ МПа.

Сечение верхней части принимаем из сварного двутавра высотой $h = 750$ мм.

Требуемую площадь сечения определим по формуле (2.3):

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_4 \gamma_n}{R_y \gamma_c} \left(1,25 + 2,2 \frac{e}{h} \right) = \frac{824 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{230 \cdot 1,0} \left(1,25 + 2,2 \cdot \frac{1,046}{0,75} \right) =$$

$$= 154,7 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2,$$

где $e = \frac{M_4}{N_4} = \frac{862}{824} = 1,046$ м, $\gamma_c = 1,0$.

Определим приблизительно ширину и толщину полков колонны:

$$b_f \geq (1/20–1/30) l_{ef, y2} = (1/20–1/30) \cdot 457 = 23–16 \text{ см}$$

(принимаем $b_f = 26$ см);

$$t_f \geq \frac{b_f}{\sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{26}{\sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{220}}} = 0,850 \text{ см}$$

(принимаем $t_f = 2,0$ см).

Толщину стенки определим из условия $h_w / t_w = 60-120$, отсюда

$$t_w = (75 - 2 \cdot 2,0) / (60-120) = 1,18-0,59.$$

Учитывая, что $t_w^{\min} = 8$ мм, и условие свариваемости стенки с полкой ($t_f / t_w \leq 3$), принимаем $t_w = 10$ мм.

Определим геометрические характеристики принятого сечения (рис. 2.6):

$$A = 26 \cdot 2,0 \cdot 2 + 71,0 \cdot 1,0 = 175 \text{ м}^2;$$

$$I_x = \frac{1 \cdot (71)^3}{12} + 2 \cdot 26 \cdot 2,0 \cdot \left(\frac{75}{2} - \frac{2,0}{2} \right)^2 + 2 \cdot \frac{26 \cdot (2,0)^3}{12} = 168414,6 \text{ см}^4;$$

$$I_y = \frac{2,0 \cdot (26)^3}{12} \cdot 2 + \frac{71,0 \cdot (1,0)^3}{12} = 5864,6 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{168414,6}{175}} = 31,02 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{5864,6}{175}} = 5,79 \text{ см};$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 168414,6}{75} = 4491,1 \text{ см}^3.$$

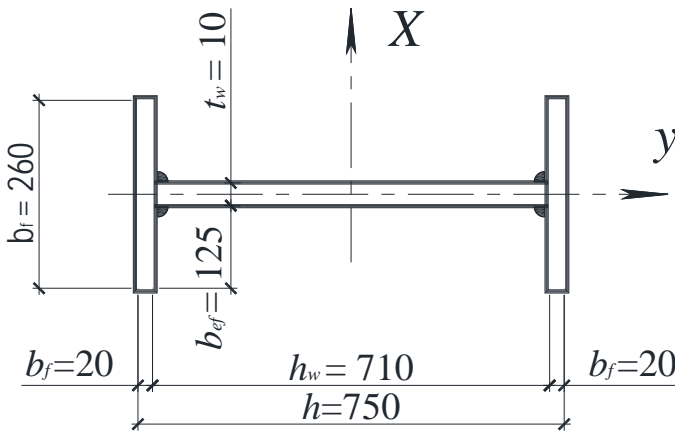


Рис. 2.6. Сечение верхней части колонны

Проверку устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента производим по формуле (2.5), предварительно определив фактическую и условную гибкость стержня, приведенный относительный эксцентриситет и коэффициент φ_e :

$$\lambda_x = \frac{l_{ef, x2}}{i_x} = \frac{19,11}{31,02 \cdot 10^{-2}} = 61,601 < [\lambda] \approx 120-130,$$

где $[\lambda]$ – предельная гибкость.

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 61,601 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,058.$$

Относительный эксцентриситет

$$m_x = \frac{eA}{W_c} = \frac{1,046 \cdot 175 \cdot 10^{-4}}{4491,1 \cdot 10^{-6}} = 4,075;$$

$$W_c = W_x;$$

фактическое отношение

$$A_f / A_w = 26 \cdot 2,0 / (1 \cdot 71,0) = 0,732 > 0,5 \text{ и } 0,1 < m_x < 5.$$

По [1, табл. 73]:

при $A_f / A_w = 0,5$

$$\eta_{0,5} = (1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\overline{\lambda}_x =$$

$$= (1,75 - 0,1 \cdot 4,075) - 0,02 \cdot (5 - 4,075) \cdot 2,058 = 1,304;$$

при $A_f / A_w = 1,0$

$$\eta_{1,0} = (1,90 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\overline{\lambda}_x =$$

$$= (1,90 - 0,1 \cdot 4,075) - 0,02 \cdot (6 - 4,075) \cdot 2,058 = 1,413.$$

При фактическом $A_f / A_w = 0,732$ по интерполяции принимаем $\eta = 1,34$. Таким образом, приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = \eta m_x = 1,34 \cdot 4,075 = 5,46.$$

Коэффициент $\varphi_e = 0,204$ (табл. 74 [1] в зависимости от $\overline{\lambda}_x = 2,058$ и $m_{ef} = 5,46$ по интерполяции);

$$\sigma_x = \frac{N_4}{\varphi_e A} = \frac{824 \cdot 10^{-3}}{0,204 \cdot 175 \cdot 10^{-4}} = 230,8 \text{ МПа} < R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 230 \cdot \frac{1}{0,95} = 242,1 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение составляет

$$\Delta = \frac{242,1 - 230,8}{242,1} \cdot 100 \% = 4,7 \%.$$

Определим гибкость стержня верхней части колонны относительно оси y :

$$\lambda_y = \frac{l_{y2}}{i_y} = \frac{457}{5,79} = 78,942.$$

Тогда коэффициент продольного изгиба $\varphi_y = 0,704$ (принят по табл. 72 [1] в зависимости от $\lambda_y = 78,942$ и $R_y = 230$ МПа).

Определим значение коэффициента c , приняв за расчетный момент максимальный момент в пределах средней трети длины верхней части колонны (но не менее половины M_{\max}), рис. 2.7:

$$M_x = (862 - 39) \cdot \frac{2}{3} + 39 = 587,667 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$0,5M_{\max} = 0,5 \cdot 862 = 431 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

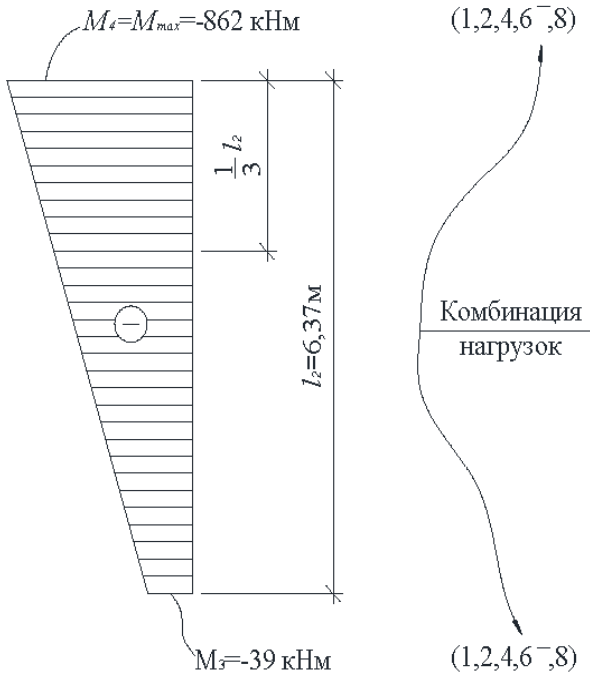


Рис. 2.7. К определению момента M_x

Следовательно, расчетный момент $M_x = 587,667$ кН·м.
Относительный эксцентриситет

$$m_x = \frac{M_x}{N_4} \frac{A}{W_c} = \frac{587,667 \cdot 10^{-3} \cdot 175 \cdot 10^{-4}}{824 \cdot 10^{-3} \cdot 4491,1 \cdot 10^{-6}} = 2,779 < 5.$$

В соответствии с [1, п. 5.31, с. 16] значение коэффициента c при значениях $m_x \leq 5$ определяется по формуле

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + 0,789 \cdot 2,779} = 0,313.$$

Здесь α вычислен по формулам [1, табл. 10] при $1 < m_x \leq 5$:

$$\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 2,779 = 0,789.$$

Коэффициент $\beta = 1,0$, так как

$$\lambda_y = 78,942 < \lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{E / R_y} = 3,14 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 230} = 93,972.$$

Проверим устойчивость стержня верхней части колонны из плоскости действия момента по формуле (2.6):

$$\begin{aligned} \sigma_y &= \frac{N_4}{c \varphi_y A} = \frac{824 \cdot 10^{-3}}{0,313 \cdot 0,704 \cdot 175 \cdot 10^{-4}} = \\ &= 213,7 \text{ МПа} < R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 230 \cdot \frac{1}{0,95} = 242,1 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

В связи с тем, что $m_{ef} = 5,46 < 20$ и отсутствуют ослабления сечения верхней части колонны, расчет на прочность выполнять не требуется.

В соответствии с [1, табл. 19, и 4] предельная гибкость основных колонн каркаса

$$[\lambda] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,953 = 122,8,$$

$$\text{где } \alpha = \frac{N \gamma_n}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = \frac{824 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{0,204 \cdot 175 \cdot 10^{-4} \cdot 230 \cdot 1} = 0,953.$$

Таким образом фактические λ_x и λ_y не превышают $[\lambda]$.

Проверку местной устойчивости полок производим по формуле (2.4):

$$\begin{aligned} \frac{b_{ef}}{t_f} &= \frac{12,5}{2,0} = 6,25 < (0,36 + 0,1\overline{\lambda_x}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ &= (0,36 + 0,1 \cdot 2,058) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 16,933, \end{aligned}$$

т. е. местная устойчивость полок обеспечена.

Так как $\sigma_x > \sigma_y$, то проверку местной устойчивости стенки выполняем по формуле

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{71,0}{1,0} = 71 > \overline{\lambda_{uw}} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,92 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 230} = 57,46,$$

где по табл. П11 при $\lambda_x = 2,058 > 2,0$

$$\overline{\lambda_{uw}} = 1,2 + 0,35 \overline{\lambda_x} = 1,2 + 0,35 \cdot 2,058 = 1,92.$$

Так как условие не соблюдается, то требуется проверка общей устойчивости колонны без учета неустойчивой части стенки по уменьшенной площади сечения A_{red} .

Определяем значение A_{red} (по требованиям п. 7.20 [1]):

$$A_{red} = A - (h_{ef} - h_{red})t_w = 175 - (71 - 56,56) \cdot 1,0 = 160,6 \text{ см}^2,$$

где

$$\begin{aligned} h_{red} &= t_w \left[\overline{\lambda_{uw}} - \left(\frac{\overline{\lambda_w}}{\overline{\lambda_{uw}}} - 1 \right) (\overline{\lambda_{uw}} - k) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ &= 1,0 \cdot \left[1,92 - \left(\frac{2,058}{1,92} - 1 \right) \cdot (1,92 - 1,508) \right] \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 56,56 \text{ см}, \end{aligned}$$

k – коэффициент, принимаемый для двутаврового сечения:

$$k = 1,2 + 0,15 \bar{\lambda}_x = 1,2 + 0,15 \cdot 2,058 = 1,508$$

(при $\bar{\lambda} > 3,5$ следует принимать $\bar{\lambda} = 3,5$).

Проверяем устойчивость колонны:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{N_4}{\varphi_e A_{red}} = \frac{824 \cdot 10^{-3}}{0,204 \cdot 160,6 \cdot 10^{-4}} = 251,6 \text{ МПа} > R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = \\ &= 230 \cdot \frac{1}{0,95} = 242,1 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Условие не выполняется. Увеличиваем толщину стенки: $t_w = 11$ мм, и производим перерасчет:

$$A = 26 \cdot 2,0 \cdot 2 + 71,0 \cdot 1,1 = 182,1 \text{ см}^2.$$

$$I_x = \frac{1,1 \cdot 71^3}{12} + 2 \cdot 26 \cdot 2,0 \cdot \left(\frac{75}{2} - \frac{2,0}{2} \right)^2 + 2 \cdot \frac{26 \cdot 2,0^3}{12} = 171397,2 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{171397,2}{182,1}} = 30,68 \text{ см};$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 171397,2}{75} = 4570,1 \text{ см}^3;$$

$$\lambda_x = \frac{l_{x2}}{i_x} = \frac{19,11}{30,68 \cdot 10^{-2}} = 62,288;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 62,288 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,081;$$

$$m_x = \frac{eA}{W_c} = \frac{1,046 \cdot 182,1 \cdot 10^{-4}}{4570,1 \cdot 10^{-6}} = 4,168.$$

При $m_x \geq 1$ и $\lambda_1 \geq 2$

$$\overline{\lambda_{uw}} = 1,2 + 0,35\overline{\lambda_1} = 1,2 + 0,35 \cdot 2,081 = 1,928 < 3,1;$$

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{71,0}{1,1} = 64,545 > \overline{\lambda_{uw}} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,928 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 57,70.$$

Условие не выполняется. Определяем значение A_{red} :

$$A_{red} = A - (h_{ef} - h_{red})t_w = 181,2 - (71 - 62,4) \cdot 1,1 = 171,74 \text{ см}^2;$$

$$h_{red} = 1,1 \cdot \left[1,928 - \left(\frac{2,081}{1,928} - 1 \right) \cdot (1,928 - 1,512) \right] \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 62,4 \text{ см};$$

$$k = 1,2 + 0,15\overline{\lambda} = 1,2 + 0,15 \cdot 2,081 = 1,512.$$

Проверяем устойчивость колонны:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{N_4}{\varphi_e A_{red}} = \frac{824 \cdot 10^{-3}}{0,204 \cdot 171,74 \cdot 10^{-4}} = 235,2 \text{ МПа} > R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = \\ &= 230 \cdot \frac{1}{0,95} = 242,1 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Условие выполняется.

Стенку колонны при отношении $h_{ef} / t_w \geq 2,3\sqrt{E / R_y}$ укрепляют парными ребрами жесткости, которые располагают на расстоянии $(2,5-3)h_{ef}$ одно от другого (но не менее двух на один отправочный элемент).

Ширину и толщину ребер жесткости определяют по формулам (1.8) и (1.9).

Учитывая то обстоятельство, что

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{71,0}{1,0} = 71 > 2,3 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 230} = 68,8,$$

требуется установка ребер жесткости в верхней части колонны.

Ширина ребра

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм} = \frac{710}{30} + 40 \text{ мм} = 63,66 \text{ мм}.$$

Принимаем $b_h = 70$ мм.

Толщина ребра

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2 \cdot 70 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,67 \text{ мм},$$

но не менее 6 мм.

Принимаем $t_s = 6$ мм.

Ребра жесткости располагаем с шагом

$$(2,5 - 3) h_{ef} = (2,5 - 3) \cdot 710 = (1775 - 2130) \text{ мм}.$$

Принимаем 2000 мм.

2.3. Подбор сечения сквозных колонн

Стержень сквозной колонны состоит из двух ветвей, соединенных между собой решеткой. Типы сечений сквозных колонн приведены на рис. 2.8.

Для крайних рядов колонн обычно проектируют колонны несимметричного сечения (рис. 2.8, *a*), а для средних – симметричного (рис. 2.8, *б*). Сквозная колонна работает как ферма с параллельными поясами (ветвями). Пояса воспринимают продольную силу N и изгибающий момент M , а решетка – поперечную силу Q .

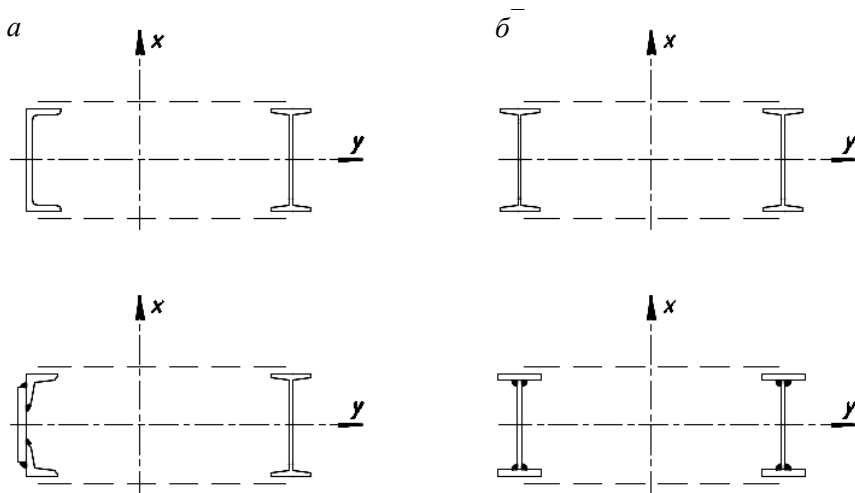


Рис. 2.8. Типы сечений сквозных колонн:
a – несимметричные; *б* – симметричные

Расчетные усилия N и M для подбора сечения ветвей колонны определяют из таблицы комбинаций усилий. При их определении исходят из того, что положительный момент ($+M$) догружает наружную ветвь, а отрицательный – подкрановую ветвь (рис. 2.9).

В общем случае продольные усилия в ветвях определяются по формулам

$$N_{в1} = \left| N_1 \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} \right|; \quad (2.7)$$

$$N_{в2} = \left| N_2 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} \right|, \quad (2.8)$$

где y_1 и y_2 – соответственно расстояния от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести соответствующей ветви.

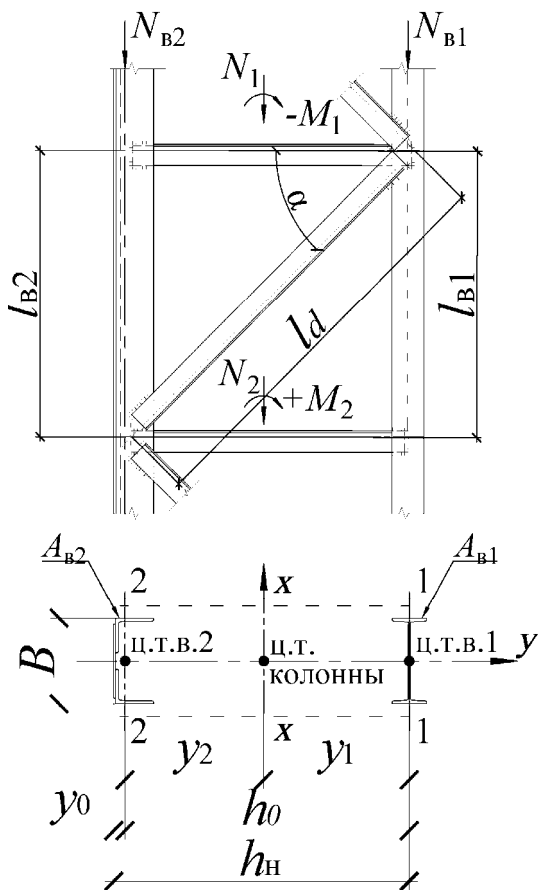


Рис. 2.9. К расчету сквозной колонны

Так как заранее положение центра тяжести сечения неизвестно, то предварительно принимают

$$y_1 \approx (0,45-0,55) h_H;$$

$$y_2 \approx (0,45-0,55) h_H;$$

$$h_0 \approx h_H.$$

Определив ориентировочные усилия в ветвях, находят требуемые площади ветвей:

$$A_{B1} = \frac{N_{B1}\gamma_n}{(0,7-0,9)R_y\gamma_c}; \quad (2.9)$$

$$A_{B2} = \frac{N_{B2}\gamma_n}{(0,7-0,9)R_y\gamma_c},$$

где R_y – расчетное сопротивление стали, принимаемое в зависимости от марки стали по [1, табл. 50 и 51] или по табл. П1;

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условия работы, принимаемый по [1, табл. 6];

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению.

По найденной площади компонуют сечения ветвей, принимая их ширину

$$B \geq (1/20 - 1/30)l_{ef,y}.$$

Ветви колонны работают на центральное сжатие, поэтому все требования местной устойчивости для стенки и полок и условие свариваемости элементов принимаются так же, как и для центрально сжатых колонн (см. п. 1.6).

Подкрановую ветвь рекомендуется проектировать из прокатных обыкновенных или широкополочных двутавров, реже – из сварных составных, а наружную ветвь – из прокатных или гнутых швеллеров или составного сечения – из листа и уголков (см. рис. 2.9).

Скомпоновав сечения ветвей, определяют их фактическую площадь A_{B1} и A_{B2} , положение центра тяжести наружной ветви (расстояние y_0) и центр тяжести всего сечения, уточняют расстояния y_1 и y_2 и определяют $h_0 = h_n - y_0$.

После этого по формулам (2.7) и (2.8) корректируют продольные усилия в ветвях и определяют геометрические характеристики сечения обеих ветвей и всего сечения в целом. Предварительно назначив тип решетки [3], а также, приняв угол ее подхода к ветвям α близким к 45° , определяют расстояния между узлами решетки l_{B1}

и l_{B2} (см. рис. 2.9). Затем выполняют проверку устойчивости подкрановой и наружной ветвей колонны в обеих плоскостях, как работающих на центральное сжатие, по формулам:

в плоскости колонны (рамы)

$$\sigma_1 = \frac{N_{B1}}{\varphi_1 A_{B1}} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n};$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{B2}}{\varphi_2 A_{B2}} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n};$$

из плоскости колонны (рамы)

$$\sigma_{y1} = \frac{N_{B1}}{\varphi_{y1} A_{B1}} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n};$$

$$\sigma_{y2} = \frac{N_{B2}}{\varphi_{y2} A_{B2}} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n},$$

где φ_1 и φ_2 – коэффициенты продольного изгиба ветвей относительно собственных осей 1–1 и 2–2, определяемые по условной гибкости ветвей $\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ и $\bar{\lambda}_2 = \lambda_2 \sqrt{\frac{R_y}{E}}$;

$$\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad \text{и} \quad \bar{\lambda}_2 = \lambda_2 \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

$$\lambda_1 = \frac{l_{B1}}{i_1} \quad \text{и} \quad \lambda_2 = \frac{l_{B2}}{i_2} \quad \text{– гибкости ветвей;}$$

i_1 и i_2 – радиусы инерции сечения ветвей относительно осей 1–1 и 2–2 (см. рис. 2.9);

φ_{y1} и φ_{y2} – коэффициенты продольного изгиба ветвей относительно оси y , определяемые по условной гибкости $\bar{\lambda}_{y1} = \lambda_{y1} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$

и $\bar{\lambda}_{y2} = \lambda_{y2} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$;

$$\text{и } \bar{\lambda}_{y2} = \lambda_{y2} \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

$$\lambda_{y1} = \frac{l_{ef, y1}}{i_{y1}} \text{ и } \lambda_{y2} = \frac{l_{ef, y1}}{i_{y2}} - \text{гибкости ветвей относительно оси } y;$$

$l_{ef, y1}$ – расчетная длина ветвей из плоскости колонны, определяемая по формуле (2.2);

i_{y1} и i_{y2} – радиусы инерции сечения ветвей относительно оси y .

По выполненным проверкам устойчивости ветвей колонны оценивают принятое сечение, при необходимости корректируя его площадь, при этом стремясь, чтобы недонапряжение для ветвей было минимальным. Перенапряжение ветвей не допускается.

Следующим этапом расчета сквозной колонны является подбор сечения элементов решетки. Решетку обычно проектируют из уголков, располагаемых по граням ветвей колонны. Расчет решетки ведут в соответствии с [1, п. 5.8] на большую из фактической и условной поперечных сил. Фактическое значение поперечной силы принимается из статического расчета рамы, а условное – согласно п. 1.4.

Усилия в раскосах решетки вычисляют по выражению

$$N_d = \frac{Q_{\max}}{2 \sin \alpha}, \quad (2.10)$$

где α – угол между ветвями колонны и раскосами (см. рис. 2.9).

Усилия в стойках

$$N_{ст} = \frac{Q_{\max}}{2}. \quad (2.11)$$

Подбор сечения раскосов и стоек производят как для центрально сжатых элементов по формуле (1.1), где согласно [1, табл. 6] значение коэффициента $\gamma_c = 0,75$, а значение гибкости $\lambda_d = \frac{l_d}{i_{d, \min}}$, $\lambda_{ст} = \frac{l_{ст}}{i_{ст, \min}}$.

Здесь l_d и $l_{ст}$ – расчетная длина раскосов и стоек, равная расстоянию между узлами решетки, а $i_{d, \min}$ и $i_{ст, \min}$ – радиусы инерции сечения элементов решетки относительно оси с минимальной жесткостью. Предельная гибкость для стержней решетки колонны $[\lambda] = 210 - 60\alpha$.

Заключительным расчетом для запроектированного сечения сквозной колонны является проверка его устойчивости как единого стержня на обе комбинации M и N в плоскости действия момента по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\Phi_e A} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n},$$

где $A = A_{B1} + A_{B2}$ – площадь сечения колонны;

Φ_e – коэффициент снижения расчетного сопротивления при внецентренном сжатии, принимаемый по [1, табл. 75] в зависимости от параметров $\overline{\lambda_{ef}}$ и m_x ;

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \text{ – условная приведенная гибкость;}$$

$$m_x = e \frac{Aa}{I_x} = \frac{M}{N} \frac{Aa}{I_x} \text{ – относительный эксцентриситет;}$$

a – расстояние от центра тяжести сечения до оси наиболее сжатой ветви колонны;

I_x – момент инерции всего сечения колонны относительно оси x ;

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_d}} \text{ – приведенная гибкость колонны (см. [1, табл. 7]);}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef, x1}}{l_x}, \quad i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \text{ – гибкость и радиус инерции всего сечения}$$

колонны относительно оси x ;

$l_{ef, x1}$ – расчетная длина колонны, вычисляемая по формуле (2.1);

A_d – суммарная площадь сечения двух раскосов;

$$\alpha_1 = 10 \frac{l_d^3}{l_B h_0^2} \text{ – коэффициент;}$$

M и N – изгибающий момент и продольная сила, соответственно догружающие наружную (M_2 и N_2) или подкрановую (M_1 и N_1) ветви колонны.

Проверка устойчивости сечения сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента не проводится, поскольку она обеспечена устойчивостью отдельных ветвей относительно оси y .

Для увеличения сопротивляемости сквозной колонны скручиванию по длине стержня не реже чем через 4 м дополнительно устанавливают диафрагмы, посредством сварки прикрепляемые к ветвям колонны и элементам решетки.

Пример подбора сечения стержня нижней части внецентренно сжатой колонны

Подобрать сечение стержня нижней части сквозной колонны по данным примера, приведенного в п. 2.2.

Ранее определенные расчетные длины нижней части колонны относительно осей x и y : $l_{ef, x1} = 30,06$ м, $l_{ef, y1} = 15,03$ м.

Для нижней части колонны, как и для верхней, принимаем сталь С235 по ГОСТ 27772–88. Расчетные сопротивления для этой стали по [1, табл. 51*]:

- для листа $t = 2-20$ мм $R_y = 230$ МПа,
- фасонного проката $t = 2-20$ мм $R_y = 230$ МПа.

Ориентировочно в ветвях по формулам (2.7) и (2.8) определим продольные усилия, приняв $h_0 \approx h_n$:

в подкрановой

$$N_{в1} = \frac{2834 \cdot 0,5 \cdot 1,5}{1,5} + \frac{1328}{1,5} = 2302,333 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

наружной

$$N_{в2} = \frac{2919 \cdot 0,5 \cdot 1,5}{1,5} + \frac{1715}{1,5} = 2602,833 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Ориентировочно требуемую площадь сечения ветвей найдем по формуле (2.9):

$$A_{в1} = \frac{2302,333 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{0,8 \cdot 230 \cdot 1,0} = 0,0118870 \text{ м}^2 = 118,870 \text{ см}^2;$$

$$A_{в2} = \frac{2602,833 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{0,8 \cdot 230 \cdot 1,0} = 0,0134385 \text{ м}^2 = 134,385 \text{ см}^2.$$

Учитывая, что ширина сечения ветвей должна быть

$$b \geq \left(\frac{1}{20} - \frac{1}{30} \right) l_{ef, y1} = \left(\frac{1}{20} - \frac{1}{30} \right) \cdot 15,03 = 75,1 - 50,1 \text{ см},$$

и исходя из ориентировочно требуемой площади сечения ветвей по сортаменту, принимаем сечение подкрановой ветви из I55 ($A_{B1} = 118 \text{ см}^2$, $I_{y1} = 55962 \text{ см}^4$, $i_{y1} = 21,8 \text{ см}$, $I_1 = 1356 \text{ см}^4$, $i_1 = 3,39 \text{ см}$), а сечение наружной ветви из листа $500 \times 14 \text{ мм}$ и двух равнополочных уголков $125 \times 14 \text{ мм}$ ($A_L = 33,37 \text{ см}^2$, $I_x = 482 \text{ см}^4$, $z_0L = 3,61 \text{ см}$, $A_{B2} = 50 \cdot 1,4 + 2 \cdot 33,37 = 136,74 \text{ см}^2$). Здесь обозначение осей принято не как в сортаменте, а в соответствии с рис. 2.10.

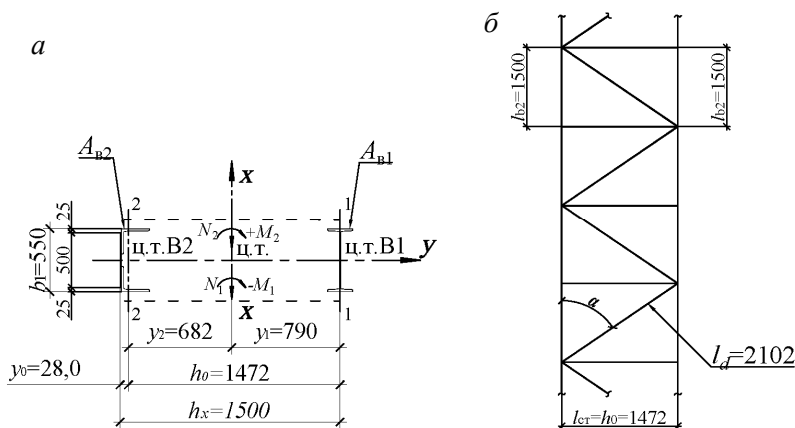


Рис. 2.10. К примеру расчета сквозной колонны:
 а – сечение колонны; б – геометрическая схема решетки

Геометрические характеристики наружной ветви

$$y_0 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{2 \cdot 33,37 \cdot (1,4 + 3,61) + 50 \cdot 1,4 \cdot \frac{1,4}{2}}{136,74} = 2,8 \text{ см};$$

$$I_{y2} = \frac{1,4 \cdot 50^3}{12} + 2 \cdot \left[482 + 33,37 \cdot \left(\frac{55}{2} - 3,61 \right)^2 \right] = 53637,99 \text{ см}^4;$$

$$i_{y2} = \sqrt{\frac{I_{y2}}{A_{b2}}} = \sqrt{\frac{53637,99}{136,74}} = 19,806 \text{ см};$$

$$I_2 = \frac{50 \cdot 1,4^3}{12} + 50 \cdot 1,4 \cdot \left(2,8 - \frac{1,4}{2}\right)^2 +$$

$$+ 2 \cdot \left[482 + 33,37 \cdot (2,8 - 1,4 - 3,61)^2\right] = 1610 \text{ см}^4;$$

$$i_2 = \sqrt{\frac{I_{x2}}{A_{b2}}} = \sqrt{\frac{1610}{136,74}} = 3,43 \text{ см};$$

$$h_0 = h_H - y_0 = 150 - 2,8 = 147,2 \text{ см}.$$

Определим положение центра тяжести всего сечения:

$$y_1 = \frac{A_{b2} h_0}{\sum A_i} = \frac{136,74 \cdot 147,2}{136,74 + 118} = 79,0 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 147,2 - 79,0 = 68,2 \text{ см}.$$

Скорректируем усилия в ветвях по формулам (2.7) и (2.8):

$$N_{b1} = \frac{2834 \cdot 0,682}{1,472} + \frac{1328}{1,472} = 2215 \text{ кН};$$

$$N_{b2} = \frac{2919 \cdot 0,790}{1,472} + \frac{1715}{1,472} = 2732 \text{ кН}.$$

Проверяем устойчивость ветвей колонны, приняв расположение раскосов согласно рис. 2.10, б.

Проверка наружной ветви в плоскости колонны (рамы):

$$l_{b2} = 150 \text{ см};$$

$$\lambda_2 = \frac{l_{b2}}{i_2} = \frac{150}{3,43} = 43,7;$$

$$\overline{\lambda}_2 = \lambda_2 \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 43,7 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,46;$$

$$\varphi_2 = 0,87;$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{N_{B2}}{\varphi_2 A_{B2}} = \frac{2732 \cdot 10^{-3}}{0,87 \cdot 136,74 \cdot 10^{-4}} = 229,6 \text{ МПа} < R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = \\ &= 230 \cdot \frac{1}{0,95} = 242,105 \text{ МПа} \end{aligned}$$

(недонапряжение ветви 5,1 %).

Проверка наружной ветви из плоскости колонны (рамы):

$$l_{y2} = 1503 \text{ см};$$

$$\lambda_{y2} = \frac{l_{y2}}{i_{y2}} = \frac{1503}{19,806} = 75,890;$$

$$\overline{\lambda}_{y2} = \lambda_{y2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 75,890 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,535;$$

$$\varphi_{y2} = 0,724;$$

$$\begin{aligned} \sigma_{y2} &= \frac{N_{B2}}{\varphi_{y2} A_{B2}} = \frac{2732 \cdot 10^{-3}}{0,724 \cdot 136,74 \cdot 10^{-4}} = 275,57 \text{ МПа} > R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = \\ &= 230 \cdot \frac{1}{0,95} = 242,105 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Устойчивость ветви не обеспечена. Увеличивать сечение экономически нецелесообразно, поэтому для уменьшения расчетной дли-

ны ветвей $l_{ef, y1}$ устанавливаем между колоннами распорки посередине высоты нижней части, таким образом, расчетная длина ветвей:

$$l_{ef, y1} = \frac{1503}{2} = 751,5 \text{ см};$$

$$\lambda_{y2} = \frac{l_{ef, y2}}{i_{y2}} = \frac{751,5}{19,806} = 37,945;$$

$$\overline{\lambda}_{y2} = \lambda_{y2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 37,945 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,268;$$

$$\varphi_{y2} = 0,904;$$

$$\begin{aligned} \sigma_{y2} &= \frac{N_{B2}}{\varphi_{y2} A_{B2}} = \frac{2732 \cdot 10^{-3}}{0,904 \cdot 136,74 \cdot 10^{-4}} = 220,706 \text{ МПа} > R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = \\ &= 230 \cdot \frac{1}{0,95} = 242,105 \text{ МПа} \end{aligned}$$

(недонапряжение ветви 9,5 %).

Проверка подкрановой ветви в плоскости колонны (рамы):

$$l_{b1} = 150 \text{ см};$$

$$\lambda_1 = \frac{l_{b1}}{i_{y1}} = \frac{150}{3,39} = 44,247;$$

$$\overline{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 44,247 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,478;$$

$$\varphi_1 = 0,879;$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{B1}}{\varphi_1 A_{B1}} = \frac{2215 \cdot 10^{-3}}{0,879 \cdot 118 \cdot 10^{-4}} = 213,27 \text{ МПа} < R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} =$$

$$= 230 \cdot \frac{1}{0,95} = 242,105 \text{ МПа}$$

(недонапряжение ветви 12,7 %).

Проверка подкрановой ветви из плоскости колонны (рамы):

$$l_{ef, y1} = 751,5 \text{ см};$$

$$\lambda_{y1} = \frac{l_y}{i_{y1}} = \frac{751,5}{21,8} = 34,472;$$

$$\overline{\lambda}_{y1} = \lambda_{y1} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 34,472 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,152;$$

$$\varphi_{y1} = 0,917;$$

$$\sigma_{y1} = \frac{N_{B1}}{\varphi_{y1} A_{B1}} = \frac{2215 \cdot 10^{-3}}{0,917 \cdot 118 \cdot 10^{-4}} = 204,433 \text{ МПа} < R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} =$$

$$= 230 \cdot \frac{1}{0,95} = 242,105 \text{ МПа}$$

(недонапряжение ветви 17 %).

Определим расчетную поперечную силу, действующую на решетку колонны как большую из двух:
фактической

$$Q = 204 \text{ кН};$$

условной

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi} = 7,15 \cdot 10^{-6} \times \\ \times \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{230} \right) \cdot \frac{2919}{0,893} = 33,523 \text{ кН},$$

где $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа;

$\varphi = \varphi_x = 0,893$ согласно [1, п. 5.8*, с. 12] (здесь φ_x – вычисленный ниже коэффициент продольного изгиба относительно оси перпендикулярной плоскости решеток).

Определим геометрические характеристики всего сечения:

$$I_x = 1610 + 136,74 \cdot 68,2^2 + 1356 + 118 \cdot 79,0^2 = 1375000 \text{ см}^4;$$

$$I_y = I_{y,B1} + I_{y,B2} = 55962 + 53637,99 = 109599,99 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1375000}{254,74}} = 73,5 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{109599,99}{254,74}} = 20,74 \text{ см}.$$

Гибкость λ_x стержня колонны

$$\lambda_x = \frac{30,06}{0,735} = 40,9;$$

$$\lambda_y = \frac{15,03}{0,2074} = 72,47.$$

По [1, табл. 72] при $\lambda_x = 40,9$, $\lambda_y = 72,47$ и $R_y = 230$ МПа находим $\varphi_x = 0,893$ и $\varphi_y = 0,745$.

Усилия в раскосах и стойках определим по формулам (2.10) и (2.11):

$$N_d = \frac{Q_{\max}}{2 \sin \alpha} = \frac{204}{2 \cdot 0,701} = 145,506 \text{ кН};$$

$$N_{\text{ст}} = \frac{Q_{\max}}{2} = \frac{204}{2} = 102 \text{ кН},$$

где $\sin \alpha = \frac{147,2}{210,2} = 0,701$.

Требуемая площадь раскосов и стоек

$$A_d = \frac{N_d \gamma_n}{\varphi_1 R_y \gamma_c} = \frac{145,506 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{0,6 \cdot 230 \cdot 0,75} = 13,355 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

$$A_{\text{ст}} = \frac{N_{\text{ст}} \gamma_n}{\varphi_1 R_y \gamma_c} = \frac{102 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{0,6 \cdot 230 \cdot 0,75} = 9,36 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2,$$

где коэффициентом продольного изгиба φ_1 задаемся в пределах $\varphi_1 = 0,5-0,8$ а коэффициент условий работы согласно [1, табл. 6*] принимаем $\gamma_c = 0,75$.

Назначаем раскосы из равнополочных уголков сечением 100×8 мм ($A_d = 15,6 \text{ см}^2$, $i_{d \min} = 1,98$ см), а стойки из равнополочных уголков – сечением 80×6 мм ($A_{\text{ст}} = 9,38 \text{ см}^2$, $i_{\text{ст} \min} = 1,58$ см).

Вычислим гибкость раскосов и стоек:

$$\lambda_d = \frac{l_d}{i_{d \min}} = \frac{210,2}{1,98} = 106,18,$$

$$\lambda_{\text{ст}} = \frac{l_{\text{ст}}}{i_{d \min}} = \frac{147,2}{1,58} = 93,2.$$

По табл. 72 [1] для $\lambda_d = 106,18$, $\lambda_{ст} = 93,227$ и $R_y = 230$ МПа по интерполяции определим коэффициенты продольного изгиба $\varphi_d = 0,517$ и $\varphi_{ст} = 0,604$.

Проверим напряжения в раскосах и стойках:

$$\begin{aligned}\sigma_d &= \frac{N_d}{\varphi_d A_d} = \frac{145,506 \cdot 10^{-3}}{0,517 \cdot 15,6 \cdot 10^{-4}} = 180,412 \text{ МПа} < R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = \\ &= 230 \cdot \frac{0,75}{0,95} = 181,58 \text{ МПа};\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ст} &= \frac{N_{ст}}{\varphi_{ст} A_{ст}} = \frac{102 \cdot 10^{-3}}{0,604 \cdot 9,3 \cdot 10^{-4}} = 181,5 \text{ МПа} < R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = \\ &= 230 \cdot \frac{0,75}{0,95} = 181,58 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Определим приведенную гибкость стержня:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_\alpha}} = \sqrt{40,9^2 + 28,57 \cdot \frac{254,74}{2 \cdot 15,6}} = 43,364,$$

где $\alpha_1 = 10 \frac{l_d^3}{h_0^2 l_b} = 10 \cdot \frac{2,102^3}{1,472^2 \cdot 1,5} = 28,57$.

Условная приведенная гибкость

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 43,364 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,45.$$

Проверим устойчивость колонны как единого стержня в плоскости действия момента для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь:

$$m_x = \frac{M_1}{N_1} \frac{A y_1}{I_x} = \frac{1328 \cdot 10^{-3}}{2834 \cdot 10^{-3}} \cdot \frac{0,025474 \cdot 0,790}{1375000 \cdot 10^{-8}} = 0,686;$$

по [1, табл. 75] для $m_x = 0,686$ и $\overline{\lambda_{ef}} = 1,45$ по интерполяции определяем $\varphi_e = 0,54$;

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N_1}{\varphi_e A} = \frac{2834 \cdot 10^{-3}}{0,54 \cdot 0,025474} = 206,0 \text{ МПа} < R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = \\ &= 230 \cdot \frac{1}{0,95} = 242,105 \text{ МПа.}\end{aligned}$$

Проверим устойчивость колонны как единого стержня в плоскости действия момента для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь:

$$m_x = \frac{M_2}{N_2} \frac{A y_2}{I_x} = \frac{1715 \cdot 10^{-3}}{2919 \cdot 10^{-3}} \cdot \frac{0,025474 \cdot 0,682}{1375000 \cdot 10^{-8}} = 0,742;$$

по [1, табл. 75] для $m_x = 0,742$ и $\overline{\lambda_{ef}} = 1,45$ по интерполяции определяем $\varphi_e = 0,52$;

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N_1}{\varphi_e A} = \frac{2919 \cdot 10^{-3}}{0,52 \cdot 254,74 \cdot 10^{-4}} = 220,4 \text{ МПа} < R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = \\ &= 230 \cdot \frac{1}{0,95} = 242,105 \text{ МПа.}\end{aligned}$$

2.4. Сопряжение верхней части ступенчатой колонны с нижней

В ступенчатых колоннах сопряжение верхней части с нижней осуществляется посредством траверсы, которую, как правило, проектируют одностенчатой. Типовые конструктивные решения таких сопряжений приведены на рис. 2.11.

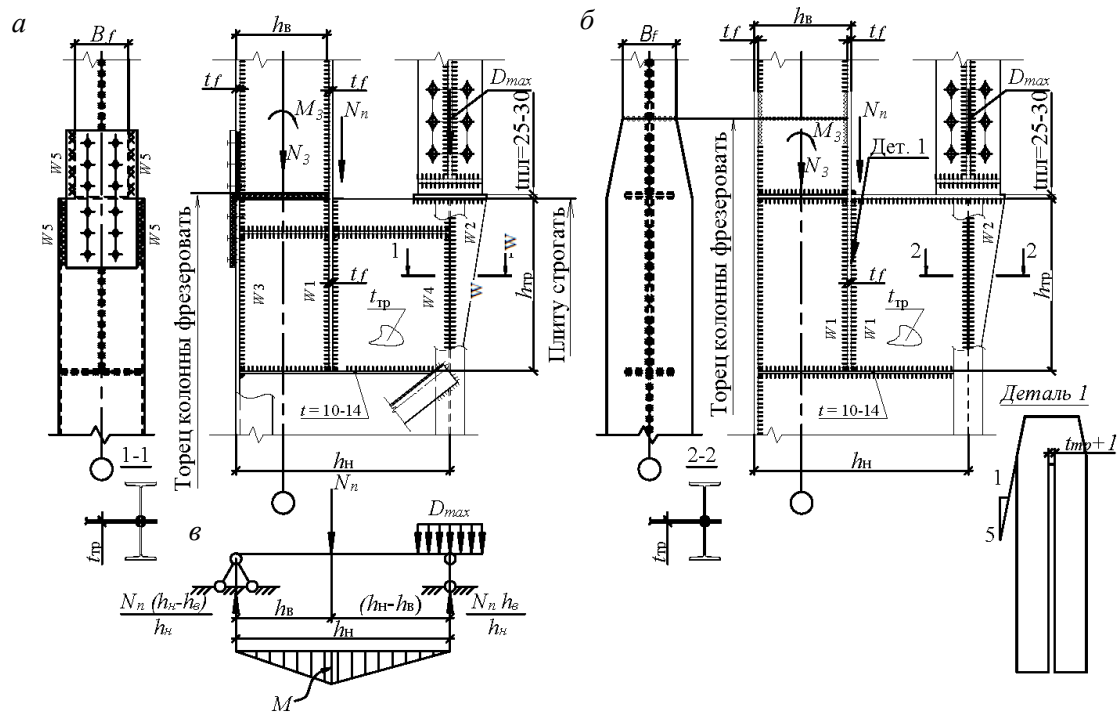


Рис. 2.11. Узлы сопряжений верхней и нижней частей колонн:
 а – сквозных; б – сплошных; в – расчетная схема траверсы

Одностенчатая траверса может быть выполнена с монтажным соединением верхней части колонны выше (рис. 2.11, б) или в уровне уступа (рис. 2.11, а). В первом случае полки надкрановой части колонны имеют прорезы (деталь 1), в которые устанавливают траверсу. Вертикальное давление подкрановых балок (D_{\max}) передается на траверсу через горизонтальные распределительные листы толщиной $t_{\text{пл}} = 25\text{--}30$ мм. Нижний пояс траверсы, а также горизонтальные ребра обычно выполняют толщиной $t = 10\text{--}14$ мм. Высоту траверсы рекомендуется принимать $h_{\text{тр}} = (0,5\text{--}0,8)h_n$. Толщину траверсы назначают из условия ее работы на смятие от действия силы D_{\max} по формуле

$$t_{\text{тр}} \geq \frac{D_{\max} \gamma_n}{l_{\text{ef}} R_p \gamma_c}, \quad (2.12)$$

где $l_{\text{ef}} = b_p + 2t_{\text{пл}}$ – расчетная длина сминаемого участка траверсы;

b_p – ширина опорного ребра подкрановой балки;

R_p – расчетное сопротивление смятию (при наличии пригонки), принимаемое по табл. 52* [1];

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы.

Одностенчатую траверсу сквозной колонны рассчитывают как однопролетную балку с пролетом, равным h_n (рис. 2.11, в). Нагрузка на траверсу от верхнего участка колонны передается в виде сосредоточенной силы

$$N_n = \frac{N_3}{2} + \frac{M_3}{h_b},$$

где N_3 и M_3 – продольная сила и изгибающий момент в уровне уступа колонны;

h_b – высота сечения верхней части колонны.

Траверсу проверяют на изгиб и срез по формулам

$$\sigma = \frac{M_{\text{тр}}}{W_{\text{тр}}} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n};$$

$$\tau = \frac{Q_{\text{тр}}}{h_{\text{тр}} t_{\text{тр}}} \leq R_s \frac{\gamma_c}{\gamma_n}.$$

Здесь $M_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{п}} h_{\text{в}}}{h_{\text{н}}} (h_{\text{н}} - h_{\text{в}})$ – изгибающий момент в траверсе;

$Q_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{п}} h_{\text{в}}}{h_{\text{н}}} + 0,5 D_{\text{max}}$ – максимальная поперечная сила;

$W_{\text{тр}}$ – минимальный момент сопротивления траверсы.

Сварные швы W1, рассчитывают на усилии в полке $N_{\text{п}}$. Максимальную расчетную длину сварного шва принимают не более $l_w^{\text{max}} = 85 \beta_{f(z)} k_f$.

Крепление траверсы к стенке ветви колонны (шов W4) рассчитывают на суммарную реакцию

$$N_1 = \frac{N_{\text{п}} h_{\text{в}}}{h_{\text{н}}} + 0,5 D_{\text{max}},$$

а швы W2 – на $0,5 D_{\text{max}}$. Если крепление траверсы к ветви колонны осуществляется через прорезь в стенке (см. рис. 2.11, б, сечение 2–2), то сварные швы рассчитываются на полную суммарную реакцию

$$N = \frac{N_{\text{п}} h_{\text{в}}}{h_{\text{н}}} + D_{\text{max}}.$$

На эту же силу N касательные напряжения в стенке колонны в месте опирания траверсы необходимо проверить по формуле

$$\tau_w = \frac{N}{2 h_{\text{тр}} t_w} \leq R_s \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \quad (2.13)$$

где t_w – толщина стенки ветви колонны.

При $\tau_w > R_s \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$ необходимо делать более толстую вставку в стен-

ке ветви колонны. Сварные швы W3 принимают такими же, как швы W4. Вертикальную накладку и сварные швы по одну сторону стыка W5 обычно рассчитывают на предельное усилие в полке

$$N_f = \frac{A_{\text{п}} R_y \gamma_c}{\gamma_n},$$

где $A_{\text{п}}$ – площадь полки верхней части колонны.

В сплошных колоннах на D_{max} из условия смятия определяют толщину вставки (траверсу), а также находят размеры сварных швов W1 (см. рис. 2.11, б). Остальные размеры швов определяют так же, как и для сквозных колонн.

Пример расчета соединения верхней части колонны с нижней

Рассчитать соединение верхней части колонны с нижней, приняв их сечения согласно примерам, приведенным в пп. 2.2 и 2.3. Расчетные усилия в месте сопряжения частей колонны $N_3 = -830$ кН, $M_3 = -228$ кН·м, максимальное давление подкрановых балок $D_{\text{max}} = 2294$ кН, а ширина опорного ребра $B_p = 400$ мм. Материал конструкций сталь С235 по ГОСТ 27772–88. Конструкцию стыка принять согласно рис. 2.12.

Назначаем высоту траверсы:

$$h_{\text{тр}} = (0,5 - 0,8)h_{\text{н}} = (0,5 - 0,8) \cdot 1500 = 750 - 1200 \text{ мм.}$$

Принимаем $h_{\text{тр}} = 800$ мм.

Определим толщину траверсы из условия смятия по формуле (2.12), приняв горизонтальный распределительный лист толщиной $t_{\text{пл}} = 25$ мм:

$$t_{\text{тр}} \geq \frac{D_{\text{max}} \gamma_n}{l_{\text{ef}} R_p \gamma_c} = \frac{2294 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{(0,4 + 2 \cdot 0,025) \cdot 327 \cdot 1,0} = 0,01481 \text{ м} = 14,81 \text{ мм,}$$

где $R_p = 327$ МПа [1, табл. 52] при $R_{un} = 360$ МПа для листа $t = 2-20$ мм [1, табл. 51].

Принимаем $t_{np} = 16$ мм.

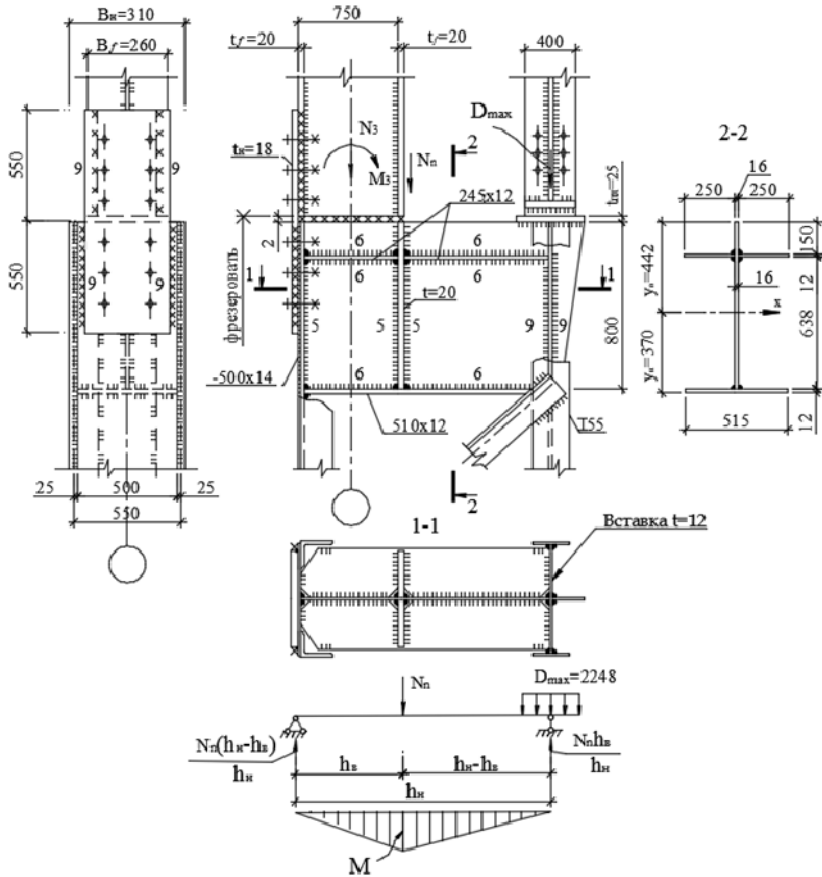


Рис. 2.12. Конструкция сопряжения верхней части колонны с нижней и расчетная схема траверсы

Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы в траверсе

$$M_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{п}} h_{\text{в}}}{h_{\text{н}}} (h_{\text{н}} - h_{\text{в}}) = \frac{719 \cdot 0,75}{1,5} \cdot (1,5 - 0,75) = 269,625 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{п}} h_{\text{в}}}{h_{\text{н}}} + 0,5 D_{\text{max}} = \frac{719 \cdot 0,75}{1,5} + 0,5 \cdot 2294 = 1506,5 \text{ кН};$$

$$N_{\text{п}} = \frac{N_3}{2} + \frac{M_3}{h_{\text{в}}} = \frac{228}{0,75} + \frac{830}{2} = 719 \text{ кН}.$$

Нижний пояс траверсы назначим конструктивно из листа 515×12 мм, верхние горизонтальные ребра – из листа 250×12 мм, что позволит приварить их изнутри к ветвям колонны (разрез 1-1 на рис. 2.12).

Определим положение центра тяжести сечения траверсы:

$$y_{\text{н}} = \frac{2 \cdot 25,0 \cdot 1,2 \cdot (81,2 - 15 - 0,6) + 1,6 \cdot 80 \cdot (40 + 1,2) + 1,2 \cdot 51,5 \cdot 0,6}{(2 \cdot 25,0 \cdot 1,2 + 1,6 \cdot 80 + 1,2 \cdot 51,5)} = 37,0 \text{ см}.$$

$$y_{\text{в}} = 81,2 - 37,0 = 44,2 \text{ см}.$$

Момент инерции сечения траверсы

$$\begin{aligned} I_x = & \frac{1,6 \cdot 80^3}{12} + 1,6 \cdot 80 \cdot \left(37 - \frac{80}{2} - 1,2 \right)^2 + 2 \cdot 25,0 \cdot \frac{(1,2)^3}{12} + \\ & + 2 \cdot 25,0 \cdot 1,2 \cdot \left(44,2 - 15 - \frac{1,2}{2} \right)^2 + \frac{51,5 \cdot 1,2^3}{12} + \\ & + 51,5 \cdot 1,2 \cdot \left(37 - \frac{1,2}{2} \right)^2 = 195766,143 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Минимальный момент сопротивления траверсы

$$W_{\text{тр}} = \frac{195766,143}{44,2} = 4429 \text{ см}^3.$$

Напряжения в траверсе от изгиба и среза

$$\sigma = \frac{269,625 \cdot 10^{-3}}{4429 \cdot 10^{-6}} = 60,88 \text{ МПа} < \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{230 \cdot 1,0}{0,95} = 242,105 \text{ МПа},$$

где $R_y = 230 \text{ МПа}$ для $t = 2-20 \text{ мм}$ по табл. 51* [1];

$$\tau = \frac{1506,5 \cdot 10^{-3}}{1,6 \cdot 10^{-2} \cdot 80 \cdot 10^{-2}} = 117,695 \text{ МПа} < \frac{R_s \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{133,4 \cdot 1,0}{0,95} = 140,4 \text{ МПа},$$

где $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 230 = 133,4 \text{ МПа}$.

Сварку траверсы производим полуавтоматами проволокой Св08Г2С по табл. 55* [1] в струе углекислого газа. По табл. 56 [1] принимаем $R_{wf} = 215 \text{ МПа}$:

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа}.$$

В соответствии с табл. П4 для полуавтоматической сварки проволокой $\alpha < 1,4 \text{ мм}$, $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1$.

В связи с тем, что значения

$$\beta_f R_{wf} = 0,7 \cdot 215 = 150,5 \text{ МПа} < \beta_{fz} R_{wz} = 1 \cdot 162 = 162 \text{ МПа},$$

расчет сварных швов выполняют только по металлу шва с $R_{wf} = 215 \text{ МПа}$.

Высоту катета швов W1 определим из условия их работы на срез на усилие $N_{\Pi} = 719 \text{ кН}$, приняв толщину вертикальных ребер в траверсе равной толщине полки верхней части колонны, т. е. $t = 20 \text{ мм}$, а расчетную длину швов $l_w^{\max} = 85 k_f \beta_f$:

$$k_f = \sqrt{\frac{N_{\Pi} \gamma_n}{85 \cdot 4 (\beta_f)^2 R_{wf} \gamma_c \gamma_{wf}}} = \sqrt{\frac{719 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{85 \cdot 4 \cdot 0,7^2 \cdot 215 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,436 \cdot 10^{-2} \text{ м}.$$

Принимаем $k_f = 5 \text{ мм}$.

Высота катета швов W4, рассчитываемых на силу $Q_{\text{тр}} = 1147$ кН:

$$k_f = \sqrt{\frac{1506,5 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{85 \cdot 2 \cdot 0,7^2 \cdot 215 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,00894 \text{ м} = 8,94 \text{ мм.}$$

Принимаем $k_f = 9$ мм.

Поскольку вертикальное ребро со стороны подкрановой ветви колонны рассчитывается на силу

$$0,5D_{\text{max}} = 0,5 \cdot 2294 = 1147 \text{ кН,}$$

что меньше $Q_{\text{тр}} = 1506,5$ кН, то конструктивно толщину этого ребра принимаем равной толщине траверсы ($t_{\text{тр}} = 16$ мм), а высоту шва W2 назначаем такой же, как и высота шва W4, а именно $k_f = 9$ мм. Швы W3 конструктивно принимаем такими же, как швы W1, а именно $k_f = 5$ мм.

Проверим стенку подкрановой ветви колонны у места крепления траверсы и ребра на срез по формуле (2.13):

$$\begin{aligned} \tau_w &= \frac{N}{2h_{\text{тр}}t_w} = \frac{2654,3 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 80 \cdot 10^{-2} \cdot 1,1 \cdot 10^{-2}} = 150,767 \text{ МПа} > \frac{R_s \gamma_c}{\gamma_n} = \\ &= \frac{133,4 \cdot 1,0}{0,95} = 140,42 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Здесь

$$N = 719 \cdot 0,75 / 1,5 + 2294 = 2654,3 \text{ кН,}$$

$t_w = 11$ мм – толщина стенки I55.

В связи с тем что условие не выполняется, в стенке подкрановой ветви колонны делаем вставку из листа толщиной $t = 12$ мм и длиной 1000 мм. Тогда

$$\tau_w = \frac{2654,3 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 80 \cdot 10^{-2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-2}} = 138,203 \text{ МПа} < 140,42 \text{ МПа.}$$

Установка вставки связана с увеличением трудозатрат при устройстве сопряжения верхней части колонны с нижней, поэтому в практических расчетах рациональнее увеличивать высоту траверсы, т. е., назначив $h_{тр} = 900$ мм, получаем $\tau_w = 134,1$ МПа.

Ширину вертикальной накладки, соединяющей верхнюю часть колонны с наружной ветвью ее нижней части, принимаем

$$b_n = b_f + 50 = 260 + 50 = 310 \text{ мм,}$$

а толщину назначаем из условия равенства площадей накладки и полки верхней части колонны, а именно:

$$t_n = 26 \cdot 2,0 / 31 = 1,67 \text{ см.}$$

Принимаем $t_n = 18$ мм. Накладку привариваем швами (W5) с катетом $k_f = 9$ мм. Сварку принимаем ручную электродами марки Э42. Тогда $R_{wf} = 180$ МПа, $\beta_f = 0,7$. Максимальное усилие в полках верхней части колонны (несущая способность полок), по которому найдем длину шва по одну сторону накладки:

$$N_f = \frac{b_f t_f R_y \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{26 \cdot 10^{-2} \cdot 2,0 \cdot 10^{-2} \cdot 230 \cdot 1,0}{0,95} = 1,258947 \text{ МН.}$$

Длина шва по одну сторону накладки

$$l_w = \frac{1,258947 \cdot 0,95}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,009 \cdot 180 \cdot 1,0} + 0,01 = 0,537 \text{ м,}$$

принимаем $l_w = 550$ мм.

2.5. Конструкция и расчет баз внецентренно сжатых колонн

В сквозных внецентренно сжатых колоннах с базой раздельного типа (рис. 2.13) расчет и конструирование базы под каждую ветвь производится по наибольшему сжимающему усилию в ветви, как

для центрально сжатых колонн (см. п. 1.6). Расчетные усилия в ветвях определяют по формулам (2.7) и (2.8), в которых значения M и N принимаются непосредственно для места сопряжения колонн с фундаментами. При больших значениях моментов и незначительных продольных силах в одной из ветвей колонн могут возникнуть растягивающие усилия

$$z = \frac{M - Ny_i}{h_0}$$

Для восприятия этих усилий устанавливаются анкерные болты, суммарная площадь нетто которых для данной ветви

$$\sum A_{\text{нт}}^a \geq \frac{z \gamma_n}{R_{\text{ва}} \gamma_c}$$

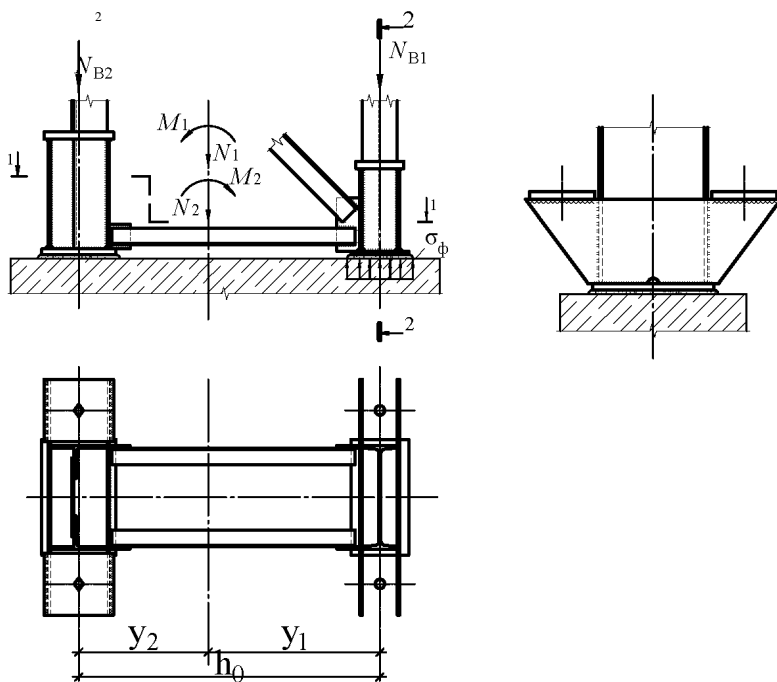


Рис. 2.13. База внецентренно сжатой сквозной колонны

База внецентренно сжатых сплошных колонн оказывает неравномерное давление на поверхность фундамента. В направлении действия момента под опорной плитой базы возникают сжимающие напряжения, а с противоположной стороны плита стремится оторваться от поверхности фундамента (рис. 2.14). Этому отрыву препятствуют анкерные болты, которые работают на растяжение. Расчет базы производится на невыгоднейшую комбинацию усилий N и M , дающих наибольшее сжатие бетона у края плиты.

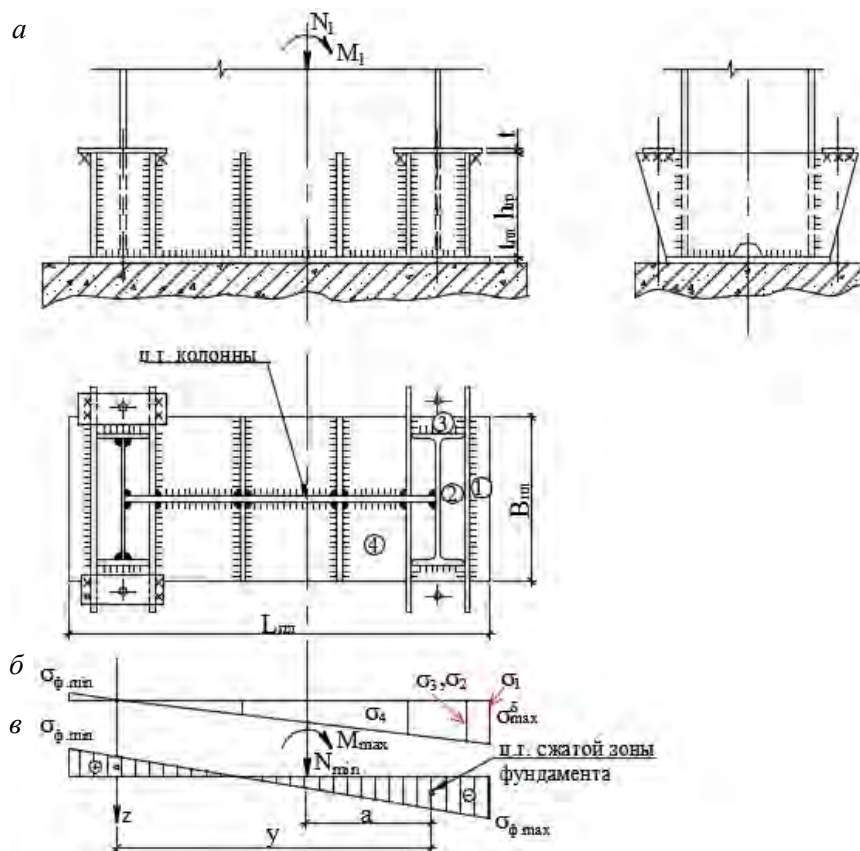


Рис. 2.14. К расчету баз сплошных внецентренно сжатых колонн

Расчет базы внецентренно сжатых сплошных колонн выполняют в соответствии с указаниями п. 1.6. Зная расчетное сопротивление бетона смятию f_{cud} и задавшись шириной плиты $B_{пл}$, определяют ее требуемую длину $L_{пл}$ по формуле

$$L_{пл} = \frac{N}{2B_{пл}f_{cud}\alpha_u} + \sqrt{\left(\frac{N}{2B_{пл}f_{cud}\alpha_u}\right)^2 + \frac{6M}{B_{пл}f_{cud}\alpha_u}}.$$

Окончательно установив размеры плиты, фактические максимальные и минимальные напряжения в бетоне фундамента на противоположных гранях опорной плиты базы (рис. 2.14, б) вычисляют по следующему формулам:

$$\sigma_{ф \max} = \frac{N_1}{A_{пл}} + \frac{M_1}{W_{пл}} = \frac{N_1}{B_{пл}L_{пл}} + \frac{6M_1}{B_{пл}L_{пл}^2} \leq f_{cud} \alpha_u; \quad (2.14)$$

$$\sigma_{ф \min} = \frac{N_1}{A_{пл}} - \frac{M_1}{W_{пл}} = \frac{N_1}{B_{пл}L_{пл}} - \frac{6M_1}{B_{пл}L_{пл}^2} \leq f_{cud} \alpha_u. \quad (2.15)$$

Так же, как и в центрально сжатых колоннах, траверсы, ребра жесткости и диафрагмы расчленяют плиту на участки 1, 2, 3, 4 (консольные, опертые по трем и четырем сторонам), рис. 2.14, а. При этом считают (несколько в запас прочности), что плита на каждом участке нагружена равномерно распределенным реактивным давлением фундамента, равным максимальному напряжению, действующему на данном участке ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$, см. рис. 2.14, б). Изгибающие моменты для каждого из участков определяют по формулам (1.13)–(1.17). По максимальному из них по формуле (1.18) определяют толщину плиты.

Траверсу, диафрагмы и ребра жесткости принимают толщиной $t = 10\text{--}16$ мм. Их сечения и крепления рассчитывают на усилия, определяемые с соответствующих грузовых площадей, так же, как и для баз центрально сжатых колонн.

Анкерные болты рассчитывают из предположения, что растягивающая сила Z (рис. 2.14, в) полностью воспринимается анкерными

болтами, находящимися на одной стороне базы. Это усилие может быть определено по следующей формуле:

$$z = \frac{M_{\max} - N_{\min} a}{y},$$

где M_{\max} и N_{\min} – расчетная комбинация усилий для расчета анкерных болтов (по этим усилиям определяют $\sigma_{\phi \max}$ и $\sigma_{\phi \min}$ и строится эпюра напряжений в бетоне);

a – расстояние от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести сжатой зоны бетона фундамента.

Общая площадь сечения анкерных болтов нетто (по нарезке) может быть найдена по выражению

$$\sum A_{\text{нт}}^a \geq \frac{z \gamma_n}{R_{ba} \gamma_c}. \quad (2.16)$$

Здесь R_{ba} – расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов, принимаемое по табл. 60* [1] или по табл. П9.

Основные размеры некоторых типов анкерных болтов приведены в табл. П7 и П8.

Пример расчета базы сплошной внецентренно сжатой колонны

Рассчитать и законструировать базу сплошной внецентренно сжатой колонны на расчетные усилия $N_1 = -1650$ кН, $M_1 = -1101$ кН·м.

Расчетные усилия для анкерных болтов $N_{\min} = -605$ кН, $M_{\max} = 880$ кН·м. Материал базы колонны сталь С235 по ГОСТ 27772–88. Класс бетона фундамента $C^{25}/_{30}$. Сечение колонны и конструкцию базы принять согласно рис. 2.15.

Расчетное сопротивление бетона класса $C^{25}/_{30}$ при местном смятии с учетом коэффициента $\alpha_u = 0,75$

$$f_{cud} \alpha_u = 17,7 \cdot 0,75 = 13,3 \text{ МПа.}$$

$$B_{\text{пл}} = b_k + 2(50) = 400 + 2 \cdot (50) = 500 \text{ мм};$$

$$L_{\text{пл}} = \frac{1,650}{2 \cdot 0,5 \cdot 13,3} + \sqrt{\left(\frac{1,650}{2 \cdot 0,5 \cdot 13,3}\right)^2 + \frac{6 \cdot 1,101}{0,5 \cdot 13,3}} = 1,128 \text{ м.}$$

Принимаем $B_{\text{пл}} = 500$ мм, $L_{\text{пл}} = 1250$ мм.

Опорное давление фундамента

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A_{\text{пл}}} + \frac{M}{W_{\text{пл}}} = \frac{1,650}{0,5 \cdot 1,25} + \frac{1,101 \cdot 6}{0,5 \cdot 1,25^2} = 11,1 \text{ МПа} < 13,3 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{A_{\text{пл}}} - \frac{M}{W_{\text{пл}}} = \frac{1,650}{0,5 \cdot 1,25} - \frac{1,101 \cdot 6}{0,5 \cdot 1,25^2} = -5,8 \text{ МПа} < 13,3 \text{ МПа}.$$

На консольном участке 1 момент в плите определим по формуле

$$M_1 = \sigma_1 \frac{c^2}{2} = 11,1 \cdot \frac{(0,0204)^2}{2} = 0,0023 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

На участке 2 плита оперта по четырем сторонам. Для нее

$$\frac{b}{a} = \frac{(400 - 2 \cdot 13)}{73,35} = 5,1.$$

Тогда момент в плите определим по формуле

$$M_2 = \alpha \sigma_2 a^2 = 0,125 \cdot 10,93 \cdot (0,07335)^2 = 0,0074 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

где $\alpha = 0,125$, в соответствии с табл. П10.

На участке 3 плита оперта по трем сторонам. Для нее

$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{50}{155} = 0,323 < 0,5.$$

Тогда момент в плите определим по формуле

$$M_3 = \sigma_3 \frac{b_1^2}{2} = 10,930 \cdot \left(\frac{0,050}{2}\right)^2 = 0,0137 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

На участке 4 плита оперта по трем сторонам. Для нее $\frac{b_1}{a_1} = \frac{245}{275} = 0,89 > 0,5$.

Тогда момент в плите определим по формуле

$$M_4 = \beta \sigma_4 a_1^2 = 0,106 \cdot 7,83 \cdot 0,275^2 = 0,0627 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

где $\beta = 0,106$ в соответствии с табл. П10.

На участке 5 плита оперта как и на участке 4.

Тогда момент в плите определим по формуле

$$M_5 = \beta \sigma_5 a_1^2 = 0,106 \cdot 4,63 \cdot 0,275^2 = 0,0371 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

где $\beta = 0,106$, в соответствии с табл. П10.

По максимальному из найденных моментов $M_{\max} = M_4 = 0,0627 \text{ МН} \cdot \text{м}$ по формуле (1.18) определим требуемую толщину плиты:

$$t_{\text{пл}} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 0,0627 \cdot 0,95}{220 \cdot 1,2}} = 0,0368 \text{ м.}$$

т. е. $t_{\text{пл}} = 40 \text{ мм}$.

Здесь $R_y = 220 \text{ МПа}$ – по табл. 51* [1] для листов толщиной 21–40 мм.

При толщине плиты 40 мм условие свариваемости ($t_{\max}/t_{\min} \leq 3$) со стенкой колонны ($t_w = 10 \text{ мм}$), траверсами и ребрами ($t = 12 \text{ мм}$) не соблюдается. Поэтому для опорной плиты принимаем сталь С440 $R_y = 430 \text{ МПа}$ ($t = 4\text{--}30 \text{ мм}$), тогда

$$t_{\text{пл}} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 0,0627 \cdot 0,95}{430 \cdot 1,2}} = 0,0288 \text{ м.}$$

Принимаем $t_{\text{пл}} = 30 \text{ мм}$.

Согласно принятой конструкции базы траверса приваривается к ветвям колонны угловыми швами. Катеты швов принимаем $k_f = 10$ мм.

Сварку выполняем проволокой Св-08Г2С в струе углекислого газа. По табл. 56 [1] принимаем $R_{wf} = 215$ МПа;

$$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа.}$$

В соответствии с табл. П4 для полуавтоматической сварки проволокой $d < 1,4$ мм, $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1$. Так как

$$\beta_f R_{wf} = 0,7 \cdot 215 = 150,5 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} = 1 \cdot 162 = 162 \text{ МПа,}$$

то расчет ведем по металлу шва. Далее расчет ведем по аналогии с примером из п. 1.6.

Погонная нагрузка на траверсу

$$g_{тр} = \sigma_2(c + t_{тр} + 0,5b) = 10,93 \cdot (0,0204 + 0,012 + 0,5 \cdot 0,155) = 1,2 \text{ МН/м.}$$

По формуле (1.19) определим высоту траверсы:

$$h_{тр} \geq \frac{N_{тр} \gamma_n}{n \beta_{f(или z)} k_f R_{wf(или wz)} \gamma_{f(или z)} \gamma_c} =$$

$$= \frac{0,6 \cdot 0,95}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,01 \cdot 215 \cdot 1,0 \cdot 1,0} + 0,01 = 0,199 \text{ м,}$$

где

$$N_{тр} = g_{тр} l_{тр} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ МН.}$$

Принимаем высоту траверсы $h_{тр} = 22$ см.

Изгибающие моменты и поперечные силы в траверсе

$$M_{\text{оп}} = \frac{1,2 \cdot 0,05^2}{2} = 0,0015 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\text{прол}} = \frac{1,2 \cdot 0,4^2}{8} - 0,0015 = 0,0225 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\text{тр.1}} = 1,2 \cdot 0,05 = 0,06 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{тр.2}} = 1,2 \cdot \frac{0,4}{2} = 0,24 \text{ кН}.$$

Проверим траверсу на изгиб и срез по формулам (1.14) и (1.15):

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{W_{\text{тр}}} = \frac{0,0225}{0,0000968} = 232,4 \text{ МПа} < \frac{230 \cdot 1,0}{0,95} = 242,1 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{Q_{\text{тр}}}{t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}} = \frac{0,24}{0,012 \cdot 0,22} = 90,91 \text{ МПа} < 0,58 \cdot \frac{230 \cdot 1,0}{0,95} = 140,4 \text{ МПа},$$

где $W_{\text{тр}} = \frac{1,2 \cdot 22^2}{6} = 96,8 \text{ см}^3$.

Определим толщину сварных швов в месте приварки траверсы к плите:

$$k_f \geq \frac{N_{\text{тр}} \gamma_n}{\beta_f \sum l_w R_{wf} \gamma_c \gamma_{wf}} = \frac{0,6}{0,7 \cdot 0,57 \cdot 215 \cdot 1 \cdot 1} = 0,00699 \text{ м} = 6,99 \text{ мм}.$$

Здесь $\sum l_w = (0,05 \cdot 2 - 0,02) + (0,5 - 0,01) = 0,57 \text{ м}$.

В соответствии с табл. П5 при толщине более толстого элемента базы колонны (плиты), равного 30 мм, минимальный катет шва принимается равным $k_f = 8 \text{ мм}$.

Ребро рассчитываем как консольную балку с защемлением в месте его приварки к стенке колонны.

Изгибающие момент и поперечная сила в ребре

$$M_p = \frac{q_p l_p^2}{2} = \frac{1,33 \cdot 0,245^2}{2} = 0,0399 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$Q_p = q_p l_p = 1,33 \cdot 0,245 = 0,326 \text{ МН},$$

где

$$q_p = \sigma_5 a_p = 4,63 \cdot (0,275 + 0,012) = 1,33 \text{ МН/м};$$

$$l_p = \frac{500 - 10}{2} = 245 \text{ мм} = 0,245 \text{ м}.$$

Приняв высоту ребра $h_p = 300$ мм, проверим его прочность на изгиб и срез:

$$\sigma = \frac{M_p}{W_p} = \frac{0,0399}{180 \cdot 10^{-6}} = 221,7 \text{ МПа} < \frac{230 \cdot 1,0}{0,95} = 242,1 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{Q_p}{t_p h_p} = \frac{0,326}{0,3 \cdot 0,012} = 90,6 \text{ МПа} < 0,58 \cdot \frac{230 \cdot 1,0}{0,95} = 140,4 \text{ МПа},$$

где

$$W_p = \frac{1,2 \cdot 30^2}{6} = 180 \text{ см}^3.$$

Проверим прочность угловых швов, прикрепляющих ребро к стенке колонны, назначив их катеты $k_f = 10$ мм:

$$\begin{aligned} \tau &= \sqrt{\tau_m^2 + \tau_Q^2} = \sqrt{203,6^2 + 80,3^2} = 218,9 \text{ МПа} < R_{wf} \gamma_{wf} \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = \\ &= 215 \cdot 1 \cdot \frac{1}{0,95} = 226,3 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где

$$\tau_m = \frac{M_p}{W_{wf}} = \frac{0,0399}{196 \cdot 10^{-6}} = 203,6 \text{ МПа};$$

$$\tau_Q = \frac{Q_p}{A_{wf}} = \frac{0,326}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,01 \cdot (0,3 - 0,01)} = 80,3 \text{ МПа}.$$

Момент сопротивления этих двух швов

$$W_p = \frac{2\beta_f k_f l_w}{6} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot (30 - 1,0)^2}{6} = 196 \text{ см}^3.$$

Катеты швов, прикрепляющих ребро к плите:

$$k_f = \frac{Q_p \gamma_n}{2\beta_f \sum l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{0,326 \cdot 0,95}{2 \cdot 0,7 \cdot (0,245 - 0,01) \cdot 215 \cdot 1 \cdot 1} = 0,0044 \text{ м} = 4,4 \text{ мм}.$$

Конструктивно принимаем $k_f = 8 \text{ мм}$.

Определим суммарное усилие в анкерных болтах, приходящееся на одну сторону базы от действия усилий $N_{\min} = -605 \text{ кН}$, $M_{\max} = 808 \text{ кН}\cdot\text{м}$:

$$z = \frac{M - Na}{y} = \frac{808 - 605 \cdot 0,384}{0,899} = 640,4 \text{ кН}.$$

Требуемую площадь одного из двух анкерных болтов вычислим по формуле (2.16), приняв материал болтов из стали ВСт3кп2 с $R_{ba} = 185 \text{ МПа}$ по [1, табл. П9]:

$$A_{\text{HT}}^a = \frac{z \gamma_n}{2R_{ba} \gamma_n} = \frac{0,6404 \cdot 0,95}{2 \cdot 185 \cdot 1} = 0,0161 \text{ м}^2 = 16,4 \text{ см}^2.$$

По табл. П8 принимаем два анкерных болта типа II диаметром $d = 56 \text{ мм}$, площадью $A_{\text{HT}}^a = 20,5 \text{ см}^2$.

Анкерная плитка работает на изгиб, как балка, опертая на траверсы и нагруженная усилием в анкерном болте $N_B = z/2$. Сечение плитки ослаблено отверстием под анкерный болт ($d_0 = d_B + 4 \text{ мм} = 56 + 4 = 60 \text{ мм}$).

Изгибающий момент в плитке

$$M_{\text{пл}} = \frac{z}{2} \frac{l_{\text{пл}}}{4} = \frac{0,6404 \cdot 0,155}{8} = 0,0124 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Приняв для плитки сталь С440 с $R_y = 430 \text{ МПа}$ (при $t = 4\text{--}30 \text{ мм}$) и задавшись ее шириной $B = 250 \text{ мм}$, определим требуемую ее толщину:

$$t_{\text{пл}} \geq \sqrt{\frac{6M_{\text{пл}}\gamma_n}{(B-d_0)R_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,0124 \cdot 0,95}{(0,25 - 0,06) \cdot 430 \cdot 1}} = 0,0294 \text{ м} = 29,4 \text{ мм}.$$

Принимаем $t_{\text{пл}} = 30 \text{ мм}$.

Литература

1. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Стальные конструкции : СНиП II–23–81*. – М. : ЦИТП, 1990. – 96 с.
2. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07–85. – М. : ЦИТП, 1986. – 36 с.
3. Металлические конструкции / под общ. ред. Е. И. Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1985. – 560 с.
4. Металлические конструкции : справочник проектировщика / под ред. Н. П. Мельникова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1980. – 776 с.
5. Муханов, К. К. Металлические конструкции / К. К. Муханов. – 3-е изд., перераб. и доп. – М. : Стойиздат, 1978. – 572 с.
6. Жабинский, А. Н. Компоновка каркаса здания с определением нагрузок и расчетных усилий в элементах поперечной рамы цеха : учебное пособие / А. Н. Жабинский, Н. Л. Нестеренко. – Минск : 1983. – 80 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица П1

Нормативные и расчетные сопротивления проката
для стальных конструкций (выборка из табл. 51* [1] ГОСТ 27772–88)

Сталь	Вид проката	Толщина, мм	Нормативное сопротивление, МПа		Расчетное сопротивление, МПа	
			Предел текучести R_{yn}	Временное сопротивление R_{tm}	По пределу текучести R_y	По временному сопротивлению R_{tt}
С235	Лист	2–20	235	360	230	350
	Лист	20–40	225	360	220	350
	Фасон	2–20	235	360	230	350
С245	Лист	2–20	245	370	240	360
	Фасон	2–20	245	370	240	360
С345	Лист	2–10	345	490	335	480
	Лист	10–20	325	470	315	460
	Лист	20–40	305	460	300	450
	Фасон	2–10	345	490	335	480
	Фасон	10–20	325	470	315	460
	Фасон	20–40	305	460	300	450
С390	Лист	4–50	390	540	380	530

За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки, как наибольшую.

Таблица П2

Приближенные значения радиусов инерции
для различных сечений

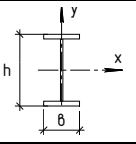
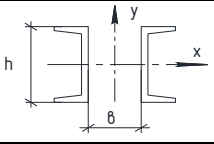
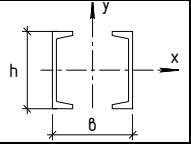
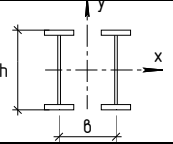
Сечение				
$i_x = \alpha_x h$	0,43h	0,38h	0,38h	0,41h
$i_y = \alpha_y b$	0,24b	0,6b	0,44b	0,52b

Таблица ПЗ

Рекомендуемые материалы для сварки
и их расчетные сопротивления (выборка из табл. 55* и 56 [1])

Сталь	Марка сварочной проволоки (ГОСТ 2246–70*)	Тип электрода	R_{wf} , МПа
От С235 до С285	Св – 08А (под флюсом)	Э42	180
	Св – 08ГА (под флюсом)	Э46	200
	Св – 08Г2С (в углекислом газе)	Э50	215
Расчетные сопротивления сварного шва по металлу границы сплавления $R_{wz} = 0,45R_{ш}$.			

Таблица П4

Значения коэффициентов β_f и β_z
при расчете сварных соединений (выборка из табл. 34* [1])

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки, мм	Положение шва	Коэффи- циент	Значение β_f и β_z при катетах швов k_f , мм		
			3–8	9–12	14–16
Автоматическая и полу- автоматическая при $d = 1,4\text{--}2$	В лодочку	β_f	0,9		0,8
		β_z	1,05		1,0
	Нижнее	β_f	0,9	0,8	0,7
		β_z	1,05	1,0	
Ручная, полуавтоматиче- ская проволокой сплош- ного сечения при $d < 1,4$ мм или порошко- вой проволокой	В лодочку, нижнее, го- ризонталь- ное, верти- кальное, по- толочное	β_f	0,7		
		β_z	1,0		

Таблица П5

Минимальные катеты сварных швов
(выборка из табл. 38* [1])

Вид соединения	Вид сварки	R_{yn} стали, МПа	$k_{f \min}$ при толщине более толстого из свариваемых элементов, мм					
			4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40
Тавровое с двусторон- ними угловы- ми швами, на- хлесточное и угловое	Ручная	До 430	4	5	6	7	8	9
		Св. 430- До 530	5	6	7	8	9	10
	Автомати- ческая и полуавто- матическая	До 430	3	4	5	6	7	8
		Св. 430 до 530	4	5	6	7	8	9
Тавровое с односторон- ними угловы- ми швами	Ручная	До 380	5	6	7	8	9	10
	Автомати- ческая и полуавто- матическая	До 380	4	5	6	7	8	9

Таблица П6

Значения коэффициента μ при различных расчетных схемах
центрально сжатых колонн


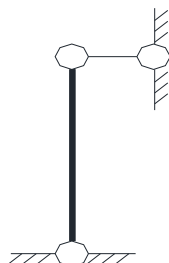
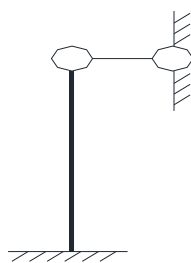

Расчетная схема				
μ	2	1	0,7	0,5

Таблица П7

Основные типы анкерных болтов

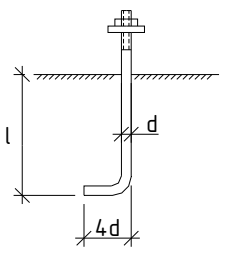
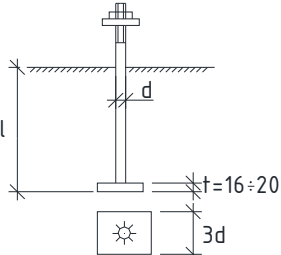
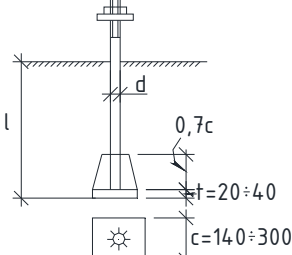
Заделка анкера через сцепление	Заделка анкера с помощью шайб	
Тип I	Тип II	Тип III
$d = 20-36$ мм	$d = 42-90$ мм	$d = 30-90$ мм
		

Таблица П8

Основные размеры анкерных болтов

Диаметр болта d , мм	Расчетная площадь сечения $A_{нт}^a$, см ²	Типы анкерных болтов		
		Заделка l , мм		
		Тип I	Тип II	Тип III
20	2,49	700	—	—
22	3,08	800	—	—
24	3,59	850	—	—
27	4,67	1000	—	—
30	5,6	1050	—	500
36	8,2	1300	—	600
42	11,3	—	1500	700
48	14,8	—	1700	800
56	20,5	—	2000	1000
64	26,9	—	2300	1100
72	34,7	—	2600	1300
80	43,5	—	2800	1400
90	56,0	—	3200	1600
100	70,2	—	3800	2000

Таблица П9

Расчетные сопротивления анкерных болтов
(выборка из табл. 60* [1])

Диаметр болта d , мм	Расчетные сопротивления, МПа		
	ВСт3кп2	09Г2С	10Г2С1
12, 16, 20	185	235	240
24, 30	185	230	235
36, 42, 48, 56	185	225	225
64, 72, 80	185	220	215
90, 100	185	215	215

Таблица П10

Коэффициенты α и β для расчета на изгиб прямоугольных плит,
опертых на четыре и три стороны

Плита оперта на четыре стороны	$\frac{b}{a}$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	Бо- лее 2
	α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125
Плита оперта на три стороны	$\frac{b_1}{a_1}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	Бо- лее 2	–	–
	β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133	–	–

b/a – отношение более длинной стороны пластинки к более короткой; b_1/a_1 – отношение закрепленной стороны пластинки к свободной (см. рис. 1.12).

Таблица П11

Формулы для проверки местной устойчивости стенки
внецентренно сжатой колонны

Относительный эксцентриситет	Значения $\bar{\lambda}_x$	
	$\bar{\lambda}_x < 2,0$	$\bar{\lambda}_x \geq 2,0$
$m_x \geq 1,0$	$\bar{\lambda}_{mw} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}_x^2$	$\bar{\lambda}_{mw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x$, но не более 3,1

Содержание

Введение	3
1. ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ	4
1.1. Назначение расчетной схемы, определение расчетной длины и расчетных усилий в колоннах	5
1.2. Выбор материала колонн сплошного и сквозного сечения	5
1.3. Подбор сечения стержня сплошной колонны	5
1.4. Подбор сечения стержня сквозной колонны	14
1.5. Конструкция и расчет оголовка сплошных и сквозных колонн	26
1.6. Конструкция и расчет баз центрально сжатых колонн	32
2. ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ	46
2.1. Определение расчетной длины колонн	47
2.2. Подбор сечения сплошных колонн	48
2.3. Подбор сечения сквозных колонн	66
2.4. Сопряжение верхней части ступенчатой колонн с нижней	82
2.5. Конструкция и расчет баз внецентренно сжатых колонн ..	91
Литература	104
ПРИЛОЖЕНИЕ	105

Учебное издание

ЖАБИНСКИЙ Анатолий Николаевич
ВЕРБИЦКИЙ Александр Геннадьевич

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОНН
ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ**

Учебно-методическое пособие
для курсового и дипломного проектирования

Редактор *Т. Н. Микулик*
Компьютерная верстка *Н. А. Школьниковой, А. Е. Дарвиной*

Подписано в печать 25.04.2016. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 6,39. Уч.-изд. л. 5,00. Тираж 400. Заказ 10.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.