

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра строительных технологий и конструкций

В. Д. ПРАСОЛ

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ В ЗАДАЧАХ И ПРИМЕРАХ

Часть III

СОСТАВНЫЕ БАЛКИ.
ЦЕНТРАЛЬНО И ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

*Одобрено методической комиссией факультета ПГС
в качестве учебно-методического пособия*

Гомель 2019

УДК 624.014(075.8)

ББК 30.4

П82

Р е ц е н з е н т – ведущий эксперт ДРУП «Госстройэкспертиза» по
Гомельской области *Т. В. Гуцева*

Прасол, В. Д.

П82 Металлические конструкции в задачах и примерах. В 4 ч. Ч. III.
Составные балки. Центральнo и внецентреннo сжатые колонны : учеб.-
метод. пособие / В. Д. Прасол ; М-во трансп. и коммуникаций Респ.
Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2019. – 74 с.
ISBN 978-985-554-827-1 (ч. III)

Изложены основы расчета составных балок разных типов, центральнo и внецентреннo сжатых колонн. Даются краткие теоретические сведения для расчета, примеры расчета и набор разнообразных задач с исходными данными для вариантов. Соответствует действующим нормам СНиП II–23–81* «Стальные конструкции».

Предназначено для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство», может быть использовано при дипломном проектировании и в проектной практике для самостоятельного изучения и проведения контроля знаний.

УДК 624.014(075.8)

ББК 30.4

ISBN 978-985-554-827-1 (ч. III)

ISBN 978-985-554-654-3

© Прасол В. Д., 2019

© Оформление. БелГУТ, 2019

ОГЛАВЛЕНИЕ

| | |
|---|----|
| 1 Составные балки, их детали и узлы | 4 |
| 1.1 Основные сведения о балках..... | 4 |
| 1.2 Общие принципы проектирования сварных балок из трех листов..... | 5 |
| 2 Особенности проектирования других типов балок | 11 |
| 2.1 Общие принципы проектирование балок минимальной массы из одной стали способом, предложенным Н. С. Москалевым..... | 12 |
| 2.2 Расчет балок из двух сталей (бистальных)..... | 13 |
| 2.3 Расчет балок с переменной толщиной стенки из одной или двух сталей..... | 15 |
| 2.4 Проектирование балок с гибкой стенкой..... | 18 |
| 2.5 Балки с перфорированной стенкой..... | 24 |
| 3 Расчет деталей составных балок | 28 |
| 3.1 Расчет поясных швов балок..... | 28 |
| 3.2 Расчет стыков балок..... | 31 |
| 4 Задачи по расчету составных балок и их деталей | 35 |
| 5 Центральнo сжатые колонны | 46 |
| 5.1 Проектирование сплошных стержней колонн..... | 47 |
| 5.1.1 Стержни колонн из прокатных профилей..... | 47 |
| 5.1.2 Сварные сплошные колонны из трех листов..... | 48 |
| 5.2 Проектирование стержней сквозных колонн..... | 51 |
| 5.2.1 Проектирование сквозной колонны на планках..... | 52 |
| 5.2.2 Расчет соединительных планок..... | 53 |
| 5.2.3 Расчет сквозных колонн с раскосной решеткой..... | 55 |
| 5.3 Расчет деталей центрально сжатых колонн..... | 57 |
| 5.4 Задачи к расчету центрально сжатых колонн и узлов..... | 61 |
| 5.5 Расчет внецентренно сжатых ступенчатых колонн..... | 66 |
| Список литературы | 74 |

1 СОСТАВНЫЕ БАЛКИ, ИХ ДЕТАЛИ И УЗЛЫ

1.1 Основные сведения о балках

В тех случаях, когда мощности прокатных балок недостаточны, переходят на проектирование составных сварных балок. Интерес к балочным конструкциям как пролетным элементам непрерывно растет.

Анализ литературы показывает, что наиболее полно разработана методика оптимального проектирования сварных балок из трех листов. Разработаны способы проектирования и использованы в строительстве некоторые типы облегченных балок: предварительно напряженные, бистальные, с гибкой стенкой, с гофрированной стенкой, с перфорированной стенкой с переменной толщиной стенки. В таблице 1.1 приведены основные параметры некоторых типов балок, методика проектирования которых будет дополнена примерами их расчета.

Т а б л и ц а 1.1 – **Оптимальные параметры сечений некоторых типов балок**

| Типы балок | Оптимальная высота h_{opt} , мм | Минимальная высота h_{min} , мм | Толщина стенки t_w , мм | Изменение сечения | |
|---|---|--|--|-------------------|---------------|
| | | | | пояса x_f | стенки x_w |
| Сварная балка из трех листов | $h_{opt} = k \sqrt{\frac{W}{t_w}}$, $k = 1,1 \dots 1,15$ | $h_{min} = \frac{R_y n_0 l M_n}{10^6 M}$ | $t_w = \frac{1,5Q}{h R_s \gamma_c}$ | $\frac{l}{6}$ | – |
| Бистальная балка постоянного сечения | $h_{opt} = k \sqrt{\frac{W}{t_w}}$, k по таблице 2.1 | $h_{min} = \frac{R_y^f n_0 l M_n}{10^6 M}$ | $t_w = \frac{1,5Q}{h R_s^w \gamma_c}$ | – | – |
| Балка с переменной толщиной стенки из одной стали | $h_{opt} = k \sqrt{\frac{W}{t_1}}$, $k = 1,18 \dots 1,23$ | $h_{min} = \frac{R_y n_0 M_n}{1,2 \cdot 10^6 M}$ | $t_1 = \frac{1,5Q}{h R_s \gamma_c}$, $t_2 = t_1 / 2$ | $\frac{l}{4}$ | $\frac{l}{4}$ |
| То же, бистальная | $h_{opt} = 1,52 \sqrt{\frac{c W_f + W}{t_1 + t_2}}$ | $h_{min} = \frac{R_y n_0 l M_n}{10^6 M}$ | $t_1 = \frac{1,5Q}{h R_s \gamma_c}$, $t_2 = t_1 / 2$ | – | – |
| Сварная из трех листов по методу Н.С. | $h_{opt} = \frac{3W_{req}}{A}$, | – | $t = \frac{A_w}{h}$ | $\frac{l}{6}$ | – |

| | | | | | |
|-----------|---|--|--|--|--|
| Москалева | $A = 2A_w, A_w = \frac{1,5Q}{R_s \gamma_c}$ | | | | |
|-----------|---|--|--|--|--|

1.2 Общие принципы проектирования сварных балок из трех листов

Проектирование сварных балок включает в себя следующие этапы:

- компоновка сечения, т. е. назначение оптимальных размеров поперечного сечения балок;
- полные проверочные расчеты сечения балки;
- расчет деталей балки.

Основным

параметром сечения балки (рисунок 1.1) является высота ее стенки, которая назначается из условий минимума массы (оптимальная высота) и требуемой жесткости (минимальная высота). В расчет принимается большая из двух.

Оптимальная высота балки

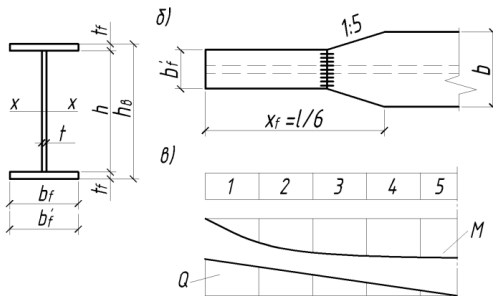


Рисунок 1.1 – Параметры сварных балок

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W_{req}}{t_w}}, \quad (1.1)$$

где W_{req} – требуемый момент сопротивления.

Минимальная высота балки

$$h_{min} = \frac{R_y l M_n}{10^6 M} \left[\frac{l}{f} \right], \quad (1.2)$$

где $\left[\frac{l}{f} \right]$ – величина обратная предельному прогибу.

Оптимальная высота стенки может быть определена по формуле, в которой не надо знать толщину стенки

$$h = \sqrt[3]{220W_{req}} - 15 \text{ мм}. \quad (1.3)$$

Вторым параметром сечения балки является толщина стенки, которая назначается из условия прочности на срез по большей поперечной силе

$$t_w = \frac{1,5Q}{hR_s\gamma_c} \quad (1.4)$$

и из условия постановки только поперечных ребер жесткости (технологическое требование)

$$\bar{t}_w \geq \frac{h}{160 \sqrt{\frac{210}{R_y}}} \quad (1.5)$$

В приведенных формулах высоту принимают большую из вычисленных по формулам (1.4), (1.5).

По большей толщине стенки, округленной до стандартной, устанавливают оптимальную высоту стенки по формуле (1.1). Из двух высот – оптимальной и минимальной – в расчет принимают большую.

Площадь сечения одного пояса находят из выражения

$$A_f = \frac{2I_f}{(h_w + t_f)^2},$$

где $I_f = \frac{W_{req}h}{2}$; $t_f = 2...3 \text{ м}$; $h = h_w + 2t_f$.

Ширину пояса назначают в пределах $b_f = \left(\frac{1}{3}... \frac{1}{5}\right)h \geq 18 \text{ см}$. Тогда

толщина пояса $t_f = \frac{A_f}{b_f}$.

По условию местной устойчивости необходимо, чтобы соотношения размеров пояса удовлетворяли требованию

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (1.6)$$

где b_{ef} – расстояние от грани стенки до края поясного листа.

В балках пролетом более 12 м ширину пояса к опорам уменьшают для снижения массы конструкции (см. рисунок 4.1, *б*). Оптимальная абсцисса изменения ширины пояса $\delta = \frac{l}{6}$. Площадь сечения пояса на опоре определяют из выражения

$$A'_f = \frac{W'_x}{h} - \frac{t_w h_w^2}{6},$$

где $W'_x = \frac{M_x}{R_y\gamma_c}$.

Тогда

$$b'_f = \frac{A'_f}{t_f} \geq 18 \text{ м} .$$

Если ширина пояса $b'_f < 18$ см, принимают $b'_f \leq \frac{2b_f}{3}$ и вычисляют W'_σ .

После этого определяют абсциссу из условия прочности

$$M_x = \frac{qx(l-x)}{2} = W'_x R_y .$$

Таким образом, основные размеры сечения назначены. Далее следуют необходимые проверочные расчеты прочности общей и местной устойчивости и расчет деталей сварной балки. Проверку местной устойчивости стенки производят в каждом отсеке, для чего предварительно назначают схему размещения поперечных ребер (см. рисунок 1.1, в).

Вопросы проверки устойчивости стенки балки подробно рассмотрим на примерах.

Пример 1.1. Подобрать поперечное сечение балки (рисунок 1.2) при следующих данных: пролет $l = 13$ м, расчетная нагрузка $q = 200$ кН/м, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$, предельный прогиб $1/400$, сталь С275 по ГОСТ 27772–88 (для толщин 11–20 мм: $R_y = 260$ МПа, $R_s = 150$ МПа, $\sqrt{\frac{E}{R_y}} = 28$), верхний пояс ослаблен двумя отверстиями диаметром по 20 мм. Местное давление от двутавра № 30 передается через поперечные ребра ($\sigma_{loc} = 0$).

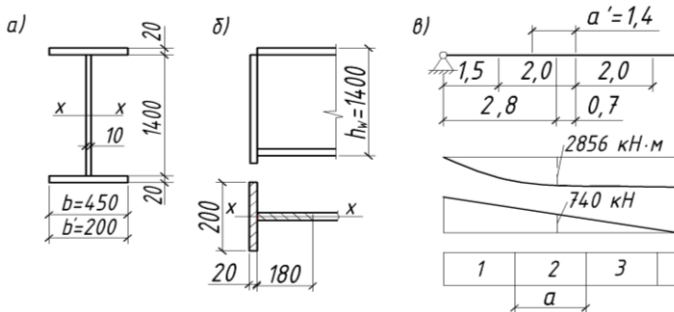


Рисунок 1.2 – К примеру 1.1

Решение. Расчетные усилия в балке $M = \frac{200 \cdot 13^2}{8} = 4225$ кН·м, $Q = \frac{200 \cdot 13}{2} = 1300$ кН, $M_n = \frac{200 \cdot 13^2}{8 \cdot 1,2} = 3521$ кН·м. Требуемый момент сопротивления при ослаблении пояса (0,95) $W_{req} = \frac{4225 \cdot 10}{260 \cdot 1,1 \cdot 0,95} = 15550$ см³.

Минимальная высота сечения балки по формуле (1.2) $h_{min} = \frac{260 \cdot 1300 \cdot 400 \cdot 3521}{10^6 \cdot 4225} = 113$ см, высота сечения по формуле (1.3) $h = \sqrt[3]{220 \cdot 15550} - 15 = 135$ см.

Приняв $h_w = 135 - 5 = 130$ см, определяем толщину стенки из условий (1.4) и (1.5): $t_w = \frac{1,5 \cdot 1300 \cdot 10}{1,1 \cdot 150 \cdot 130} = 0,91$ см, $\bar{t}_w = \frac{130}{160 \cdot \sqrt{\frac{210}{260}}} = 0,9$ см.

Принято $t_w = 10$ мм.

Оптимальная высота балки (1.1) $h_{opt} = 1,1 \sqrt{\frac{15550}{1}} = 137$ см.

Размеры стенки – $h_w \times t_w = 1400 \times 10$ мм.

Приняв $h = h_w + 4 = 144$ см, определим момент инерции поясов:

$$I_f = \frac{h W_{req}}{2} - \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{15500 \cdot 144}{2} - \frac{1 \cdot 140^3}{12} = 890933 \text{ см}^4.$$

Площадь одного пояса $A_f = \frac{2I_f}{(h_w + t_f)^2} = \frac{2 \cdot 890933}{(140 + 2)^2} = 88$ см².

Ширину пояса принимаем равной 450 мм, что в пределах $b_f = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5}\right) h = (460 \dots 280)$ мм. Толщина пояса $t_f = \frac{88}{45} = 1,96$ см. По ГОСТ 82–70* сечение пояса 450×20 мм ($A = 90$ см), что удовлетворяет требованиям местной устойчивости (см. формулу (1.6)): $\frac{(450-10)/2}{20} = 11 < 0,5 \cdot 28 = 14$.

Вычислим ширину пояса в приопорной зоне. Момент в сечении $x = \frac{l}{6} = 2,16$ м, $M_x = qx \cdot \frac{(l-x)}{2} = 200 \cdot 2,16 \cdot \frac{(13-2,16)}{2} = 2341$ кН·м;

поперечная сила $Q = \frac{ql}{2} - qx = 1300 - 200 \cdot 2,16 = 868$ кН.

Требуемый момент сопротивления $W'_x = \frac{M_x}{R_y \gamma_c} = \frac{2341 \cdot 10^3}{260 \cdot 1,1 \cdot 0,95} = 8616$ см³.

Сечение пояса на опоре при $h = 140 + 4 = 144$ см: $A'_f = \frac{W'_x}{h} - \frac{t_w h_w^3}{6h} = \frac{8616}{144} - \frac{1 \cdot 140^3}{6 \cdot 144^2} = 38$ см². Поэтому $b'_f = \frac{38}{2} = 19$ см.

Принято $b'_f = 200$ мм, $A'_f = 40$ см.

Геометрические характеристики сечения в середине балки (см. рисунок 1.2): $I_x = \frac{1 \cdot 140^3}{12} + 2 \cdot 90 \cdot \frac{142^2}{4} = 1136047$ см⁴.

Момент инерции ослабления верхнего пояса двумя отверстиями 20 мм: $I = 2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot \left(\frac{142}{2}\right)^2 = 40328$ см⁴.

Момент инерции и момент сопротивления нетто: $I_{xn} = 1136047 - 40328 = 1095719$ см⁴; $W_{xn} = \frac{2 \cdot 1095719}{144} = 15218$ см³.

На опоре балки: $I'_x = 613947$ см⁴; $I'_{xn} = 573619$ см⁴; $W'_x = 7963$ см³.

Статические моменты пояса S'_f и полусечения S' : $S'_f = \frac{20 \cdot 142}{2} = 1420$ см³; $S' = 1420 + \frac{1 \cdot 140^2}{8} = 3870$ см³.

Проверочные расчеты сечения балки по нормальным и касательным напряжениям показывают, что прочность по ним обеспечена, так как:

$$\frac{M}{W_{xn} R_y \gamma_c} = \frac{4225 \cdot 10^3}{15218 \cdot 286} = 0,97 < 1; \quad \frac{QS'}{I_x t_w R_s \gamma_c} = \frac{1300 \cdot 3870 \cdot 10}{613947 \cdot 1 \cdot 165} = 0,5 < 1.$$

Прочность стенки по приведенным напряжениям в месте изменения сечения пояса ($x = l/6$) при значениях $\sigma_{loc} = 0$:

$$\sigma_x = \frac{2341 \cdot 140 \cdot 10^3}{573619 \cdot 2} = 286 \text{ МПа}; \quad \tau_{xy} = \frac{868 \cdot 10}{1 \cdot 140} = 62 \text{ МПа};$$

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \frac{0,87}{286} \sqrt{286^2 + 3 \cdot 62^2} = 0,93 < 1.$$

$$\text{Относительный прогиб балки } \frac{f}{l} = \frac{M_n l}{10^6 EI_x} = \frac{4225 \cdot 13 \cdot 10^3}{10 \cdot 1,2 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 1095719} = \\ = \frac{1}{493} < \frac{1}{400}.$$

Проверяем местную устойчивость стенки балки. Поперечные парные ребра жесткости предусмотрены в пролете через два метра и на расстоянии 1,5 м от опорного ребра (см. рисунок 1.2, б). Устойчивость стенки проверяют в каждом отсеке. Здесь – лишь в отсеке 2.

Поскольку расстояние между ребрами больше высоты стенки $a > h_w$, то изгибающий момент определяем в середине отсека длиной $a' = h_w$, т. е. в сечении $x = 2,8$ м от левой опоры, а поперечную силу Q_x в середине отсека длиной a :

$$M_x = qx \frac{(l-x)}{2} = 200 \cdot 2,8 \cdot \frac{(13-2,8)}{2} = 2856 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_x = q \left(\frac{l}{2} - x \right) = 200 \cdot \left(\frac{13}{2} - 2,5 \right) = 800 \text{ кН}.$$

Так как давление на стенки балки передается через поперечное ребро, то $\sigma_{loc} = 0$, местную устойчивость проверяют по формуле (74) [1].

Вычислим компоненты для формулы (74) [1]. Напряжения в стенке от внешней

$$\text{нагрузки } \sigma = \frac{M h_w}{2 I_x} = \frac{2856 \cdot 140 \cdot 10^3}{2} = 200 \text{ МПа}; \quad \tau = \frac{Q}{h_w t_w} = \frac{800 \cdot 10}{140 \cdot 1} = 57 \text{ МПа}.$$

$$\text{Критические нормальные напряжения при } \delta = 0,8 \left(\frac{45}{140} \right) \left(\frac{2}{1} \right)^3 = 2,06,$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{1} \cdot \sqrt{\frac{260}{2,06 \cdot 10^5}} = 5, \quad \beta = 0,8, \quad c_{cr} = 33,3 \text{ (по таблице 21 [1]):}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{33,3 \cdot 260}{5^2} = 346 \text{ МПа}.$$

Критические касательные напряжения при $\mu = \frac{2}{1,4} = 1,43$ и $\lambda_{ef} = 5$:

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,43^2}\right) \cdot \frac{130}{5^2} = 74 \text{ МПа.}$$

Устойчивость стенки по формуле (74) [1] обеспечена:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{178}{346}\right)^2 + \left(\frac{57}{74}\right)^2} = 0,87 < \gamma_c = 1.$$

Поясные швы крепления поясов со стенкой рассчитываем на сдвиг от

$$\begin{aligned} \text{силы } T \text{ и местного давления } V: T &= \frac{QS'_f}{I_x} = \frac{1300 \cdot 1420}{613947} = 3 \text{ кН}\cdot\text{см}; V = 1,1 \frac{F}{l_{ef}} = \\ &= \frac{1,1 \cdot 300}{17,5} = 18 \text{ кН/см, где } l_{ef} = 2 \cdot 2 + 13,5 = 17,5 \text{ см.} \end{aligned}$$

Для автоматической сварки в лодочку (таблица 34* [1]) $\beta_f = 0,9$ и $\beta_z = 1,05$.

Расчетные сопротивления $R_{wf}\beta_f = 162 \text{ МПа} < R_{wz}\beta_z = 175 \text{ МПа}$. Расчет швов

$$\text{ведем по сечению металла шва } k_f = \sqrt{\frac{T^2 + V^2}{2\beta_f R_{wf}}} = \sqrt{\frac{3^2 + 18^2}{2 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 10}} = 0,32 \text{ см.}$$

Принято $k_f = 6 \text{ мм}$, что соответствует таблице 38* [1].

Для расчета опорного ребра его сечение (в целях унификации) принято равным сечению поясного листа у опоры балки, т. е. $200 \times 20 \text{ мм}$. Торец ребра фрезерован, поэтому расчетное сопротивление смятию торцевой

$$\text{поверхности ребра (таблица 1* [1]) } R_p = \frac{R_{um}}{\gamma_m} = \frac{370}{1,025} = 360 \text{ МПа.}$$

Характеристики сечения (см. рисунок 1.2, б): $A_r = 20 \cdot 2 = 40 \text{ см}^2$;

$$A = 40 + 0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 40 + 0,65 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{260}} = 58,2 \text{ см}^2; I_x = \frac{2 \cdot 20^3}{12} = 1333 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{1333}{58,2}} = 4,8 \text{ см}; \lambda_x = \frac{140}{4,8} = 30; \text{ по приложению Б [4] } \varphi = 0,92.$$

Прочность по смятию ребра и его устойчивость обеспечены:

$$\frac{Q}{A_r R_p \gamma_c} = \frac{1300 \cdot 10}{40 \cdot 360} = 0,91 < 1; \quad \frac{Q}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{1300 \cdot 10}{0,92 \cdot 58,2 \cdot 286} = 0,85 < 1.$$

2 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ДРУГИХ ТИПОВ БАЛОК

Оптимальные параметры проектирования других типов сварных балок: бистальных, с переменной толщиной стенки, с гибкой стенкой, с перфорированной стенкой, а также других способов оптимального проектирования, исследованных к настоящему времени, приведены в таблице 1.1. Рассмотрим особенности их работы и расчета с иллюстрациями и примерами компоновки сечения.

2.1 Общие принципы проектирования балок минимальной массы из одной стали способом, предложенным Н. С. Москалевым

В основе способа лежит известное положение, что в оптимальной балке площадь стенки равна площади двух поясов, $A_w = 2A_f$. При этом площадь балки $A = 2A_w$. Момент сопротивления сечения можно представить в форме

$$W = \frac{2th^3}{3} = A \frac{h}{3}. \quad (2.1)$$

Площадь стенки определяют из условия ее прочности на срез

$$A_w = t_w h_w = \frac{1,5Q}{R_s \gamma_c}. \quad (2.2)$$

Определив требуемый момент сопротивления $W_{req} = \frac{M}{R_y \gamma_c}$, находят высоту балки из выражения (2.1)

$$h = \frac{3W_{req}}{A}. \quad (2.3)$$

Тогда толщина стенки $t_w = A_w / h_w$.

Площадь пояса определяют из условия прочности балки по нормальным напряжениям

$$A_f = \frac{2I_f}{(t_w + t_f)^2},$$

где $I_f = \frac{W_{req} h}{2} - \frac{h^3 t_w^3}{12}$.

Размеры поясов установим, как в обычных сварных балках из трех листов. После компоновки сечения производим проверки прочности, жесткости, общей и местной устойчивости.

Пример 2.1. Определить параметры сечения балки по данным примера 1.1 на основе методики, изложенной в подразд. 2.1. Из примера 1.1: $M = 4225$ кН·м, $Q = 1300$ кН, $W_{req} = 15550$ см, $h_{min} = 113$ см.

Решение. Определяем площадь сечения стенки из условия прочности на срез по формуле (2.2): $A_w = t_w h_w = \frac{1,5Q}{R_y \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 1300 \cdot 10}{150 \cdot 1} = 130$ см².

Площадь сечения балки $A = 2A_w = 2 \cdot 130 = 260$ см. Высота стенки по формуле (2.3) $h = \frac{3W_{req}}{A} = \frac{3 \cdot 15550}{260} = 180$ см $> h_{min} = 113$ см.

Толщина стенки $t = \frac{A_w}{h} = \frac{130}{180} = 0,72$ см. Принято $t_w = 8$ мм.

Уточняем высоту стенки: $h = \frac{130}{0,8} = 162$ см. Размеры стенки 1600×8 мм.

Вычисляем момент инерции поясов $I_f = W_{req} \frac{h}{2} - \frac{t_w h_w^3}{12} = 15550 \cdot \frac{162}{2} - \frac{0,8 \cdot 160^3}{12} = 986483$ см⁴.

Площадь пояса $A_f = \frac{2I_f}{(h + t_f)^2} = \frac{2 \cdot 986483}{162^2} = 75$ см².

Сечение пояса принято 400×20 мм.

Геометрические характеристики сечения: $I_x = 1459360$ см⁴, $W_x = 17797$ см³. Прочность по нормальным, касательным и приведенным напряжениям обеспечена.

Площадь сечения балки в середине пролета $A = 208$ см². По первой методике (см. пример 1.1) $A = 230$ см², что на 9 % больше.

2.2 Расчет балок из двух сталей (бистальных)

В целях экономии стали пояса балок по всей длине или только в средней части выполняют из более прочной стали $R_f = 260 \dots 400$ МПа, а стенки – из стали малой прочности $R_w = 210 \dots 220$ МПа. При доведении напряжения в балке до расчетного сопротивления в части стенки, прилегающей к поясам, развиваются пластические деформации. Поэтому балка работает в упругопластической стадии.

Момент, воспринимаемый в сечении бистальной балки (рисунок 2.1),

$$M_0 = R_f \left(A_f h_1 + \frac{h_w^2 t_w m_0}{4} \right), \quad (2.4)$$

где $m_0 = \frac{R_w}{R_f} \left(1 - \frac{R_w^2}{3R_f^2} \right)$.

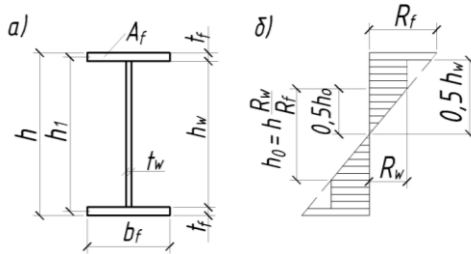


Рисунок 2.1 – Бистальная балка

Прочность по нормальным напряжениям будет обеспечена при условии $M_0 > M$, где M – расчетный изгибающий момент в балке.

Оптимальная высота балки

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W_{req}}{t_w}}, \quad (2.5)$$

где $k = \sqrt{\frac{c}{(0,6 - 0,3m_0)}}$; $W_{req} = \frac{M}{R_f \gamma_c}$.

Значения величин k и c , учитывающих соотношение стоимостей стали поясов и стенки, приведены для ряда случаев в таблице 2.1.

Т а б л и ц а 2.1 – Значения коэффициентов

| Параметр | Сталь | | | |
|---------------|-------|------|------|------|
| | C285 | C345 | C375 | C390 |
| R_f , МПа | 280 | 300 | 345 | 380 |
| $c = c_f/c_w$ | 1,19 | 1,35 | 1,35 | 1,47 |
| m_0 | 0,64 | 0,62 | 0,57 | 0,54 |
| k | 1,70 | 1,81 | 1,77 | 1,80 |

Минимальная высота бистальной балки определяется по формуле (1.2) при $R_y = R_f$. Толщина стенки по условию прочности на срез устанавливается по формуле (1.4) по значению $R_s = 0,58R_w$ для материала стенки.

Сечение пояса определяется из выражения (2.4)

$$A_f = \frac{M}{h_1 R_f} - \frac{h_w t_w m_0}{4}. \quad (2.6)$$

Размеры пояса назначаются, как и для обычных балок, с соблюдением требований местной устойчивости (1.6).

Назначение размеров сечения и расчет деталей балки выполняют так же, как и для балок из одной стали.

Пример 2.2. Подобрать сечение бистальной балки при следующих данных: пролет $l = 16$ м; расчетная нагрузка $q = 120$ кН/м; коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$; предельный прогиб $\frac{f}{l} = \frac{1}{400}$. Пояса выполнены из стали С345 ($R_f = 300$ МПа), стенка – из стали С235 ($R_w = 230$ МПа,

$$R_s = 133 \text{ МПа}); \gamma_c = 1,1; \sqrt{\frac{E}{R_f}} = 26.$$

Решение. Расчетные усилия в балке $\dot{l} = \frac{120 \cdot 16^2}{8} = 3840$ кН,

$$M_n = \frac{120 \cdot 16^2}{1,2 \cdot 8} = 3200 \text{ кН}\cdot\text{м}, Q = \frac{120 \cdot 16}{2} = 960 \text{ кН}.$$

Требуемый момент сопротивления $W_{req} = \frac{3840 \cdot 10}{300 \cdot 1,1} = 11636 \text{ см}^3$.

Вычисляем минимальную высоту балки по формуле (1.2) (см. рисунок 2.1): $h_{\min} = \frac{300 \cdot 1600 \cdot 400 \cdot 3200}{10^6 \cdot 3840} = 160 \text{ см}.$

Толщина стенки по срезу при ее высоте $h_w = 160 - 2 = 158 \text{ см}:$

$$t_w = \frac{1,5 \cdot 960 \cdot 10}{1,2 \cdot 133 \cdot 150} = 0,62 \text{ см}.$$

Для повышения жесткости стенки принято $t_w = 8$ мм. Определив по таблице 2.1 $k = 1,81$ вычисляем оптимальную высоту балки по формуле (2.5): $h_{opt} = 1,81 \sqrt{11636 / 0,8} = 218 \text{ см}.$

Сечение стенки – $220 \times 0,8 \text{ см}.$

Определяем сечение пояса по формуле (2.6), приняв $h_1 = 220 + 1,4 = 221,4 \text{ см}$

$$\text{и } m_0 = 0,62 \text{ (см. таблицу 2.2): } A_f = \frac{3840 \cdot 10^3}{221,4 \cdot 300} - \frac{220 \cdot 0,8 \cdot 0,62}{4} = 30,6 \text{ см}.$$

Размеры пояса приняты 240×14 мм, $A = 33,6$ см. Местная устойчивость пояса обеспечена, так как $\frac{(240-8)/2}{14} = 8,3 < 0,5 \cdot 26 = 13$.

Прочность по нормальным напряжениям проверяем по формуле (2.4):
 $M = 300 \cdot 1,1 \left(33,6 \cdot 221,4 + \frac{220^2 \cdot 0,8 \cdot 0,62}{4} \right) = 4435 \text{ кН}\cdot\text{м} > 3840 \text{ кН}\cdot\text{м}$, и убеждаемся, что она обеспечена.

Прочность по касательным напряжениям обеспечена:

$$\frac{960 \cdot 8561}{1530396 \cdot 0,8 \cdot 130 \cdot 1,1} = 0,47 < 1.$$

2.3 Расчет балок с переменной толщиной стенки из одной или двух сталей

Эффективность стальных балок может быть повышена за счет изменения толщины стенки, которая назначалась по прочности на срез опорного сечения и традиционно принималась постоянной по длине. В работе Чепурного И.Н. [6], рассматривая совместно условия прочности стенки на срез

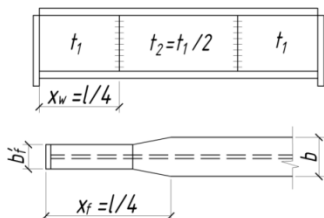


Рисунок 2.2 – Балка с переменной толщиной стенки

и условие $\frac{dV}{dx} = 0$ (V – функция объема балки) были получены оптимальные параметры сечения балки с переменной толщиной стенки (рисунок 2.2).

Толщина стенки на опоре t_1 и в пролете t_2 из условия прочности на срез составляет

$$t_1 = \frac{1,5Q}{hR_s\gamma_c}; \quad t_2 = \frac{t_1}{2}. \quad (2.7)$$

Толщина стенки в пролете из условия прочности на местное смятие

$$t = \frac{F}{l_{ef} R_y \gamma_c} \quad (2.8)$$

Толщина стенки из условия обеспечения местной устойчивости

$$t_{w1} \geq \frac{h_w}{\bar{\lambda} \sqrt{\frac{E}{R_y}}}, \quad (2.9)$$

где $\bar{\lambda}_w$ – условная гибкость стенки, принимаемая значения $\bar{\lambda}_w = 6$ – для стенки в пролете балки; $\bar{\lambda}_w = 3,2$ – на опоре балки, $\bar{\lambda}_w = 4,4$ – для сечения балки $x = l/4$.

Оптимальная и минимальная высота сечения балки (при $k = 1,18 \dots 1,23$)

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W_{req}}{t}}; \quad (2.10)$$

$$h_{min} = \frac{R_y n_0 l M_n}{10^6 M}. \quad (2.11)$$

Абсциссы изменения толщины стенки $x_w = l/4$ и ширины пояса $x_f = l/4$.

Размеры поясов назначают, как и для обычных балок (см. подразд. 1.2).

Назначенные размеры сечения балки увязывают со стандартными и производят их проверку прочности, общей и местной устойчивости, жесткости, как и обычных сварных балок (см. подразд. 1.2). Пояснения к расчету балок даны в примере 2.3.

Для бистальных балок с переменной толщиной стенки и сталью повышенной прочности в средней части поясов параметры оптимального проектирования приведены в таблице 2.1. Поясним лишь выражение для оптимальной высоты сечения балки:

$$h_{opt} = 1,52 \sqrt{\frac{\bar{n} W_{req,1} + W_{req}}{(t_1 + t_2)}},$$

где c – соотношение стоимостей поясов и стенки балки (см. таблицу 2.1);

$W_{req,1}$ – требуемый момент сопротивления в сечении балки $x = l/4$, где изменяется сечение пояса;

W_{req} – требуемый момент сопротивления в середине балки.

Прочность по нормальным напряжениям проверяют по формуле (2.4). Остальные проверочные расчеты выполняют, как и для обычных балок (см. примеры 1.1, 2.2).

Пример 2.3. Подобрать сечение шарнирно опертой балки с переменной толщиной стенки из одной стали при следующих исходных данных: пролет $l = 16$ м, расчетная нагрузка $q = 120$ кН/м; коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$; предельный прогиб $\frac{f}{l} = \frac{1}{400}$; сталь С235; $R_y = 220$ МПа,

$$R_s = 128 \text{ МПа}; \quad \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 30,5.$$

Решение. Расчетные усилия в балке $M = \frac{120 \cdot 16^2}{8} = 3840$ кН·м;

$$M_n = \frac{120 \cdot 16^2}{1,2 \cdot 8} = 3200 \text{ кН·м}; Q = \frac{120 \cdot 16}{2} = 960 \text{ кН. Абсциссы изменения пояса}$$

и стенки $x_f = x_w = 16/4 = 4$ м.

Усилия в этом сечении $M_0 = 2880$ кН·м, $Q_0 = 480$ кН. Соответствующие моменты сопротивления в пролете и на опоре: $W_{req} = \frac{3840 \cdot 10}{220} = 17455 \text{ см}^3$;

$$W_{req,1} = \frac{2880 \cdot 10}{220} = 13091 \text{ см}^3.$$

Минимальная высота сечения балки по формуле (2.11)

$$h_{\min} = \frac{16 \cdot 220 \cdot 400 \cdot 3200}{10^6 \cdot 3840} = 117 \text{ см.}$$

Высота сечения балки по формуле (1.3) $h = \sqrt[3]{220 \cdot 17455} - 15 = 158$ см. Приняв $h = 160$ см, определим толщину стенки по формулам (2.7):

$$t_1 = \frac{1,5 \cdot 960 \cdot 10}{128 \cdot 160} = 0,7 \text{ см} = 7 \text{ мм}; t_2 = \frac{t_1}{2} = \frac{7}{2} = 3,5 \text{ мм.}$$

По условиям местной устойчивости толщина стенки по формуле (2.9) при $\bar{\lambda}_w = 6$, $t_1 = \frac{160}{6 \cdot 30,5} = 0,87$ см; при $\bar{\lambda}_w = 4,4$, $t_1 = \frac{160}{4,4 \cdot 30,5} = 1,19$ см.

Принимаем окончательно $t_1 = 12$ мм, $t_2 = 12/2 = 6$ мм.

Оптимальная высота стенки балки по формуле (2.10): $h_{opt} = 1,18 \sqrt{\frac{17455}{1,2}} = 142$ см.

Сечение стенки принято: на опоре – 1400×12 мм, в пролете – 1400×6 мм.

Площадь сечения поясов в пролете при $h = 140 + 5 = 145$ см и

$$I_f = 17455 \cdot \frac{145}{2} - \frac{1,2 \cdot 140^3}{12} = 991088 \text{ см}^4, A_f = \frac{2I_f}{h^2} = \frac{2 \cdot 991088}{145^2} = 94,3 \text{ см}^2.$$

Приняты размеры пояса 500×20 мм. Местная устойчивость пояса при этом обеспечена.

$$\text{Сечение пояса на опоре } A_{f1} = \frac{W_{req,1}}{h_w} - \frac{t_1 h_w}{6} = \frac{13091}{140} - \frac{1,2 \cdot 140}{6} = 65 \text{ см}^2.$$

Принято $b_f \times t_f = 360 \times 20$ мм.

Назначенное сечение с оптимальными параметрами проверяют на прочность, жесткость и местную устойчивость стенки балки.

2.4 Проектирование балок с гибкой стенкой

Толщина стенки в таких балках в 2–3 раза меньше, чем у обычных. Но главное состоит в том, что за счет перераспределений усилий балки с гибкой стенкой работают и после потери местной устойчивости стенки, то есть после образования «хлопунов». Гибкость стенки в таких балках

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = 250 \dots 500, \text{ поэтому доля стали в стенках снижается с } 50 \text{ до } 25\text{--}30 \text{ \%}.$$

Будучи тонкостенными, они более хладостойки. Недостатком балок является возникновение «выстрела» в момент образования «хлопуна».

Опыты показывают, что после потери местной устойчивости стенки и образования «хлопунов» балка из упругой стадии работы переходит в закритическое состояние, при котором зона выпучивания растет и происходит перераспределение усилий между поясами и стенкой. Предельное состояние балки наступает с появлением шарнира пластичности. При этом предельная нагрузка существенно больше нагрузки, соответствующей потере местной устойчивости.

Пояса в таких балках для сопротивляемости местному изгибу выполняют жесткими: из листа, прокатного тавра, швеллера, двутавра. Для увеличения жесткости стенки ее укрепляют парными или односторонними поперечными ребрами. Могут быть и безреберные балки.

Балки разрезные и неразрезные применяют в пролетах 12–36 м из стали с $R_y \leq 430$ МПа для прогонов, стропильных и подстропильных конструкций, эксплуатируемых в неагрессивных средах с соотношением нагрузок

постоянных и временных в пределах $\frac{1}{1,5} \dots \frac{1}{2}$ с тем, чтобы «хлопуны»

образовывались при действии постоянной нагрузки. Оптимальная высота

сечения балки назначается в пределе $h_{opt} = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{15} \right) l$, а минимальная –

определяется по формуле (1.2) с учетом деформативности стенки (п. 18.8* [1]) введением коэффициента $\alpha = 1,2 - 0,033\lambda_w$.

Далее выбирают гибкость стенки. Она зависит от многих факторов и вопрос об ее оптимальной гибкости пока не решен. Условная гибкость согласно нормам [1] должна быть в пределах $6 \leq \bar{\lambda} \leq 13$. Для достижения экономии стали гибкость стенки должна быть не менее $\lambda_w \geq 250$ и расти с увеличением пролета балки и с уменьшением нагрузки. В таблице 2.3 [7] приведены оптимальные гибкости стенки балки с листовыми поясами в зависимости от пролета и нагрузки.

Приняв λ_w по большей высоте h_{opt} или h_{min} устанавливают толщину стенки

$$t_w = \frac{h_w}{\lambda_w}. \quad (2.12)$$

Общая устойчивость балок с гибкой стенкой, как и обычных, оценивается, в зависимости от соотношений ширины пояса b_f и расчетной длины сжатого пояса l_{ef} :

$$l_{ef} \leq 0,21b_f \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (2.13)$$

Местная устойчивость пояса обеспечивается, если

$$b_f \leq 0,76t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (2.14)$$

Площадь пояса в первом приближении определяют из условия прочности сечения балки на изгиб без учета стенки, поскольку она после потери устойчивости не работает:

$$A_f = \frac{M}{h_w R_y \gamma_c}. \quad (2.15)$$

Толщина пояса $t_f = \frac{A_f}{b_f}$ должна быть не более 30 мм. По условию

местной устойчивости пояса $\frac{b_f}{t_f} \leq 0,76 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$.

Назначенные размеры пояса и стенки увязывают со стандартными и выполняют проверочные расчеты.

Прочность на действие местной нагрузки F проверяют по формуле $\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} \leq 1$, где $\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} t_w}$. Условная длина распределения местного давления l_{ef} определяется, как и для обычной балки.

Прочность по нормальным и касательным напряжениям проверяют в каждом отсеке по формуле

$$\left(\frac{M}{M_u}\right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^4 \leq 1, \quad (2.16)$$

где M и Q – изгибающий момент и поперечная сила в середине отсека балки;

M_u и Q_u – предельные значения момента и поперечной сила, определяемые по формулам (159) и (160) [1] в зависимости от условной гибкости стенки, прочности стали и размеров сечения.

Поперечные ребра жесткости ставят на расстояние $(1,5 \dots 1,75)h_w$ друг от друга. Предусматривают дополнительное опорное ребро на расстоянии не более $1,3t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ от торца балки и не ближе, чем ширина ребра. Размеры двусторонних и односторонних ребер назначаются, как и в обычных балках.

Расчетное сечение, состоящее из поперечных ребер и устойчивых участков стенки по $0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, примыкающих к ребрам, проверяют на устойчивость воздействием силы N по формуле (163) [1].

Детали балок (опорные ребра, поясные швы, стыки) рассчитываются как обычные балки.

Пример 2.4. Подобрать поперечное сечение балки с гибкой стенкой, пролетом 12 м, выполненную из стали С285 (рисунок 2.3). Для листа толщиной 4–10 мм, $R_y = 270$ МПа, $R_s = 270$ МПа; $\gamma_c = 1$, $\sqrt{\frac{E}{R_y}} = 27,6$.

Предельный прогиб $\frac{f}{l} = \frac{1}{450}$, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$. Расчетная нагрузка: постоянная – $g = 25$ кН/м, временная – $p = 35$ кН/м. Пояса – из гнутого швеллера по ГОСТ 8278–83. Усилия M и Q приведены на эпюрах (см. рисунок 2.3) в сечениях, расположенных через 1,5 м по длине балки.

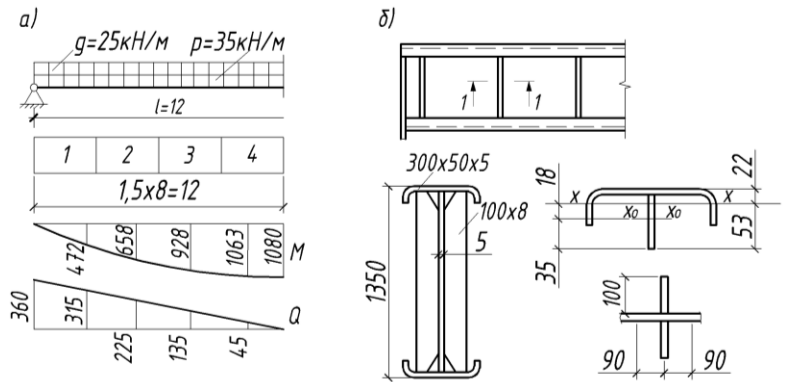


Рисунок 2.3 – К примеру 2.4

Решение. Минимальная высота стенки по формуле (1.2) с учетом коэффициента податливости стенки при $\bar{\lambda} = 10$ $\alpha = 1,2 - 0,033 \cdot 10 = 0,87$ и $M_n = 900$ кН·м: $h_{\min} = \frac{270 \cdot 1200 \cdot 450 \cdot 900}{10^6 \cdot 0,87 \cdot 1080} = 139$ см.

Оптимальная высота балки изменяется в пределах $h_{opt} = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{15} \right) l = 108 \dots 87$ см. Принимаем большую высоту стенки – 1400 мм, гибкость стенки $\lambda_w = 280$, что соответствует условной гибкости $\bar{\lambda}_w = \frac{\lambda_w}{\sqrt{E/R_y}} = \frac{280}{27,6} = 10,1 < 13$. Толщина стенки $t_w = \frac{h_w}{\lambda_w} = \frac{1400}{280} = 5$ мм.

Размеры стенки приняты 1400×5 мм.

Устанавливаем размеры пояса. Ширина пояса по условию общей устойчивости при $l_{ef} = 1,5$ м из выражения (2.13):

$$b_f \geq \frac{l_{ef}}{0,21 \sqrt{E/R_y}} = \frac{150}{0,21 \cdot 27,6} = 26 \text{ см.}$$

Площадь пояса из условия прочности на изгиб по выражению (2.15)

$$A_f = \frac{1080 \cdot 10^3}{140 \cdot 270 \cdot 1} = 28,6 \text{ см.}$$

Принят гнутый швеллер по ГОСТ 8278–83 с размерами 300×60×5 см, $A = 24,4$ см², что соответствует ширине пояса и требуемой площади поперечного сечения.

Ребра жесткости размещаем через 1,5 м в местах крепления поперечных балок. Сечение ребра определяется, как и для обычных балок: ширина ребра

$$b_r = \frac{h_w}{30} + 40 = \frac{1400}{30} + 40 = 87 \text{ мм; толщина ребра } t_r = \frac{2 \cdot 100}{27,6} = 7,2 \text{ мм.}$$

Размеры ребра приняты 100×8 мм.

Дополнительное ребро устанавливаем на расстоянии 150 мм от торца с целью предотвращения потери устойчивости опорного ребра в плоскости балки,

что соответствует требованиям п. 18.4 [1]: $1,3 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,3 \cdot 5 \cdot 27,6 = 180$ мм.

Условие 100 мм < 150 мм < 180 мм выполняется.

Далее осуществляем проверку прочности балки во всех отсеках по формуле (2.16) с учетом требований норм [1].

Вычисляем значение предельного момента по формуле (159) [1]:

$$M_u = 270 \cdot 0,5 \cdot 140^2 \frac{\left(\frac{26,3}{0,5 \cdot 140} + \frac{0,85}{10,1} \left(1 - \frac{1}{10,1} \right) \right)}{10^3} = 1193 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем характеристики условного пояса (см. рисунок 2.3, б): высота участка стенки, примыкающей к поясу, $h = 0,5 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 27,6 = 7 \text{ см}$, площадь пояса $A_f = 26,3 + 7 \cdot 0,5 = 29,8 \text{ см}$, координата центра тяжести

$$y = \frac{S_{x0}}{A_f} = \frac{26,3 \cdot 1,66}{29,8} = 1,46 \text{ см}; \text{ момент инерции и момент сопротивления}$$

$$I_x = 134,74 + 22,3 \cdot 0,2^2 + 7 \cdot 0,5 \cdot 1,46^2 + \frac{7^3 \cdot 0,5}{12} = 149,2 \text{ см}^4; W_{\min} = \frac{149,2}{5,94} = 25,2 \text{ см}^3;$$

$$\alpha = \frac{8W_{\min}(h^2 + a^2)}{th^2a^2} = \frac{8 \cdot 25,2(1,4^2 + 1,5^2)}{0,5 \cdot 1,4^2 \cdot 1,5^2} = 0,04; \beta = 0,11 + 3\alpha = 0,33.$$

Критическое касательное напряжение по формуле (76) [1] при

$$\mu = \frac{1,5}{1,40} = 1,07; \tau_{\text{кр}} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,07^2} \right) \cdot \left(\frac{155}{10,1^2} \right) = 26 \text{ МПа}.$$

Предельная поперечная сила по формуле (160) [1]

$$Q_u = 155 \cdot 0,5 \cdot 140^2 \cdot 10 \left[\frac{26}{155} + 3,3 \cdot \left(1 - \frac{26}{155} \right) \cdot \frac{0,33 \cdot 1,07}{(1,0 + 1,07^2)} \right] = 656 \text{ кН}.$$

Первый отсек (у опоры) проверяют на прочность при сдвиге. Она обеспечена: $Q < Q_u = 360 \text{ кН} < 656 \text{ кН}$.

Второй отсек и последующие – по формуле (2.16) по средним значениям

$$M \text{ и } Q \text{ в отсеке: } \left(\frac{658}{1193} \right)^4 + \left(\frac{225}{656} \right)^4 = 0,092 + 0,013 = 0,105 < 1.$$

$$\text{Третий отсек } \left(\frac{928}{1193} \right)^4 + \left(\frac{135}{656} \right)^4 = 0,370 + 0,002 = 0,372 < 1.$$

$$\text{Четвертый отсек } \left(\frac{1063}{1193} \right)^4 + \left(\frac{45}{656} \right)^4 = 0,627 < 1.$$

В четвертом отсеке прочность проверяют и по соотношению моментов $M \leq M_u$. В данном случае имеет место небольшое (0,6 %) перенапряжение: $M = 1080 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_u = 1193 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Поперечное ребро рассчитывают на устойчивость по усилию, определяемому по формуле (163) [1]:

$$N = 3,3 \cdot 155 \cdot 140 \cdot 0,5 \cdot \left(1 - \frac{26}{155}\right) \cdot \frac{0,33 \cdot 1,07}{1 + 1,07^2} = 441 \text{ кН}.$$

Расчетным сечением является ребро и устойчивые участки стенки по

$$0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 90 \text{ мм (см. рисунок 2.3, б)}.$$

$$\text{Характеристики сечения: } A_r = 18,8 \cdot 0,5 + 0,8 \cdot 20 = 25,4 \text{ см}^2, I_x = \frac{0,8 \cdot 20,5^3}{12} =$$

$$= 575 \text{ см}^4, i_x = \sqrt{\frac{575}{25,4}} = 4,8 \text{ см}.$$

Расчетную длину ребра проверяем по формуле $l_{ef} = h_w(1 - \beta) \geq 0,7h_w$:

$$l_{ef} = 140(1 - 0,26) = 104 \text{ см} > 98 \text{ см}.$$

$$\text{Проверяем прочность: } \lambda_x = \frac{100}{4,8} = 21; \varphi = 0,96; \sigma = \frac{374 \cdot 10}{25,4 \cdot 0,96 \cdot 370} =$$

$$= 0,41 \text{ МПа} < 1 \text{ МПа}.$$

Относительный прогиб при $I_x = 336928 \text{ см}^4$, коэффициенте ослабления $\alpha = 0,87$ и среднем коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,20$ будет:

$$\frac{f}{l} = \frac{M_n l}{10EI_x \gamma_f \alpha} = \frac{1080 \cdot 1200 \cdot 10^3}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 336928 \cdot 1,2 \cdot 0,87} = \frac{1}{521} < \frac{1}{450}.$$

Детали балки здесь рассчитывают, как и для обычных балочных конструкций.

2.5 Балки с перфорированной стенкой

Их получают путем разрезки исходного двутавра по зигзагу с последующей сваркой выступов. Возможности производства таких балок выросли благодаря освоению выпуска двутавров с параллельными гранями полок. Эти балки относятся к эффективным конструкциям и могут быть разрезными и неразрезными, выполнены из одной или двух сталей (с более прочной сталью в растянутой зоне) с симметричной относительно середины балки и несимметричной схемами разрезки. Эффективность балок с перфорированной стенкой по сравнению с исходными объясняется тем, что

их высота увеличивается примерно в 1,5 раза, гибкость стенки возрастает с 60 до 90, масса стенки за счет отверстий снижается на 35–40 %. Поэтому двутавры с перфорированной стенкой на 20–30 % легче и на 10–18 % дешевле прокатных двутавров. Трудоемкость их изготовления на 25–35 % меньше, чем сварных балок, за счет сокращения операций обработки и сварки [7].

Предельное состояние балок наступает с образованием шарнира пластичности в поясах. Возможная потеря местной устойчивости стенки в перемычках происходит за счет действия поперечных сил.

Для обеспечения местной устойчивости сжатую половину двутавра делают более толстой из менее прочной стали ($R_y = 210 \dots 260$ МПа), а растянутую – из более тонкой, но прочной стали ($R_y = 320 \dots 360$ МПа). Нормами рекомендуется применять двутавры высотой 20 см и более с расчетным сопротивлением $R_y \leq 440$ МПа. Сосредоточенные силы должны передаваться через перемычки, которые в необходимых случаях укрепляют ребрами.

Балки с перфорированной стенкой могут применяться в качестве конструкций подвесных кранов, прогонов, балок рабочих площадок, стропильных конструкций пролетом до 18 м, а неразрезанные – пролетом до 24 м. Разновидностей балок много [7]. Они зависят от схемы нарезки. Основными параметрами разрезанных двутавров являются (рисунок 2.4): длина опорного выступа $c \geq 250$ мм; высота тавра $h = \nu h_0$ ($\nu = 0,2; 0,25; 0,3$, рекомендуется $\nu = 0,25$); длина выступа (шпонки) $a = (0,7 \dots 2)h_{ef} \geq 90$ мм; угол $\alpha = 40 \dots 70^\circ$; шаг отверстий $s = 2a + d_1 \operatorname{tg} \alpha_1 + d_2 \operatorname{tg} \alpha_2$.

В балке должно быть предусмотрено целое число отверстий n . Если длина l (см. рисунок 2.4, б), то для балок без опорных вставок $l = 2c + sn - a + 2k$, а для балок с опорными вставками $l = 2c + s(n+1) - a$. Эти равенства достигаются выбором угла α . Если на балку действуют сосредоточенные силы (опорные давления плит, балок) с расстоянием l_1 , то для передачи сил на перемычку необходимо условие $l_1 = sn_1$ (n_1 – число отверстий между силами).

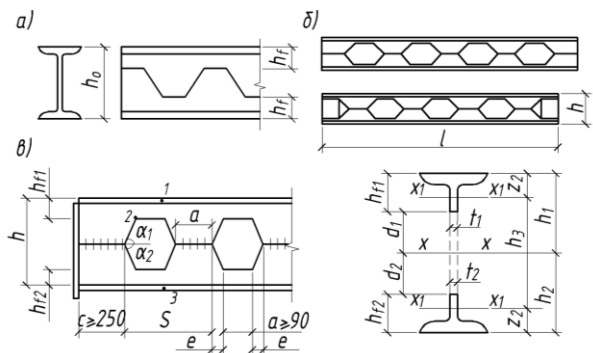


Рисунок 2.4 – Балка с перфорированной стенкой

Расчет балок с перфорированной стенкой в СНиП II-23–81* [1] принят по упрощенной модели. Напряжения определяются, как в обычной балке, ослабленной отверстиями с учетом дополнительного момента в поясе от поперечной силы $M_f = Q \frac{a}{2}$.

Для бистального двутавра с одной осью симметрии напряжения в характерных точках сечения (см. рисунок 2.4, в) составляют:

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{Mh_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{1\max}} \leq R_{y1} \gamma_c; \\
 \sigma_2 &= \frac{Md_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{1\min}} \leq \frac{R_{u1} \gamma_c}{\gamma_u}; \\
 \sigma_3 &= \frac{Mh_2}{I_x} + \frac{Q_2 a}{2W_{2\max}} \leq R_{y2} \gamma_c; \\
 \sigma_4 &= \frac{Md_2}{I_x} + \frac{Q_2 a}{2W_{2\min}} \leq \frac{R_{u2} \gamma_c}{\gamma_u},
 \end{aligned}
 \tag{2.17}$$

где $Q_1 = \frac{QI_1}{(I_1 + I_2)}$; $Q_2 = \frac{QI_2}{(I_1 + I_2)}$;

M, Q – изгибающий момент и поперечная сила в сечении балки;

I_x – момент инерции ослабленного сечения относительно оси $x-x$;

$W_{1\max}, W_{1\min}$ – наибольший и наименьший моменты сопротивления верхнего тавра;

$W_{2\max}, W_{2\min}$ – то же нижнего тавра;

I_1, I_2 – моменты инерции тавров относительно собственных осей.

Для балок из одной стали с двумя осями симметрии напряжения вычисляются лишь в точках 1 и 2, при этом $Q_1 = Q_2 = Q/2$.

Прочность стыковой сварки выступов (шпонок) проверяют по формуле

$$\tau = \frac{QS_{0,5s}}{I_x t_w a R_s \gamma_c} \leq 1. \quad (2.18)$$

Прочность стыковой сварки опорного сечения проверяют на поперечную силу Q в сечениях $\bar{\delta} = c + s - 0,5a$ от опоры по формуле

$$\tau = \frac{Q_{\text{sup}} s}{t_w h_3 a} \leq R_s \gamma_c, \quad (2.19)$$

где h_3 – расстояние между осями поясных тавров.

При определении прогиба момент инерции сечения с отверстиями умножается на коэффициент 0,95.

Компоновка сечения начинается с установления номера исходного балочного Б или широкополочного Ш двутавра. Если балка бистальная, то приближенное значение момента сопротивления верхнего двутавра

$$W_{of1} = \frac{0,65M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c}; \quad (2.20)$$

нижнего –

$$W_{of2} = \frac{0,55M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c}. \quad (2.21)$$

Если балки из одной стали, то момент сопротивления исходного двутавра устанавливается по формуле (2.20).

По W_{of} и минимальной высоте (1.2) компануют балку с перфорированной стенкой.

Пример 2.5. По данным примера 2.4 разработать сечение балки с перфорированной стенкой из одной стали. Из рисунка 2.3, а: $M = 1080$ кН·м, $Q = 360$ кН, $q = 60$ кН/м, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$. Сталь С285. Для толщины фасона 10–20 мм $R_y = 270$ МПа, $R_s = 155$ МПа, $\gamma_c = 1,05$,

$$R_u = 380 \text{ МПа}, \gamma_u = 1,3, \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 27,6, \text{ предельный прогиб } \frac{f}{l} = \frac{1}{250}.$$

Решение. Минимальная высота балки по формуле (1.2) с учетом $a = 0,95$

$$h_{\text{min}} = \frac{270 \cdot 1200 \cdot 250}{10^6 \cdot 1,2 \cdot 0,95} = 71 \text{ см.}$$

Высота сечения исходного двутавра при $v = 0,25$ в 1,5 раза меньше сквозного, поэтому $h_0 = \frac{h_{\min}}{1,5} = \frac{71}{1,5} = 47$ см.

Требуемый момент сопротивления исходного двутавра по формуле (2.20)

$$W_0 = \frac{0,65 \cdot 1080 \cdot 10^3}{270 \cdot 1,05} = 2476 \text{ см}^3.$$

По сортаменту принят широкополочный двутавр 50Ш1, $W_x = 2500 \text{ см}^3$, $h_0 = 484$ мм.

Высота пояса тавра $h_f = v h_0 = 0,25 \cdot 484 = 121$ мм. Геометрические характеристики тавра (рисунок 2.5, б): координата центра тяжести $z = 19,9 \approx 20$ мм, $I_x = 441 \text{ см}^4$; $A_f = 59,5 \text{ см}^2$; $W_{x\max} = 221,7 \text{ см}^3$; $W_{x\min} = 43,6 \text{ см}^3$. Эти данные могут быть подсчитаны или получены по справочным данным сортамента.

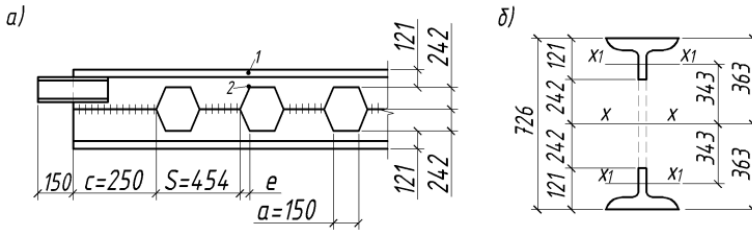


Рисунок 2.5 – К примеру 2.5 и задаче 4.36

Расчет параметров реза двутавров. Принимая $d = h_0/3 = 150$ мм (что в пределах $a = (0,7 \dots 2)h_f = 85 \dots 242$ мм) длину опорной части $K = 150$ мм и, назначив $c = 250$ мм, $s = 3a$, из выражения $l = 2c + sn - a + 2K$ устанавливаем число отверстий с округлением до целого числа $n = 25$. Тогда окончательно: $a = 150$ мм, $e = 77$ мм, $c = 250$ мм, $d = 242$ мм, $s = 2(a + e) = 2(150 + 77) = 454$ мм.

Момент инерции сечения с отверстиями (см. рисунок 2.5, б) $I_x = 2(441 + 59,5 \cdot 34,3^2) = 140884 \text{ см}^4$. Напряжения в точках 1 и 2 (см. рисунок 2.5, а) проверяют в трех сечениях по формулам (2.19) и (2.17):

1 В сечении на расстоянии $\delta = c = s = 0,5K - 0,5 = 0,7$ м, где $Q_x = 339$ кН, по формуле (2.19): $\frac{339 \cdot 45,4 \cdot 10}{1,04 \cdot 68,6 \cdot 15 \cdot 163} = 0,91 < 1$.

2 В сечении середины балки, где $M = 1080 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $Q \approx 0 \text{ кН}$ (см.

рисунок 2.3, а): $\frac{1080 \cdot 36,3 \cdot 10^3}{140884 \cdot 283} = 0,98 < 1$; $\frac{1080 \cdot 24,2 \cdot 10^3}{140884 \cdot 306} = 0,61 < 1$.

3 В сечении с максимальным нормальным напряжением при $x = \frac{l(2-\beta)}{4}$,

где $\beta = \frac{\sigma_{Q1}}{\sigma_{M1}}$ – соотношение максимальных напряжений на опоре от

$Q = \frac{Q}{2}$ и напряжений от максимального момента в пролете M_{\max} :

$$\sigma_{Q1} = \frac{Q_1}{2W_{f \max}} = \frac{360 \cdot 0,15 \cdot 10}{2 \cdot 2 \cdot 221,7} = 61 \text{ МПа}; \quad \sigma_{M1} = \frac{Mh_1}{I_x} = \frac{1080 \cdot 36,3 \cdot 10^3}{140884} = 278 \text{ МПа.}$$

Тогда $\delta = \frac{12 \left(2 - \frac{61}{278} \right)}{4} = 5,34 \text{ м}$. Усилия в этом сечении: $M = 1067 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $Q = 40 \text{ кН}$.

Напряжения по формуле (2.17):

$$\sigma_1 = \frac{1067 \cdot 36,3 \cdot 10^3}{140884} + \frac{40 \cdot 0,15 \cdot 10}{2 \cdot 2 \cdot 221,7} = 281 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 283 \text{ МПа};$$

$$\sigma_2 = \frac{1067 \cdot 24,2 \cdot 10^3}{140884} + \frac{40 \cdot 0,15 \cdot 10}{2 \cdot 2 \cdot 43,6} = 217 \text{ МПа} < \frac{R_u \gamma_n}{\gamma_u} = 306 \text{ МПа.}$$

Напряжение в стыковом шве выступов определяется по формуле (2.18) при $Q = 339 \text{ кН}$ и $S_{0,5} = 2268 \text{ см}^3$, $I_x = 145223 \text{ см}^4$ (см. рисунок 2.5, б):

$$\tau = \frac{339 \cdot 2268 \cdot 10 \cdot 45,4}{1,04 \cdot 145223 \cdot 15} = 160 \text{ МПа} < R_{ws} \gamma_c = 163 \text{ МПа.}$$

Как видно длина шпонки на пределе ($a = 15 \text{ см}$).

Прогиб балки: $\frac{f}{l} = \frac{1080 \cdot 1200 \cdot 10^3}{10 \cdot 1,2 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 140884} = \frac{1}{263} < \frac{1}{250}$.

3 РАСЧЕТ ДЕТАЛЕЙ СОСТАВНЫХ БАЛОК

К деталям составных балок относят опорные ребра, место изменения ширины пояса, поясные швы, стыки балок.

Расчет некоторых из названных деталей уже рассмотрен в примере 1.1.

3.1 Расчет поясных швов балок

Его производят в общем случае на действие сдвигающих сил T и местных воздействий F , которые стремятся срезать поясные швы (рисунок 3.1, а). Установив соотношение $R_{wf} \beta_f$ и $R_{wz} \beta_z$, определяем катет шва на совместное действие сил T и V .

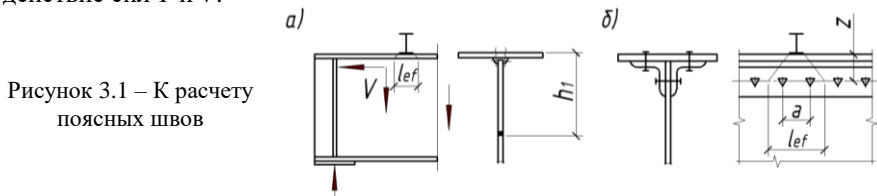


Рисунок 3.1 – К расчету поясных швов

Если расчетным является сечение по металлу шва, то

$$k_f = \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_f R_{wf} \gamma_c} \leq 1, 2t_{\min}, \quad (3.1)$$

где

$$T = \frac{QS_f}{I_x}; \quad V = \frac{\gamma_f F}{l_{ef}}, \quad (3.2)$$

Q – наибольшая поперечная сила в балке;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый по [2];

t_{\min} – минимальная толщина стыкуемых элементов.

Катет не должен быть меньше значений, приведенных в таблице 38* [1].

Прочность горизонтального стыкового шва стенки проверяют лишь на действие сдвигающей силы T по большей поперечной силе, поскольку влияние местного давления мало.

$$\frac{QS}{I_x t_w R_{ws} \gamma_c} \leq 1, \quad (3.3)$$

где S – статический момент сдвигающей части сечения;

t_w – толщина шва, равная минимальной толщине стенки.

В балках с поясными соединениями на высокопрочных болтах или заклепках (рисунок 3.1, б) шаг поясных болтов рассчитывают также на силы T и V по формуле

$$a \leq \frac{Q_{bh} k \gamma_c}{\sqrt{T^2 + V^2}}, \quad (3.4)$$

где Q_{bh} – несущая способность одного высокопрочного болта, определяемая по формуле (2.6) [5];

k – число плоскостей трения.

Условная длина распределения местного давления при вычислении V определяется $l_{ef} = b + 2z$, где z – расстояние от центра болтов до верха пояса (см. рисунок 3.1, б).

Горизонтальный стык стенки на болтах рассчитывают по формуле (3.4) при $V = 0$. Шаг болтов должен назначаться с учетом предельных расстояний между болтами по таблице 39 [1].

Пример 3.1. По данным примера 2.5 определить катет поясных швов и проверить прочность горизонтального стыка стенки. Из примера имеем: $Q = 360$ кН; местное давление принято $F = 60 \cdot 1,5 = 90$ кН от двутавра с шириной полки $b = 140$ мм, $\gamma_f = 1$, $\gamma_c = 1$; сталь – С285 ($R_{tm} = 380$ МПа, $R_s = 156$ МПа.)

Решение. При автоматической сварке под флюсом сварочной проволокой Св-08А по таблице 34* [1] имеем: $\beta_f = 1,1$; $\beta_z = 1,15$. По таблице 56* [1] $R_{wf} = 180$ МПа, $R_{wz} = 0,45R_{tm} = 0,45 \cdot 380 = 171$ МПа. Поскольку $R_{wf}\beta_f > R_{wz}\beta_z$ (198 МПа $>$ 197 МПа). Расчет ведем по металлу границы сплавления. Момент инерции балки $I_x = 325110$ см⁴ (из примера).

Статический момент площади пояса (швеллера) (см. рисунок 2.3, б) относительно центральной оси: $S = 24,4 \cdot 65,6 = 1600$ см³, длина распределения местного давления $l_{ef} = 14 + 2 \cdot 0,5 = 15$ см. Вычисляем погонные усилия по формуле (3.2) $T = \frac{360 \cdot 1600}{325110} = 1,81$ кН/см; $V = \frac{90 \cdot 1}{15} = 6$ кН/см.

Катет шва по формуле (3.1) $k_f = \frac{\sqrt{1,81 + 6^2} \cdot 10}{2 \cdot 1,15 \cdot 171 \cdot 1} = 0,15$ см. По

таблице 38* [1] принято $k_f = 3$ мм.

При расчете горизонтального стыка считаем (условно), что стык в рассматриваемой балке (см. рисунок 2.3, б) проходит через середину высоты стенки. Вычисляем статический момент полусечения

$$S_{0,5} = S_f + \frac{t_w h_w^2}{8} =$$

$$= 1600 + \frac{135 \cdot 0,5^2}{8} = 2740 \text{ см}^3. \text{ Прочность стыка при } t_w = 0,5 \text{ см проверим по}$$

$$\text{формуле (3.3): } \frac{360 \cdot 2740 \cdot 10}{325110 \cdot 0,5 \cdot 60} = 0,39 < 1.$$

Пример 3.2. На рисунке 3.1, б изображен фрагмент балки с поясными соединениями на болтах: стенка 1400×8 мм, четыре уголка 125×8 мм, пояса

400×20 мм. Определить шаг поясных болтов следующих исходных данных: нагрузка – статическая; усилия – $Q = 1840$ кН, сосредоточенная сила $F = 180$ кН, от двутавра № 20Б1 ($b = 100$ мм); материал балки – сталь С245, $\gamma_c = 1$, $R_y = 240$ МПа (для фасона), $R_y = 240$ МПа (для листа), $R_s = 133$ МПа; высокопрочные болты диаметром 20 мм ($A_{bn} = 2,45$ см²) из стали 38ХС «селект» ($R_{bun} = 1350$ Н/мм); способ очистки поверхностей – дробеструйный ($\mu = 0,58$); контроль натяжения болтов – по углу поворота гайки, зазор 4 мм ($\gamma_h = 1,2$) (таблица 34* [1]).

Решение. Шаг поясных болтов определяем по формуле (3.4). Предварительно вычисляем геометрические характеристики:

$$I_x = \frac{0,8 \cdot 140^3}{12} + 4 \cdot 19,7 \cdot 66,6^2 + 2 \cdot 40 \cdot 71^2 = 935735 \text{ см}^4;$$

$$S_f = 2 \cdot 10 \cdot 70 + 2 \cdot 19,7 \cdot 66,6 \text{ см}^3; l_{ef} = 10 + 2 \cdot (3,4 + 2) = 20,8 \text{ см.}$$

Погонные усилия, действующие на болты, по формуле (3.2):

$$T = \frac{1840 \cdot 8224}{935735} = 16,2 \text{ кН/см}; V = \frac{1 \cdot 180}{20,8} = 8,65 \text{ кН/см.}$$

Определяем несущую способность одной плоскости трения высокопрочного болта. При $R_{bh} = 0,7 \cdot 1350 = 945$ МПа и $\gamma_b = 1,0$ по формуле

$$(3.10) Q_{bh} = \frac{945 \cdot 1 \cdot 2,45 \cdot 0,58}{1,2} = 112 \text{ кН.}$$

Шаг болтов определяем по формуле (3.4) при числе поверхностей трения

$$K = 3: a \leq \frac{112 \cdot 3 \cdot 10}{\sqrt{16,2^2 + 8,65^2}} = 18,3 \text{ см.}$$

Принято $a = 180$ мм, что не превышает предельное расстояние для сжатых элементов $12d = 240$ мм.

$$\text{Контролируемое усилие натяжения болта } P = R_{bn} A_{bn} = \frac{945 \cdot 2,45}{10} = 231 \text{ кН.}$$

3.2 Расчет стыков балок

Монтажные стыки балок имеют три конструктивных решения (рисунок 3.2): сварные без накладок и с накладками, сдвигоустойчивые на обычных и высокопрочных болтах, фланцевые на высокопрочных болтах. Заводские стыки балок и их элементов бывают обычно сварными.

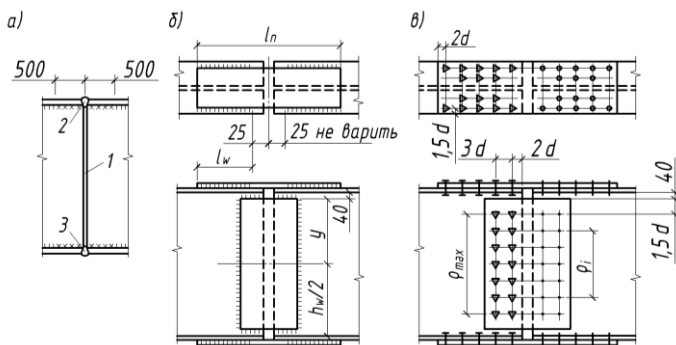


Рисунок 3.2 – К расчету стыков балок

Сварные стыки без накладок экономичны, но необходима хорошая подгонка, а для снижения усадочных напряжений сварку необходимо выполнять быстро, с соблюдением очередности наложения швов: 1 – поперечный стык стенки, 2 – сжатый стык пояса, 3 – растянутый стык пояса; последними накладывают сварные швы, соединяющие стенку с поясами.

Такой стык считают равнопрочным основному материалу и его не рассчитывают, если стык нижнего пояса выполнен косым, или автоматической сваркой с выводом начала и конца шва на технологические планки.

Если стык нижнего пояса прямой, то сварное соединение считается равнопрочным основному металлу ($R_{wy} = R_y$) при использовании физических методов контроля, иначе $R_{wy} = 0,85R_y$.

Сварной стык с накладками (см. рисунок 3.2, б) применяют преимущественно для прокатных балок и исполняют по заводским нормам. В сварных балках стыки с накладками применяют для балок небольшой (до 1 м) высоты. Стыки рассчитывают на изгибающий момент и поперечную силу. Длина стыковой накладки пояса определяется длиной шва l_w , который рассчитывают на усилие в накладке

$$N_f = \frac{M_f}{h}, \quad (3.5)$$

где M_f – изгибающий момент, воспринимаемый поясами,

$$M_f = M \frac{I_f}{I_x}, \quad (3.6)$$

I_f, I_x – моменты инерции поясов балки относительно центральной оси;
 h – высота балки.

Длина шва (при расчетном сечении по металлу шва)

$$l_w = \frac{N_f}{2\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 10 \text{ мм.}$$

Полная длина накладки $l = 2l_w + 2 \cdot 25 \text{ мм.}$

Толщину накладок стенки принимают равной толщине стенки балки, ширина накладки – $(12...15)l_w$. Суммарные погонные усилия в самой удаленной от нейтральной оси точке шва

$$T = t_w \sqrt{\sigma^2 + \tau^2},$$

где $\sigma = \frac{M_y}{I_x}$; $\tau = \frac{Q}{h_w t_w}$.

Катет шва для прикрепления накладок

$$k_f = \frac{T}{2\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}$$

должен быть не менее значений, приведенных в таблице 38* [1].

Наиболее технологичными считаются стыки балок на высокопрочных болтах вместо сварных. Они не требуют высокой квалификации при исполнении стыков, не создают концентраторов и остаточных температурных напряжений.

Число болтов в поясной полунакладке определяют по усилию в накладке

$$n = \frac{N}{Q_{bh} K}, \quad (3.7)$$

где Q_{bh} – несущая способность одного высокопрочного болта по формуле (2.6) [5];

K – число плоскостей трения.

При размещении болтов в накладке в крайних рядах число их должно быть сокращенным, поскольку балку следует проверять по сечению нетто в крайних рядах болтов.

При расчете болтового соединения стенки предварительно устанавливают геометрию стыка – число рядов и шаг болтов. Для компактности стыка расстояние между болтами следует принимать предельно минимальным. Стыки стенки рассчитывают на поперечную силу и на остаток изгибающего момента

$$M_w = M - M_f,$$

где M_f – момент, воспринимаемый поясами [по формуле (3.6)].

Усилие в болте от поперечной силы

$$V = \frac{Q}{n},$$

а от изгибающего момента –

$$H = \frac{M \rho_{\max}}{t \sum \rho_i^2}, \quad (3.8)$$

где n – число болтов по одну сторону от стыка;
 t – число вертикальных рядов болтов по одну сторону от стыка стенки;
 ρ_i – расстояние между болтами.

Фланцевые стыки (рисунок 3.3) наиболее современны и по сравнению со стыками на высокопрочных болтах они снижают расход металла на стык и в 3–3,5 раза сокращают потребность в количестве болтов. Количество болтов в сжатой зоне может быть уменьшено по сравнению с растянутой зоной стыка. Поэтому трудоемкость фланцевых соединений снижается в 3–4 раза.

Точный расчет таких соединений, осуществляемый по руководству [10], громоздок и трудоемок ввиду неопределенности работы элементов фланца. Приемлемых способов расчета в нормах практически нет. Имеются сортаменты фланцев для стыков ферм из двутавров с параллельными гранями полок или приближенные полуэмпирические зависимости для расчета фланцев [10].

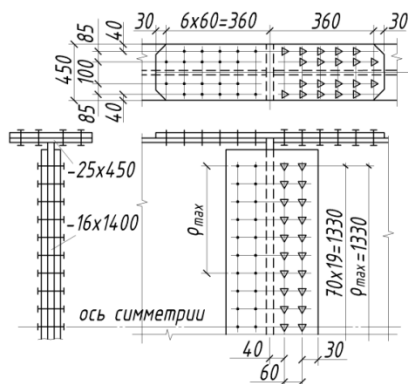


Рисунок 3.3 – Стыки балок

Пример 3.3. Рассчитать стык балки на высокопрочных болтах диаметром 20 мм из стали 30ХЗМФ ($R_{bтн} = 1350$ МПа). Поверхности обработаны газопламенными горелками, $\mu = 0,42$, $\gamma_h = 1,2$. Балка из стали С255

($R_y = 230$ МПа); усилия в сечении: $M = 4800$ кН·м, $Q = 480$ кН. Сечение и схема стыка показаны на рисунке 3.3.

Решение. Геометрические характеристики сечения: $I_x = 1532266$ см⁴, $I_f = 1166400$ см⁴. Изгибающий момент, воспринимаемый поясами, $M_f =$

$$= \frac{4800 \cdot 1166400}{1532266} = 3654 \text{ кН}\cdot\text{м. Усилие в поясной накладке } N_f = \frac{3654}{142} = 2573 \text{ кН. Момент, воспринимаемый стенкой, } M_w = 4800 - 2573 = 2227 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Несущая способность одной плоскости трения болта по формуле (2.6) [5] при $R_{bh} = 0,7 \cdot 1350 = 945 \text{ МПа}$: $Q_{bh} = \frac{945 \cdot 1 \cdot 2,45 \cdot 0,58}{1,2 \cdot 10} = 112 \text{ кН}$.

Число болтов поясной накладки по одну сторону от стыка $n = \frac{N}{Q_{bh}} = \frac{2573}{112} = 23$. Принято $n = 24$ болта. Схема размещения – на рисунке 3.3.

Усилие в наиболее напряженном крайнем болте стенки при двурядном размещении болтов: $n = 20$, $\sum \rho_i^2 = 65380 \text{ см}^2$, $\sum \rho_{\max} = 133 \text{ см}$, число рядов $m = 2$, число плоскостей трения $K = 2$.

Усилие в болте от поперечной силы и изгибающего момента по формулам (3.7) и (3.8): $N_Q = \frac{Q}{n} = \frac{480}{2 \cdot 20} = 12 \text{ кН}$; $N_M = \frac{2227 \cdot 133 \cdot 100}{2 \cdot 2 \cdot 65380} = 113,3 \text{ кН}$.

Суммарное усилие в болте стенки $N = \sqrt{12^2 + 113,3^2} = 114 \text{ кН} < Q_{bh} = 128 \text{ кН}$.

4 ЗАДАЧИ ПО РАСЧЕТУ СОСТАВНЫХ БАЛОК И ИХ ДЕТАЛЕЙ

Исходные данные к задачам по расчетам составных балок и их деталей приведены в таблицах 4.1 и 4.2.

Т а б л и ц а 4.1 – Исходные данные к задачам

| Вариант | l , м | q , кН/м | R_y , МПа | t , мм | Вариант | l , м | q , кН/м | R_y , МПа | t , мм |
|---------|---------|------------|-------------|----------|---------|---------|------------|-------------|----------|
| 1 | 12 | 52 | 180 | 6 | 36 | 20 | 21 | 280 | 16 |
| 2 | 13 | 45 | 180 | 6 | 37 | 18 | 23 | 260 | 16 |
| 3 | 14 | 40 | 200 | 6 | 38 | 16 | 25 | 280 | 14 |
| 4 | 15 | 35 | 200 | 7 | 39 | 14 | 30 | 260 | 14 |
| 5 | 16 | 30 | 210 | 7 | 40 | 12 | 35 | 190 | 10 |
| 6 | 17 | 25 | 220 | 7 | 41 | 12 | 40 | 230 | 10 |
| 7 | 18 | 24 | 230 | 8 | 42 | 14 | 33 | 230 | 12 |
| 8 | 19 | 22 | 240 | 8 | 43 | 16 | 27 | 240 | 12 |
| 9 | 20 | 20 | 260 | 8 | 44 | 18 | 21 | 260 | 14 |
| 10 | 12 | 50 | 200 | 6 | 45 | 19 | 24 | 260 | 16 |
| 11 | 14 | 47 | 220 | 8 | 46 | 20 | 20 | 260 | 18 |
| 12 | 16 | 42 | 240 | 10 | 47 | 19 | 27 | 260 | 16 |
| 13 | 18 | 38 | 280 | 12 | 48 | 18 | 25 | 260 | 16 |
| 14 | 20 | 30 | 300 | 14 | 49 | 17 | 30 | 280 | 16 |
| 15 | 13 | 45 | 220 | 7 | 50 | 16 | 35 | 280 | 14 |

| | | | | | | | | | |
|----|----|----|-----|----|----|----|----|-----|----|
| 16 | 15 | 40 | 220 | 9 | 51 | 14 | 41 | 240 | 14 |
| 17 | 17 | 38 | 240 | 12 | 52 | 13 | 42 | 240 | 10 |
| 18 | 19 | 30 | 240 | 12 | 53 | 12 | 45 | 200 | 8 |
| 19 | 20 | 25 | 280 | 14 | 54 | 14 | 46 | 200 | 8 |
| 20 | 18 | 20 | 280 | 16 | 55 | 16 | 42 | 220 | 12 |
| 21 | 16 | 23 | 260 | 14 | 56 | 18 | 37 | 280 | 14 |
| 22 | 14 | 28 | 260 | 12 | 57 | 20 | 28 | 290 | 16 |
| 23 | 12 | 34 | 240 | 8 | 58 | 19 | 28 | 290 | 16 |
| 24 | 13 | 36 | 240 | 8 | 59 | 18 | 26 | 280 | 14 |
| 25 | 15 | 32 | 240 | 8 | 60 | 17 | 26 | 240 | 14 |
| 26 | 17 | 28 | 260 | 12 | 61 | 16 | 24 | 240 | 12 |
| 27 | 19 | 24 | 280 | 12 | 62 | 14 | 36 | 220 | 12 |
| 28 | 20 | 22 | 280 | 14 | 63 | 12 | 40 | 220 | 10 |
| 29 | 18 | 24 | 280 | 14 | 64 | 14 | 38 | 210 | 10 |
| 30 | 16 | 28 | 260 | 12 | 65 | 12 | 48 | 190 | 8 |
| 31 | 14 | 32 | 240 | 10 | 66 | 16 | 48 | 230 | 12 |
| 32 | 12 | 38 | 220 | 10 | 67 | 15 | 44 | 250 | 12 |
| 33 | 13 | 32 | 200 | 10 | 68 | 17 | 31 | 270 | 14 |
| 34 | 15 | 38 | 190 | 12 | 69 | 19 | 31 | 290 | 16 |
| 35 | 17 | 24 | 230 | 14 | 70 | 15 | 40 | 260 | 14 |

Т а б л и ц а 4.2 – **Исходные данные к задачам раздела 4**

| Вариант | ϵ , % | M , кН м | Q , кН | n | Вариант | ϵ , % | M , кН м | Q , кН | n |
|---------|----------------|------------|----------|-----|---------|----------------|------------|----------|-----|
| 1 | 0,6 | 850 | 600 | 6 | 36 | 1,0 | 1100 | 800 | 10 |
| 2 | 0,6 | 880 | 620 | 6 | 37 | 1,0 | 1150 | 850 | 10 |
| 3 | 0,8 | 890 | 630 | 6 | 38 | 1,1 | 1200 | 900 | 12 |
| 4 | 0,8 | 900 | 640 | 6 | 39 | 1,1 | 1300 | 950 | 12 |
| 5 | 1,0 | 920 | 650 | 6 | 40 | 1,2 | 950 | 740 | 11 |
| 6 | 1,0 | 930 | 660 | 6 | 41 | 1,2 | 970 | 780 | 11 |
| 7 | 1,0 | 930 | 660 | 7 | 42 | 1,2 | 970 | 800 | 11 |
| 8 | 1,2 | 940 | 650 | 7 | 43 | 1,3 | 980 | 790 | 11 |
| 9 | 1,2 | 950 | 670 | 7 | 44 | 1,3 | 990 | 830 | 12 |
| 10 | 1,2 | 800 | 450 | 6 | 45 | 1,3 | 1200 | 890 | 13 |
| 11 | 1,5 | 840 | 500 | 7 | 46 | 1,4 | 1150 | 840 | 12 |
| 12 | 1,5 | 860 | 520 | 8 | 47 | 1,4 | 1100 | 820 | 13 |
| 13 | 1,5 | 880 | 540 | 8 | 48 | 1,6 | 1050 | 800 | 12 |
| 14 | 1,7 | 900 | 550 | 8 | 49 | 1,6 | 1000 | 800 | 13 |
| 15 | 1,7 | 760 | 620 | 7 | 50 | 1,6 | 950 | 850 | 12 |
| 16 | 1,7 | 840 | 580 | 8 | 51 | 1,3 | 840 | 900 | 10 |
| 17 | 1,8 | 860 | 600 | 9 | 52 | 1,4 | 860 | 880 | 8 |

| | | | | | | | | | |
|----|-----|------|-----|----|----|-----|-----|-----|----|
| 18 | 1,8 | 880 | 620 | 9 | 53 | 1,5 | 840 | 860 | 8 |
| 19 | 1,8 | 1000 | 640 | 10 | 54 | 1,6 | 880 | 920 | 10 |
| 20 | 2,0 | 1050 | 660 | 10 | 55 | 1,7 | 940 | 810 | 12 |
| 21 | 2,0 | 1080 | 680 | 11 | 56 | 1,7 | 960 | 820 | 14 |
| 22 | 2,0 | 1090 | 690 | 11 | 57 | 1,7 | 980 | 800 | 13 |
| 23 | 2,2 | 740 | 510 | 7 | 58 | 1,8 | 950 | 830 | 12 |
| 24 | 2,2 | 760 | 540 | 7 | 59 | 1,8 | 970 | 810 | 11 |
| 25 | 2,2 | 780 | 560 | 7 | 60 | 1,9 | 820 | 670 | 8 |
| 26 | 2,2 | 800 | 580 | 8 | 61 | 1,9 | 830 | 680 | 8 |
| 27 | 2,4 | 820 | 600 | 8 | 62 | 2,0 | 815 | 580 | 7 |
| 28 | 2,4 | 840 | 620 | 9 | 63 | 2,0 | 835 | 620 | 7 |
| 29 | 2,4 | 860 | 640 | 8 | 64 | 2,1 | 780 | 680 | 6 |
| 30 | 2,6 | 880 | 660 | 9 | 65 | 2,1 | 790 | 690 | 6 |
| 31 | 2,6 | 580 | 460 | 6 | 66 | 2,2 | 840 | 720 | 8 |
| 32 | 2,6 | 600 | 580 | 6 | 67 | 2,2 | 860 | 740 | 8 |
| 33 | 2,8 | 640 | 620 | 7 | 68 | 2,3 | 910 | 820 | 10 |
| 34 | 2,8 | 690 | 630 | 8 | 69 | 2,4 | 920 | 840 | 11 |
| 35 | 2,8 | 720 | 650 | 9 | 70 | 2,5 | 880 | 760 | 9 |

4.1 Подобрать сечение шарнирно-опертой сварной балки из трех листов в упругой стадии работы. Проверить прочность балки по нормальным и касательным напряжениям, а также жесткость. Рассчитать поясные швы, выполняемые автоматической сваркой под флюсом сварочной проволокой СВ-08ГА. Предельный прогиб балки $\frac{f}{l} = \frac{1}{400}$. Расчетную нагрузку q , расчетное сопротивление стали R_y и пролет балки l принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1$, $\gamma_f = 1,2$.

4.2 Назначить рациональное сечение бистальной балки, пояса которой проектируют из стали С390, стенку – из стали С255. Проверить прочность и жесткость балки. Предельный прогиб балки $\frac{f}{l} = \frac{1}{300}$. Расчетную нагрузку q и пролет балки l принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1,05$, $\gamma_f = 1,25$.

4.3 Используя методику проектирования составных балок, предложенных профессором Н. С. Москалевым (см. п. 2.1), подобрать сечение балки из трех листов. Предельный прогиб балки $\frac{f}{l} = \frac{1}{400}$. Расчетную нагрузку q , пролет l и расчетное сопротивление R_y стали принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1$, $\gamma_f = 1,2$.

4.4 Подобрать сечение сварной балки из одной стали с переменной толщиной стенки и проверить прочность и жесткость балки. Предельный

прогиб балки $\frac{f}{l} = \frac{1}{400}$. Значения расчетного сопротивления стали R_y , расчетной нагрузки q и пролета балки l принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1$, $\gamma_f = 1,3$.

4.5 Назначить параметры бистальной балки с переменной толщиной стенки, проверить прочность балки по нормальным и касательным напряжениям. Предельный прогиб балки $\frac{f}{l} = \frac{1}{300}$. Пояса балки выполнены из стали С345. Расчетные значения нагрузки q , прочность стали R_y и пролет l принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1,05$, $\gamma_f = 1,15$.

4.6 Применяя методику проектирования балок с гибкой стенкой назначить размеры сечения балки. Произвести проверку прочности сечения балки на местную нагрузку от силы $F = 0,1ql$, передаваемую на балку от двутавра № 20, а также на совместное действие нормальных и касательных напряжений. Расставить поперечные ребра жесткости и, назначив их размеры, проверить устойчивость ребра. Предельный прогиб балки $\frac{f}{l} = \frac{1}{500}$. Пролет l , нагрузки q и расчетное сопротивление стали R_y принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1$, $\gamma_f = 1,3$.

4.7 Разработать параметры шарнирно опертой балки с перфорированной стенкой, выполненной из одной стали из двутавра с параллельными гранями полок. Прогиб балки $\frac{f}{l} = \frac{1}{300}$. Расчетную нагрузку q , пролет балки l и расчетное сопротивление стали R_y принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1$, $\gamma_f = 1,3$.

4.8 Используя двутавры с параллельными гранями полок, разработать сечение балки с перфорированной стенкой из двух сталей: сжатая часть балки – из стали С345, нижняя – из стали согласно таблице 4.1. Прогиб балки $\frac{f}{l} = \frac{1}{400}$, $\gamma_f = 1,3$, нагрузку на шарнирно опертую балку q и ее пролет l принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1$.

4.9 Найти предельную равномерно распределенную нагрузку из условия прочности по нормальным и касательным напряжениям для таврового сечения ребристого настила (рисунок 4.1, а) при упругой и упруго-пластической стадиях работы. Определить прогиб настила. Сравнить результаты расчетов, выполненных по двум методам. Пролет настила $l_n = 0,1l$, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$. Расчетное сопротивление стали $R_y = 200$ МПа. Толщину листов настила t_n и пролет l принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1$.

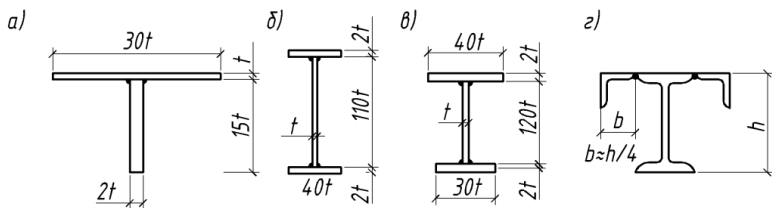


Рисунок 4.1 – К задачам 4.9–4.14

4.10 Определить предельную нагрузку (кН/м) на шарнирно опертую сварную балку из условия:

- а) прочности по нормальным напряжениям (q_σ);
- б) прочности по касательным напряжениям (q_τ);
- в) прочности поясного шва (q_w) (если $k_f = 0,8t$ – сварка автоматическая);

г) жесткости (q_f) (если предельный прогиб $\frac{f}{l} = \frac{1}{400}$, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$).

Какая из найденных нагрузок является предельной? Пролет балки l , расчетное сопротивление R_y и размеры сечения (рисунок 4.1, б) приняты по таблице 4.1, $\gamma_c = 1$.

4.11 Определить расчетный предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением бистальной балки (см. рисунок 4.1, б), пояса которой выполнены из стали С390 ($R_y = 380$ МПа). Стенка из стали с расчетным сопротивлением R_y – по таблице 4.1. Пояса работают в упругой стадии. Значение толщины стенки t принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1$.

4.12 Определить предельный момент, воспринимаемый сечением балки (рисунок 4.1, в) в упругой стадии работы, выполненной из одной стали. Необходимые данные принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1$.

4.13 Сечение балки составлено из двутавра и уголков (рисунок 4.1, г). Балка воспринимает момент в вертикальной плоскости M_x и горизонтальной $M_y = 0,2M_x$. Вычислить момент M_x с учетом изгиба балки в двух плоскостях. Двутавр принять по таблице 5.3, уголок назначить по ширине полки $b \approx h/4$, ближайшей к стандартной. Расчетное сопротивление стали R_y принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1$.

4.14 Определить предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением балки (см. рисунок 4.1, в) в упруго пластической стадии работы. Сечение балки – из одной стали. Значения толщины стенки t и расчетного сопротивления R_y принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1$.

4.15 Вычислить изгибающий момент, воспринимаемый сечением балки, размеры которого и эпюра нормальных напряжений показаны на рисунке 4.2, б. Относительная деформация, соответствующая пределу текучести $\varepsilon = 0,2$ %.

Значение текущей относительной деформации ε принять по таблице 4.2, расчетное сопротивление стали R_y и толщину стенки t принять по таблице 4.1.

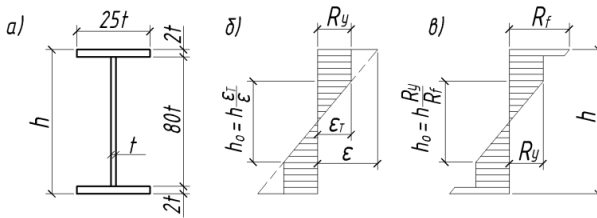


Рисунок 4.2 – К задачам 4.15–4.19

4.16 Для сечения балки (рисунок 4.2, а) вычислить значения изгибающих моментов, соответствующих относительным деформациям ε , %, равным 0,5; 1; 1,5; 3; 10; 15. Построить график «изгибающий момент – деформация» (« $M-\varepsilon$ »). Относительная деформация, соответствующая пределу текучести $\varepsilon_y = 0,15$ %. Значения расчетного сопротивления стали R_y и толщины стенки t принять по таблице 4.1.

4.17 Определить предельный изгибающий момент и предельную поперечную силу, воспринимаемую сечением бистальной балки (см. рисунок 4.2, а). Эпюра нормальных напряжений в середине балки показана на рисунке 4.2, в. Пояса по всей длине балки выполнены из стали с расчетным сопротивлением $R_y = 420$ МПа. Значения толщины стенки t и расчетного сопротивления R_y принять по таблице 4.1.

4.18 Сварная балка двутаврового сечения (см. рисунок 4.2, а) с шарнирным опиранием на опорах нагружена равномерно распределенной нагрузкой. Найти предельные нагрузки q – при упругой работе балки; q_ε – при относительной деформации крайних волокон; q_{cr} – при образовании шарнира пластичности в балке. Сравнить результаты трех расчетов. Общая устойчивость балки обеспечена. При расчетах: $\varepsilon_y = 0,3$ %, значения пролета l , толщины стенки t и расчетного сопротивления R_y принять по таблице 4.1.

4.19 Бистальная балка двутаврового сечения (см. рисунок 4.2, а, в) с шарнирным опиранием на концах нагружена равномерно распределенной нагрузкой. Найти предельные значения нагрузок: q – при упругой работе поясов балки; q_{cr} – при образовании полного шарнира пластичности. Общая устойчивость балки обеспечена. Расчетное сопротивление стали поясов $R_y = 380$ МПа. Значения l , t , R_y принять по таблице 4.1.

4.20 Шарнирно опертая балка, выполненная из разрезного по оси стенки двутавра (рисунок 4.3, а), обе половины которого соединены листовой вставкой. Найти высоту листовой вставки, при которой предельный момент балки в упругой стадии работы увеличивается в два раза по сравнению с балкой из того же двутавра без листовой вставки. Сравнить массы двух балок и их жесткости. В расчетах толщину вставки принять стандартной,

близкой к толщине стенки двутавра. Номер двутавровой балки принять по таблице 5.3. Значения R_y принять по таблице 4.1.

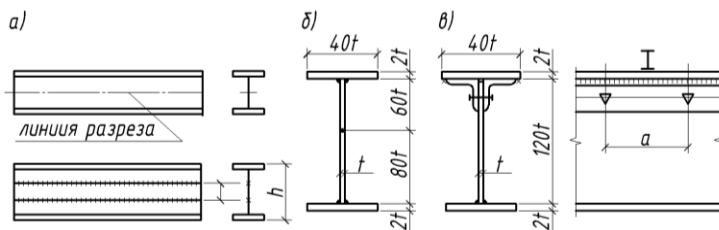


Рисунок 4.3 – К задачам 4.20–4.25

4.21 Однопролетная балка с шарнирным опиранием на концах выполняется из двутавра, разрезного по оси стенки (см. рисунок 4.3, а), обе половны которого соединены листовой вставкой. Найти высоту листовой вставки, при которой жесткость балки увеличится в 1,5 раза. Толщину вставки принять стандартной, близкой к толщине стенки двутавра. Номер двутавровой балки принять по таблице 5.3.

4.22 Определить катет поясных швов и проверить прочность горизонтального сварного стыка стенки (рисунок 4.3, б). Подобрать по таблице 55* СНиП [1] материалы для сварки. Балка выполнена из стали С375 – для четных вариантов, для нечетных – из стали С345, относится ко 2-й группе конструкций и эксплуатируется в климатическом районе П₄ ($-40 < t < -30$). Выбрать расчетные характеристики прочности сварного шва. Какие ограничения накладываются на толщину поясного шва? Расчетную поперечную силу Q толщину студнки t принять по таблицам 4.1 и 4.2. Местное давление $F = 150$ кН от двутавра № 24 передается на стенку непосредственно через пояс.

4.23 Рассчитать катет поясных швов балки и проверить прочность горизонтального стыка стенки (см. рисунок 4.3, б). Балка относится ко 2-й группе конструкций и эксплуатируется в климатическом районе I_2 ($-50 < t < -40$), выполнена из стали С355 – для четных вариантов и из стали С345 – для нечетных. Подобрать по СНиП [1] материалы для сварки и установить расчетные характеристики прочности сварных швов. Расчетная поперечная сила Q дана в таблице 4.2, толщина стенки t – в таблице 4.1. Местное давление

$F = 10$ кН от двутавра № 20 передается на стенку непосредственно через пояс, $\gamma_c = 1$.

4.24 Определить шаг поясных высокопрочных болтов и катет шва, соединяющего поясной лист с уголком (рисунок 4.3, в). Балка выполнена из стали С345 для четных вариантов и из стали С375 – для нечетных. Болты диаметром 24 мм – из стали 30ХЗМФ ($R_{bun} = 1350$ Н/мм). Способ обработки

поверхностей – газопламенный, контроль натяжения болтов – по моменту закручивания. Местное давление $F = 120$ кН для четных вариантов задач и $F = 180$ кН – для нечетных передается от двутавра № 24. Поясной уголок назначается стандартным из условия, что его полка примерно равна 1/10 высоты балки, а толщина равна толщине стенки t . Значения t и Q принять по таблицам 4.1 и 4.2, $\gamma_c = 1$.

4.25 Определить катет сварного шва нижнего пояса (см. рисунок 4.3, в). Назначить материалы для сварки по СНиП [1], если балка относится к третьей группе конструкций, эксплуатируется в П₃ климатическом районе. Сталь С255 – для нечетных вариантов и сталь С345 – для четных. Размеры уголка назначить по условию задачи 4.24. Значения t и Q принять по таблицам 4.1 и 4.2, $\gamma_c = 1$.

4.26 Балка выполнена из прокатных тавров с параллельными гранями полок, соединенных листовой вставкой (рисунок 4.4, а). Проверить прочность стыкового шва стенки и вычислить предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением балки, в упругой стадии. Значения R_y и t принять по таблице 4.1, Q принять по таблице 4.2. Профиль тавра принять: 20БТ1 – для вариантов 2–15, 30БТ1 – для вариантов 16–30, 20ТШ4 – для вариантов 31–45, 35ШТ3 – для вариантов 46–60 и 20КТ6 – для остальных вариантов.

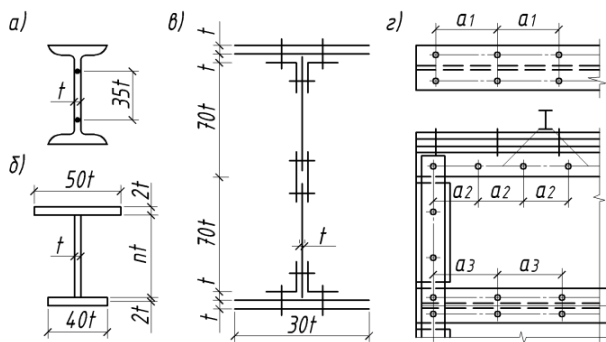


Рисунок 4.4 – К задачам 4.26–4.35

4.27 Определить катет верхнего поясного шва балки (рисунок 4.4, б), несущей равномерно распределенную нагрузку. Вычислить предельный изгибающий момент в упруго пластической стадии, воспринимаемый сечением балки. Значения R_y и t установить по таблице 4.1, Q – по таблице 4.2, $\gamma_c = 1$.

4.28 Определить катет нижнего поясного шва для балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой (см. рисунок 4.4, б), и предельную поперечную силу из условия прочности по касательным напряжениям,

приняв $R_s = 0,58R_y$. Значения R_y и t установить по таблице 4.1, Q – по таблице 4.2, $\gamma_c = 1,05$.

4.29 Для сечения балки (см. рисунок 4.4, б) установить, обеспечена ли устойчивость верхнего пояса? Если нет, как ее обеспечить. Вычислить гибкость и условную гибкость стенки балки. Значения t , R_y и n принять по таблице 4.1.

4.30 Вычислить момент, воспринимаемый сечением балки с соединением на болтах (см. рисунок 4.4, а). Размеры поясных уголков принять стандартными из условия, что высота его полки должна быть равна $14t$ (1/10 высоты балки), а толщина – толщине стенки балки t . Значения t , R_y принять по таблице 4.1, $\gamma_c = 1$. Отверстия под болты диаметром 20 мм.

4.31 В балке (рисунок 4.4, в), эксплуатируемой в климатическом районе Пз), поясные соединения выполнены на болтах диаметром 20 мм класса точности А. Выбрать класс прочности болтов (таблица 57* [1]) и определить шаг болтов d_1 , соединяющих поясные листы с уголками. Значение t принять по таблице 4.1, Q – по таблице 4.2. Временное сопротивление стали соединяемых элементов принять из таблицы 51* [1] по значению расчетного сопротивления R_y (см. таблицу 4.1). Размеры поясных уголков назначить по условию задачи 4.31.

4.32 Определить шаг поясных болтов a_2 диаметром 24 мм. Класс прочности болтов – 5.8, класс точности изготовления – В (см. рисунок 4.4, в). Расчетное значение поперечной силы $Q = ql$. Значения q , l и t принять по таблице 4.1. Местное давление $F = 0,2ql$ передается от двутавра № 30 на балку. Временное сопротивление материала балки установить по таблице 51* [1] по величине R_y (таблица 4.1). Размеры поясных уголков назначить по условию задачи 4.30.

4.33 Горизонтальный стык стенки балки (см. рисунок 4.4, в) выполнен на болтах диаметром 20 мм, класс прочности 6.6. Класс точности изготовления – В. Определить шаг болтов a_3 при $Q = ql$. Значения q , l и t принять по таблице 4.1. Временное сопротивление материала балки установить по таблице 51* [1] по величине R_y (см. таблицу 4.1). Размеры поясных уголков назначить по условию задачи 4.30.

4.34 Поясное соединение балки выполнено на высокопрочных болтах из стали 40Х «селект» диаметром 20 мм (рисунок 4.4, з). Определить шаг поясных болтов при $Q = ql$ (значения q , l и t принять по таблице 4.1) и изгибающий момент, воспринимаемый сечением балки. Местное давление $F = 0,3ql$ передается от двутавра № 33 на балку. Поверхности трения обработаны дробью. Разность диаметров болтов и отверстий 5–6 мм. Размеры поясных уголков назначить по условию задачи 4.30.

4.35 Проверить прочность поясного соединения балки, выполненного на болтах диаметром 20 мм класса прочности 8.8 с шагом $a_2 = 80$ мм (см. рисунок 4.4, а). Класс точности изготовления болтов – А. Размеры поясных уголков назначить по условию задачи 4.30. Поперечная сила $Q = ql$, местное

давление $F = 0,25ql$ передается от двутавра № 33 на балку. Значения q, l, t и R_y принять по таблице 4.1. Временное сопротивление R_{tm} установить по таблице 51* [1] по значению расчетного сопротивления R_y .

4.36 Поясное соединение в балке выполнено на болтах с чередующимся шагом ($2 \times 60 + 120$ мм) диаметром 20 мм, класса прочности 6.6, класс точности болтового соединения – А (рисунок 4.5, а). Проверить прочность поясного соединения. Размеры поясного уголка назначить по условию задачи 4.30. Поперечная сила $Q = 0,8ql$. Значения q, l, t и R_y принять по таблице 4.1. Временное сопротивление R_{tm} установить по таблице 51* [1] по значению расчетного сопротивления R_y .

4.37 Поясные уголки к двутавровой балке приварены прерывистым швом длиной $l_w = 0,5h$ (рисунок 4.5, б). Проверить прочность сварного стыкового соединения. Вычислить изгибающий момент, воспринимаемый балкой в упругой стадии работы. Номер двутавра принять по таблице 5.3. Размеры полки уголка назначить $(1/4 \dots 1/5)h$ и принять уголок, ближайший к стандартным. Расчетное сопротивление стыкового шва сдвигу принять $R_{ws} = R_s = 0,58R_y$. Значения q, l и R_y принять по таблице 4.1.

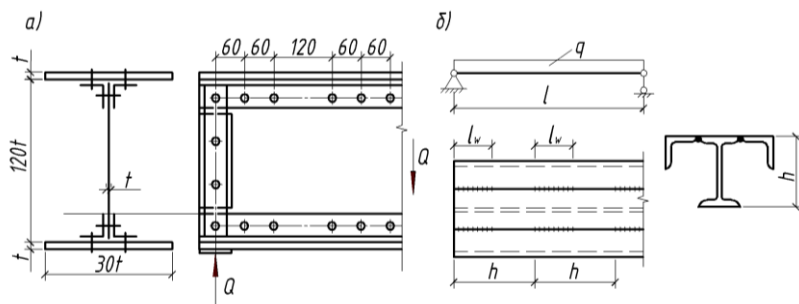


Рисунок 4.5 – К задачам 4.36–4.38

4.38 Шарнирно опертая балка выполнена из двутавра с усиленным уголками верхним поясом (см. рисунок 4.5, б). Подобрать двутавр без учета работы уголков для балки пролетом l и нагрузкой q (см. таблицу 4.1). Вычислить длину шва l_w , назначив размеры уголка по условию задачи 4.37. Вычислить изгибающий момент, воспринимаемый сечением балки. В расчетах принять $R_{ws} = 0,58R_y$ (R_y принять по таблице 4.1).

4.39 Сварная балка выполнена из стали С345 – для нечетных вариантов и из стали С375 – для четных. Рассчитать стык поясов балки на болтах класса точности А и проверить прочность стыка стенки балки (рисунок 4.6, а, б). Болты – диаметром 18 мм, класса прочности 5.5. Если прочность стыка стенки недостаточна (избыточна), изменить шаг болтов. Вычертить стык балки в масштабе. Значения M, Q и n принять по таблице 4.2. Толщина накладок стенки балки равна t , поясов – $2t$ (см. таблицу 4.1).

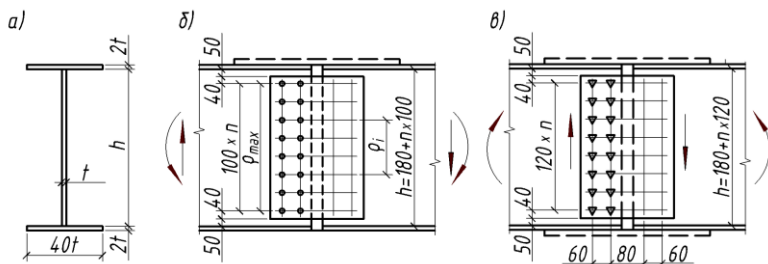


Рисунок 4.6 – К задачам 4.39–4.41

4.40 Балка выполнена из стали С345 – для нечетных вариантов и из стали С385 – для четных. Рассчитать стык поясов балки на высокопрочных болтах и проверить прочность стыка стенки балки (см. рисунок 4.6, а, б). Вычертить стык балки в масштабе. Болты – диаметром 20 мм из стали 40Х «селект». Поверхности соединения обработаны газоплазменным способом без консервации, $\gamma_n = 1,12$, $\mu = 0,42$. Толщина накладок стенки балки равна t , поясов – $2t$. Исходные данные принять по таблицам 4.1 и 4.2.

4.41 Проверить прочность стыка балки (рисунок 4.7, а), выполненного ручной сваркой с разделкой кромок в толстых листах. Указать порядок наложения сварных швов в стыке балки. Подобрать марки электродов для ручной сварки, если нагрузка статическая, а температура эксплуатации – 35°C . Какие виды контроля качества сварки при этом применяются? Размеры сечения принять по рисунку 4.6, а исходные данные – по таблицам 4.1 и 4.2. Сталь С345 – для нечетных вариантов и С385 – для четных.

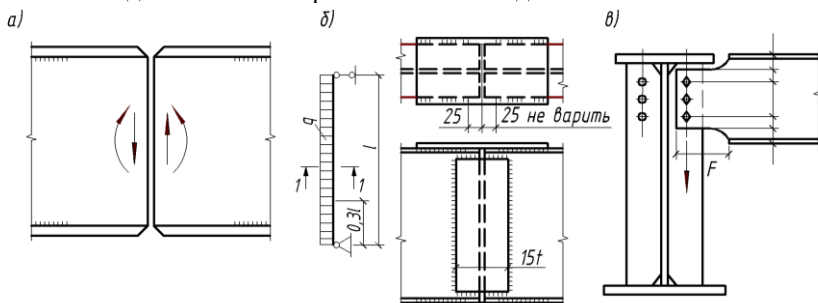


Рисунок 4.7 – К задачам 4.41–4.44

4.42 Подобрать двутавр по условию прочности в упругой стадии и в сечении 1-1 (рисунок 4.7, б) прокатной балки из стали С345, запроектировать сварной стык с накладками. Толщину накладки стенки t принять ближайшей к толщине стенки двутавра, толщину накладки пояса – $2t$. Значения q , l , t принять по таблице 4.1.

4.43 Прокатная балка соединяется с главной (рисунок 4.7, в) на болтах класса 6.6, диаметром 18 мм. Подобрать двутавр по значениям q и l по таблице 2.2 [4] и определить число болтов соединения по величине опорного давления балки. Вычертить соединение в масштабе, указав необходимые размеры на обработку опорного конца балки. Толщину ребра t принять по таблице 4.1. Материал конструкций – сталь С285 – для четных вариантов и С255 – для нечетных. Определить опорный момент в узле, воспринимаемый болтами.

4.44 По значениям q , l , t и R_y по таблице 2.2 [4] подобрать двутавр. По величине опорного давления определить число высокопрочных болтов в узле сопряжения балок (см. рисунок 4.7, в). Болты диаметром 18 мм – из стали 40Х «селект», поверхности обработаны стальными щетками. Вычертить соединение в масштабе, указав размеры на обработку опорного конца балки.

4.45 На рисунке 4.8, а изображено сопряжение балок в пониженном уровне. Подобрать сечение второстепенной балки по данным таблицы 2.2 [4] и проверить прочность балки на опоре по нормальным и касательным напряжениям с учетом ослабления сечения.

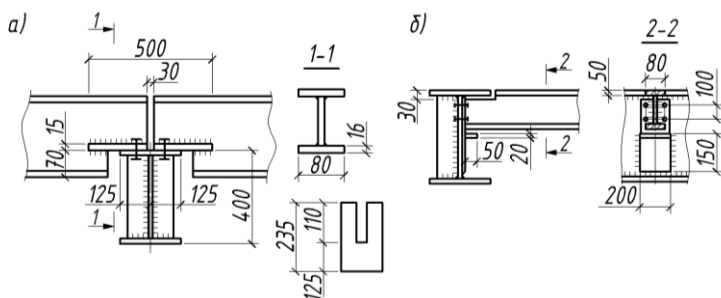


Рисунок 4.8 – К задачам 4.45, 4.46

4.46 Второстепенная балка из двутавра передает давление на главную балку через опорный столик (рисунок 4.8, б). Рассчитать катет шва, прикрепляющего опорный столик к главной балке. Длины сварных швов уголка приведены на рисунке. Опорное давление $F = ql/2$. Значения q , l принять по таблице 2.2 [4]. Сварка – ручная. Расчет вести по сечению металла шва ($R_{wf} = 210$ МПа).

5 ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

По степени распространенности колонны являются второй после балок несущей конструкцией. Колонны состоят из стержня, оголовка, и базы. Основной элемент колонны – *стержень*, сечение которого может быть сплошным (из прокатных профилей или листов, соединенных сваркой) и сквозным (из прокатных профилей, соединенных планками или раскосной решеткой). Предельным состоянием колонн является потеря их устойчивости. Устойчивость колонн обеспечивается как в упругой, так и в упругопластической стадии при выполнении условия

$$\frac{N}{\varphi_{\min} AR_y \gamma_c} \leq 1, \quad (5.1)$$

где φ_{\min} – минимальный коэффициент продольного изгиба, принимаемый по наибольшей гибкости стержня

$$\lambda_{\max} = \frac{l_{ef}}{i_{\min}} = \frac{\mu l}{i_{\min}};$$

l_{ef} – расчетная длина стержня колонны;

$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$ – меньший радиус инерции из двух относительно центральных

$$\text{осей } i_{\tilde{\delta}} = \sqrt{\frac{I_{\tilde{\delta}}}{A}} \text{ и } i_{\delta} = \sqrt{\frac{I_{\delta}}{A}};$$

μ – коэффициент, зависящий от схемы закрепления концов (таблица 71, a [1]).

Используя фундаментальное условие (5.1), можно (задавшись типом сечения и приняв $\varphi = 0,6 \dots 0,8$) найти требуемую площадь сечения колонны (первый тип задач)

$$A_{req} = \frac{N}{0,7 R_y \gamma_c}. \quad (5.2)$$

Установив состав и площадь сечения стержня, проверяют устойчивость колонны по формуле (5.1) по фактической наибольшей гибкости колонны.

Несущую способность колонны (второй тип задач) устанавливают так же, исходя из условия (5.1):

$$N = \varphi_{\min} AR_y \gamma_c. \quad (5.3)$$

При этом используют заданные фактические значения R_y , A , коэффициент φ_{\min} определяют по большей гибкости λ_x или λ_y с учетом действительного значения коэффициента μ .

Проведем кратко методику расчета основных типов колонн.

5.1 Проектирование сплошных стержней колонн

Проектирование колонн выполняется в следующей последовательности:

- 1 Устанавливают расчетную схему колонны.
- 2 Определяют нагрузки на колонну, выбирают тип сечения, подбирают сталь.
- 3 Находят геометрическую длину колонны l_c и расчетную длину $l_{ef} = \mu l_c$ (рисунок 5.1, а, б), где

$$l_c = l_1 + l_2 - h_{\text{под}}. \quad (5.4)$$

Заглубление базы колонны $l_2 = 0,15$ м. Коэффициент приведения длины зависит от схемы закрепления концов колонны, которая принята в проекте (таблица 71, а [1]).

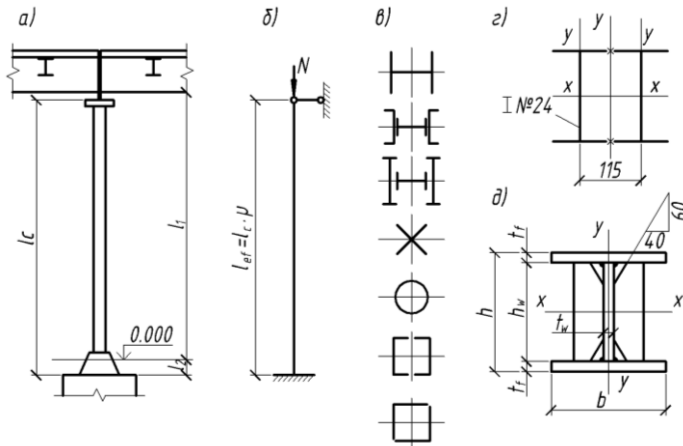


Рисунок 5.1 – Расчет центрально сжатых колонн

Далее в зависимости от типа сечения производят расчет стержня колонны.

5.1.1 Стержни колонн из прокатных профилей

Сечения колонн из прокатных профилей могут быть открытыми и закрытыми (рисунок 5.1, в), выполненными из проката или сварными из трех листов. Устанавливают расчетную схему колонны и определяют требуемую площадь поперечного сечения по формуле (5.2) с последующей проверкой устойчивости колонны по большей гибкости по формуле (5.1). При компоновке сечений открытых профилей необходимо обеспечивать местную устойчивость сжатых поясных листов (таблица 29* [1]). В трубчатых колоннах при условной гибкости стержня $\bar{\lambda} > 0,6$ необходимо, чтобы

выполнялось соотношение $\frac{r}{t} \leq 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ (r – радиус трубы, t – толщина стенки трубы).

Поясные соединения рассчитывают на фиктивную поперечную силу, определяемую по формуле (2.3) [1]:

$$Q_{fic} = 7,5 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}. \quad (5.5)$$

Пример 5.1. Подобрать сечение центрально сжатой колонны из двух двутавров, соединенных сваркой. Расчетная схема колонны и сечение приведены на рисунке 5.1, б, з. Колонна нагружена силой $N = 1200$ кН, имеет длину $l = 6,4$ м. Сталь с расчетным сопротивлением $R_{y\gamma_c} = 240$ МПа, $R_s = 0,58R_{y\gamma_c} = 140$ МПа.

Решение. Расчетная длина колонны $l_{ef} = 0,7 \cdot 640 = 448$ см. Приняв $\varphi = 0,7$, по формуле (5.2) требуемая площадь $A_{req} = \frac{1200 \cdot 10}{0,7 \cdot 240} = 72$ см². По сортаменту

ГОСТ 8239–89 приняты два двутавра № 24: $A = 2 \cdot 34,8 = 69,6$ см, $i_x = 9,97$ см, $I_y = 198$ см⁴, $b = 11,5$ см. Характеристики сечения относительно оси у–у:

$$I_y = 2 \cdot 198 + \frac{2 \cdot 34,8 \cdot 11,5^2}{4} = 2700 \text{ см}^4, \quad i_y = \sqrt{\frac{2700}{69,6}} = 6,2 \text{ см}.$$

Максимальная гибкость $\lambda = 448/6,2 = 72$, $\varphi = 0,75$ (приложение Б [4]).

Устойчивость обеспечена, так как $\frac{1200 \cdot 10}{0,75 \cdot 69,6 \cdot 240} = 0,96 < 1$.

Расчет сварных швов, соединяющих два профиля, ведем на фиктивную поперечную силу по формуле (5.5). Расчетom установим необходимую толщину стыкового шва (глубину проплавления) из условия прочности шва на сдвиг по формуле (3.3).

Вычисляем характеристики сечения (см. рисунок 5.1, з):

$$I_y = 2 \cdot 198 + 2 \cdot 34,8 \left(\frac{11,5}{2} \right)^2 = 2700 \text{ см}^4, \quad S_y = 34,8 \cdot 5,75 = 200 \text{ см}^3.$$

Поперечная сила при $\varphi = 0,75$ и $c = 1,05$:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{240} \right) \frac{1200}{100 \cdot 0,75} = 17 \text{ кН}.$$

Толщина стыкового шва из формулы (3.3): $t_w = \frac{QS_y}{I_y R_{wy} \gamma_c} = \frac{17 \cdot 200 \cdot 10}{270 \cdot 140} = 0,09$ см.

Принято $t_w = 3$ мм.

5.1.2 Сварные сплошные колонны из трех листов

Сварные сплошные колонны из трех листов применяют в том случае, если мощность прокатных колонн недостаточна. Эта колонна получается равноустойчивой при $b = 2h$ (рисунок 5.1, д). Однако такое сечение нетехнологично, поэтому принимают $b = h$. При компоновке сечения задают

$\lambda = 50 \dots 80$ и вычисляют $i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_y}$. По радиусу инерции $i_y = 0,24b$

устанавливают ширину колонны $b = \frac{l_y}{0,24}$. Установив по λ_y значение φ , по

формуле (5.2) определяют требуемую площадь сечения A_{req} , которую между стенкой и поясами распределяют в соотношении $A_w = 0,2A_{req}$ и $A_f = 0,8A_{req}$.

При известной ширине пояса его толщина (см. рисунок 5.1, д) $t_f = \frac{A_f}{2b}$, а

толщина стенки $t_w = \frac{A_w}{h_w}$, где высота стенки $h_w = b - 2t_f$.

Размеры сечения увязывают со стандартными. Для обеспечения местной устойчивости пояса при $0,8 < \bar{\lambda} < 4$ необходимо условие

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 2(0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (5.6)$$

где $b_{ef} = \frac{b - t_w}{2}$; $\bar{\lambda} = \frac{l}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Если $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$, принимают $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$. Местная устойчивость стенки обеспечивается, если гибкость стенки меньше предельной:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (5.7)$$

где $\bar{\lambda}_{uw} = (1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2)$ при $\bar{\lambda} < 2$;

$\bar{\lambda}_{uw} = (1,2 + 0,35\bar{\lambda}^2)$, при $\bar{\lambda} > 2$, но не более 2,3.

Если условие (5.7) не выполняется, устойчивость стенки можно обеспечить ее утолщением или постановкой парного продольного ребра, расположенного посередине. В этом случае $\bar{\lambda}_{uw}$ умножается на коэффициент β , определяемый согласно п. 7.19* [1]. Продольные ребра следует включать в состав сечения

сжатого элемента. Стенки сплошных колонн при их гибкости $\frac{h_w}{t_w} \geq 2,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$

следует укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5 \dots 3)h_w$ друг от друга. Размеры ребер назначают как для балок.

Пример 5.2. По данным примера 5.1 при $N = 2200$ кН подобрать сечение колонны из трех листов и рассчитать поясные швы (см. рисунок 5.1, б, д).

Решение. Приняв предварительно $\lambda = 50$, находим $i_y = \frac{448}{50} = 9$ см. Ширина

колонны $b = \frac{9}{0,24} = 37,5$ см. Принято $b = h = 36$ см. При $\lambda_y = 50$, $\varphi_y = 0,85$

требуемая площадь колонны $A_{req} = \frac{2200 \cdot 10}{0,85 \cdot 240} = 108$ см. Распределяем

площадь $A_w = 0,2 \cdot 108 = 21,6$ см; $A_f = 108 - 21,6 = 86,4$ см.

Толщина пояса и стенки $t_f = \frac{86,4}{2 \cdot 36} = 1,2$ см, $t_w = \frac{21,6}{34} = 0,63$ см. Принято

(см. рисунок 5.1, д) $b \times t_f = 12 \times 360$ мм, $h_w \times t_w = 340 \times 6$ мм. Далее, не проверяя общей устойчивости колонны, проверим местную устойчивость поясов и стенки.

Условная гибкость стержня $\bar{\lambda} = \lambda_{\phi} / \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 50 / \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 1,7$.

Местная устойчивость пояса по формуле (5.6)

$$\frac{b}{t_f} = \frac{36}{1,2} = 30 < 2(0,36 + 0,1 \cdot 1,7) \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 31,1 - \text{обеспечена.}$$

Местную устойчивость стенки проверяем по формуле (5.7). Поскольку

$$\bar{\lambda} = 1,7 < 2, \text{ то } \bar{\lambda}_{uw} = (1,3 + 0,15 \cdot 1,7^2) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 51.$$

Устойчивость стенки не обеспечена, поскольку $\frac{h_w}{t_w} = \frac{340}{6} = 57 > \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 51$.

Для обеспечения устойчивости стенки достаточно увеличить ее толщину

всего на 1 мм, т. е. $h_w \times t_w = 340 \times 7$ мм. При этом $\frac{h_w}{t_w} = \frac{340}{7} = 49 < \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 51$.

Если устойчивость стенки обеспечивать продольным ребром, то момент инерции ребра должен быть $I_s \geq 6h_w t^3 = 6 \cdot 34 \cdot 0,6^3 = 44$ см⁴. Это соответствует полосе стали размерами 110×8 мм. В первом случае сечение

колонны увеличивается на $340 \times 1 = 340 \text{ мм}^2$, во втором случае – на $110 \times 8 = 880 \text{ мм}^2$. Здесь же следует учесть расходы на сварку.

Проверим общую устойчивость колонны, для чего находим: $A = 106,8 \text{ см}^2$;

$$I_x = \frac{0,7 \cdot 34^3}{12} + 2 \cdot 36 \cdot 1,2 \cdot 17,6^2 = 29056 \text{ см}^4; i_x = \sqrt{\frac{29056}{106,8}} = 16,5 \text{ см};$$

$$I_y = \frac{2 \cdot 36^2 \cdot 1,2}{12} = 9331 \text{ см}^4; i_y = \sqrt{\frac{9331}{106,8}} = 9,2 \text{ см}; \lambda_{\max} = \lambda_y = \frac{448}{9,2} = 49; \varphi = 0,85.$$

$$\begin{aligned} & \text{Устойчивость обеспечена с минимальным запасом } \frac{N}{\varphi_{\min} A R_y \gamma_c} = \\ & = \frac{2200 \cdot 10}{0,85 \cdot 106,8 \cdot 240} = 0,98 < 1. \end{aligned}$$

Для расчета поясных швов находим: $S_f = 1,2 \cdot 36 \cdot 17,6 = 760 \text{ см}^3$;

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{240} \right) \frac{2200}{0,85} = 27 \text{ кН}.$$

$$\begin{aligned} & \text{По формуле (3.3) катет шва при } \beta_f = 0,9 \text{ и } R_{wf} = 180 \text{ МПа: } k_f = \frac{QS_f}{I_x 2\beta_f R_{wf}} = \\ & = \frac{27 \cdot 760 \cdot 10}{29056 \cdot 2 \cdot 0,9 \cdot 180} = 0,02 \text{ см}. \end{aligned}$$

Принято $k_f = 5 \text{ мм}$ (таблица 38* [1]).

5.2 Проектирование стержней сквозных колонн

Стержни колонн состоят из ветвей, соединенных планками или решеткой из уголков (рисунки 5.2, 5.3). Определенное по расчету расстояние между ветвями делает колонну равноустойчивой, что обеспечивает наиболее рациональное использование материала колонны.

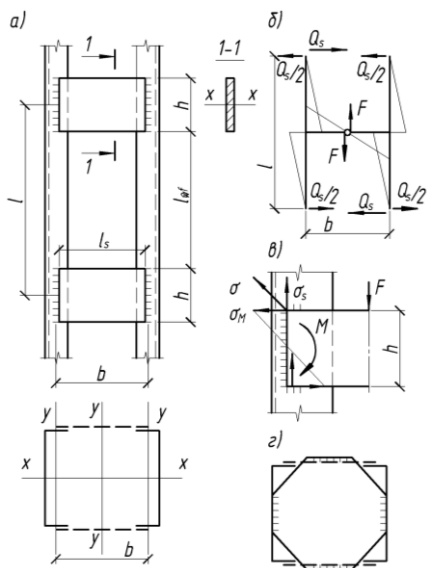


Рисунок 5.2 – Сквозная колонна на планках

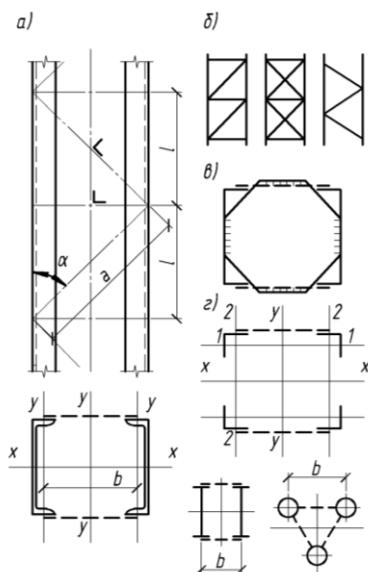


Рисунок 5.3 – Сквозная колонна с раскосной решеткой

В сечениях сквозных колонн различают материальную ось $x-x$ и свободную $y-y$ (см. рисунки 5.2, 5.3). Относительно материальной оси колонна работает как сплошная, а относительно свободной – как составная и учитывает гибкость стержня колонны и ветвей.

Расчет колонны начинают относительно материальной оси. Как и для сплошной колонны, задаются φ и по расчетной силе находят требуемую площадь по формуле (5.2), затем подбирают подходящий профиль швеллера или двутавра, удвоенная площадь которого равна требуемой. Подбранное сечение проверяют на устойчивость по формуле (5.1). Коэффициент φ определяют по таблице приложения Б [4] в зависимости от гибкости

$$\lambda_{\bar{\sigma}} = \frac{l_{ef}}{i_x}, \quad (5.8)$$

где l_{ef} – приведенная гибкость;

i_x – радиус инерции сечения относительно материальной оси.

Дальнейший расчет сводится к определению расстояния между ветвями, которое должно быть таким, чтобы обеспечить равноустойчивость колонны:

$$\lambda_{\bar{\sigma}} = l_{ef}. \quad (5.9)$$

5.2.1 Проектирование сквозной колонны на планках

Для сквозной колонны на планках приведенную гибкость вычисляют в зависимости от соотношения погонных жесткостей (ветви и планки):

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_{y1} \left(1 + \frac{1}{k}\right)} \text{ при } k < 5;$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{y1}^2} \text{ при } k \geq 5,$$
(5.10)

где λ_y – гибкость стержня относительно оси y – y ;

$$\lambda_{y1} \text{ – гибкость ветви, } \lambda_{y1} = \frac{l_{ef}}{i_{y1}};$$

i_{y1} – радиус инерции ветви;

k – коэффициент, учитывающий соотношение жесткостей ветви и планки, $k = \frac{I_s l}{I_{y1} b}$;

I_s – момент инерции сечения одной планки относительно собственной оси x – x (см. рисунок 5.2, а);

I_{y1} – момент инерции сечения ветви;

l, b – расстояние между центрами планок и ветвей.

Приравнивая (5.9) и (5.10), находят: $\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 + 0,82\lambda_{y1}^2 \left(1 + \frac{1}{k}\right)}$, а затем –

радиус инерции $i_y = \frac{l_{ef}}{\lambda_y}$. С другой стороны, радиус инерции по сечению

(см. рисунок 5.2, а) $i_y = \sqrt{\frac{2I_{y1} + 2A \frac{b^2}{4}}{2A}} = \sqrt{i_{y1}^2 + \frac{b^2}{4}}$, откуда расстояние между

ветвями, при котором обеспечивается равноустойчивость,

$$b = 2\sqrt{i_y^2 - i_{y1}^2}. \quad (5.11)$$

В целях удобства окраски колонны расстояние в свету между ветвями принимают не менее 100–150 мм.

При вычислении λ_y задаются некоторыми параметрами: гибкость ветви $0,5\lambda_x \geq \lambda_{y1} \leq 40$, высота планки $h = (0,5 \dots 0,75)b$ и $h = (1,0 \dots 1,15)i_x$, толщина – $t_s = 6 \dots 12$ мм, при этом отношение длины планки к толщине $l_s / t_s \leq 50$; ; ширина колонны $b = 2i$.

Расстояние между планками должно быть одинаковым и не более (см. рисунок 5.2, а) $l_{ef} \leq \lambda_{y1} i_{y1}$.

После вычисления расстояния между ветвями уточняют разбивку планок и их размеры и вычисляют приведенную гибкость, которая должна быть не более λ_x .

5.2.2 Расчет соединительных планок

Как показывают эксперименты, при продольном изгибе колонны точки перегиба находятся посередине ветвей и планок, что позволяет включить шарниры в эти точки (см. рисунок 5.2, б) и значительно упростить расчет.

Планки рассчитывают по формуле (5.5) на условную (фиктивную) поперечную силу Q_{fic} , которая вызывает срез и изгиб планки. Рассматривая равновесие узла (см. рисунок 5.2, б) имеем: срезающая сила $F = \frac{Q_s l}{b}$;

$$\text{изгибающий момент } \dot{I} = \frac{Fb}{2} = \frac{Q_s l}{2}.$$

При наличии только соединительных планок условную поперечную силу распределяют поровну между планками, в плоскости которых проверяется устойчивость колонны, поэтому $Q_s = \frac{Q_{fic} l}{2}$. Для равносторонних трехгранных стержней $Q_s = 0,8 Q_{fic}$ (п. 5.8* [1]).

Сварные швы, прикрепляющие планку к ветвям, рассчитывают на усилия F и M . Если $R_{wf} \beta_f < R_{wz} \beta_z$, расчет шва ведут по металлу шва (иначе – по металлу границы сплавления). Условие прочности швов проверяют по формуле

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{F}{A_w}\right)^2 + \left(\frac{M}{W_w}\right)^2} \leq R_{wf} \gamma_c, \quad (5.12)$$

$$\text{где } A_w = k_f \beta_f h; \quad W_w = \frac{k_f \beta_f h^2}{6}.$$

Приняв $k_f = 6 \dots 10$ мм, можно по формуле (5.12) определить прочность шва или катет шва.

Для обеспечения неизменяемости формы поперечного сечения и повышения изгибно-крутильной формы потери устойчивости ветви соединяют диафрагмой (см. рисунок 5.1, з) – листом толщиной 6–8 мм через 4–5 м по длине колонны и не менее двух на отправочную марку.

Пример 5.3 Подобрать поперечное сечение сквозной колонны из швеллеров на планках, жестко заземленной внизу и шарнирно вверху. Исходные данные: $N = 2000$ кН, $l = 12$ м, $R_y = 220$ МПа, $\gamma_c = 1,1$.

Решение. Расчет относительно материальной оси. При $\varphi = 0,8$, по формуле (5.2) находим площадь: $A_{req} = \frac{2000 \cdot 10}{0,8 \cdot 220 \cdot 1,1} = 103,3 \text{ см}^2$. По

сортаменту ГОСТ 8240–89 принимаем два швеллера № 36, для которых $A = 106,8 \text{ см}^2$, $i_x = 14,2 \text{ см}$, $i_y = 3,1 \text{ см}$, координата центра тяжести $z_0 = 2,68 \text{ см}$, $I_{y1} = 513 \text{ см}^4$.

Вычисляем: $l_{ef} = 0,7 \cdot 1200 = 840 \text{ см}$; $\lambda_x = 840/14,2 = 59$, $\varphi = 0,816$ (см. приложение Б [4]). Устойчивость обеспечена, так как $\frac{2000 \cdot 10}{0,816 \cdot 106,8 \cdot 242} = 0,95 < 1$.

Расчет относительно свободной оси. Задаемся предварительно параметрами (см. рисунок 5.2): гибкость ветви $\lambda_{y1} = 0,5\lambda_x = 30 < 40$; высота планки $h = (1 \dots 1,5)i_x = 20 \text{ см}$, ее толщина $t_s = 0,8 \text{ см}$; момент инерции планки $I_s = \frac{20 \cdot 0,8^3}{12} = 533 \text{ см}^4$, ширина колонны в осях $b = 2i_x = 2 \cdot 14,2 \approx 30 \text{ см}$; расстояние между планками $l_{ef} = \lambda_{y1}i_{y1} = 30 \cdot 3,1 = 93$. Принято $l_{ef} = 90 \text{ см}$; $l = 90 + 20 = 110 \text{ см}$.

Вычисляем соотношение жесткостей: $k = \frac{533 \cdot 110}{513 \cdot 30} = 3,8 < 5$, гибкость

находим по формуле (5.10): $\lambda_y = \sqrt{59^2 - 0,82 \cdot 30^2 \left(1 + \frac{1}{3,8}\right)} = 51$. Радиус

инерции $i_y = \frac{840}{51} = 16,5 \text{ см}$; по формуле (5.11) $b = 2\sqrt{16,5^2 - 3,1^2} = 33,4 \text{ см}$, принято $b = 330 \text{ мм}$.

Проверяем устойчивость колонны относительно свободной оси. Расстояние между планками $l = 109 \text{ см}$, что дает целое число промежутков: $12000/109 = 11$.

Вычисляем: $l_{ef} = 109 - 20 = 89 \text{ см}$; $\lambda_{y1} = \frac{89}{3,1} = 29$; $k = \frac{533 \cdot 109}{513 \cdot 33} = 3,43$;

$I_y = 2(513 + 53,4(33/2)^2) = 30102 \text{ см}^4$; $i_y = \sqrt{\frac{30102}{106,8}} = 16,8 \text{ см}$; $l_o = \frac{840}{16,8} = 50$.

Приведенная гибкость $\lambda_{ef} = \sqrt{50^2 + 0,82 \cdot 29^2 \left(1 + \frac{1}{3,4}\right)} = 58 < 59$; $\varphi_y = 0,83$.

Устойчивость обеспечена: $\frac{2000 \cdot 10}{0,83 \cdot 106,8 \cdot 242} = 0,93 < 1$.

Расчет планок. Условная поперечная сила по формуле (5.5):

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{220} \right) \frac{2000}{0,83} = 24 \text{ кН.}$$

Усилия на планку при

$$Q_s = \frac{24}{2} = 12 \text{ кН; } F = \frac{12 \cdot 109}{33} = 40 \text{ кН; } M = \frac{12 \cdot 109}{2} = 654 \text{ кН·см.}$$

Для полуавтоматической сварки (таблица 34* [1]) $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1$; $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$, $R_{wz} = 0,45 \cdot 370 = 166 \text{ МПа}$. Так как $R_{wf}\beta_f < R_{wz}\beta_z$ ($0,7 \cdot 180 = 126 \text{ МПа} < 166 \cdot 1 \text{ МПа}$), то расчет ведем по металлу шва. Задаем $k_f = 8 \text{ мм}$ и

$$\text{вычисляем: } A_w = 20 \cdot 0,8 \cdot 0,7 = 11,2 \text{ см}^2, \quad W_w = \frac{0,8 \cdot 0,7 \cdot 20^2}{6} = 37,3 \text{ см}^3.$$

Проверяем прочность швов:

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{40 \cdot 10}{11,2} \right)^2 + \left(\frac{654 \cdot 10}{37,3} \right)^2} = 179 \text{ МПа} < R_{wf} \gamma_c = 180 \text{ МПа} - \text{прочность}$$

обеспечена.

5.2.3 Расчет сквозных колонн с раскосной решеткой

Расчеты сквозных колонн с раскосной решеткой (см. рисунок 5.3) и колонн на планках аналогичны. Сначала, рассматривая работу колонн относительно материальной оси, находят требуемую площадь A_{req} по формуле (5.2), после чего проверяют устойчивость колонны по формуле (5.1).

Относительно свободной оси приведенная гибкость зависит от схемы сечения колонны (см. таблицу 7 [1]).

Для двухветвевых колонн

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_d}},$$

$$\text{где } \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}; \quad \alpha = \frac{10a^3}{b^2l};$$

a, b, l – параметры решетки (см. рисунок 5.3, a);

A, A_d – площадь сечения двух ветвей и двух раскосов.

Используя условие равноустойчивости (5.9), находят гибкость относительно свободной оси

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha \frac{A}{A_d}} \quad (5.13)$$

и ширину колонны b по формуле (5.11).

Раскосы рассчитывают на устойчивость на условную поперечную силу

$$Q_s = \frac{Q_{fic}}{2}; \quad \sigma_\alpha = \frac{Q_s}{\sin \alpha A_d} \leq \varphi R_y \gamma_c.$$

В колоннах с крестовой решеткой дополнительно учитывают напряжения в

раскосах от обжатия поясов продольным усилием $\sigma_d = \frac{Q_s}{\sin \alpha A_d} + \frac{\alpha N}{A} \leq \varphi R_y \gamma_c$;

$\alpha = a l^2 (a^2 + 2b^3)$, (a , b , l – по схеме на рисунке 5.3, a), где A_d – сечение раскоса; N , A – усилие в одной ветви и площадь сечения одной ветви; φ – коэффициент, определяемый для одиночного уголка по гибкости $\lambda = a/i_{\min}$; γ_c – коэффициент условия работы, равный 0,75 (таблица 6* [1]).

Пример 5.4. Определить несущую способность колонны, выполненной из двух двутавров № 27 ($A = 2 \cdot 40,2 = 80,4$ см²; $i_x = 11,2$ см), соединенных раскосной решеткой из уголков 50×5 ($A_d = 4,8$ см²; $i_{\min} = 0,98$ см) с расстоянием между ветвями $b = 250$ мм. Параметры решетки (см. рисунок 5.3, a): $l = 400$ мм, $d = 470$ мм, $\sin \alpha = 40/47 = 0,84$, $R_{wf} = 180$ МПа. Колонна имеет длину 8,8 м, выполнена из стали с $R_y \gamma_c = 240$ МПа. Оба конца колонны закреплены жестко в обеих плоскостях ($\mu = 0,5$).

Решение. Все параметры колонны известны, необходимо найти предельную силу, которую колонна может нести (второй тип задач). Используется формула (5.3), но предварительно определяем гибкость колонны относительно свободной оси по формуле (5.13) при значениях:

$$\lambda_{\delta} = \frac{880 \cdot 0,5}{11,2} = 39 \quad \text{и} \quad \alpha = \frac{10 \cdot 47^3}{25^2 \cdot 40} = 41,5; \quad \lambda_y = \sqrt{39^2 - \frac{41,5 \cdot 80,4}{2 \cdot 4,8}} = 34;$$

$$\varphi = \varphi_{\min} = 0,9.$$

Несущая способность колонны $N = 80,4 \cdot 0,9 \cdot 240/10 = 1737$ кН. Определяем

поперечную силу (см. пример 5.2) $Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{240} \right) \cdot \frac{1737}{0,9} =$

$$= 20 \text{ кН}; \quad Q_s = 10 \text{ кН. Гибкость раскоса } \lambda = 47/0,98 = 49, \quad \varphi = 0,85.$$

$$\text{Напряжение в раскосе } \frac{10 \cdot 10}{0,84 \cdot 4,8 \cdot 0,86 \cdot 0,75 \cdot 240} = 0,16 < 1 \text{ МПа.}$$

5.3 Расчет деталей центрально сжатых колонн

Размеры плиты оголовка назначаются конструктивно, со свесами 15–20 мм для наложения сварных швов. Толщина плиты принимается не менее 20 мм. Поверхность плиты и торцы фрезеруются. Сопряжение базы со стержнем

сварных колонн может быть осуществлено также при фрезерованном торце стержня конструктивными сварными швами (рисунок 5.4). В этом случае опорная плита принимается квадратной со стороны

$$\hat{A} = \sqrt{\frac{N}{f_{cud}}}, \quad (5.14)$$

где N – расчетная нагрузка на колонну;
 f_{cud} – расчетное сопротивление материала фундамента,

$$f_{cud} = \omega_u \alpha f_{cd}; \quad (5.15)$$

ω_u – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при

$$\text{сжатии, } \omega_u = 1 + k_u k_f \frac{f_{ctd}}{f_{cd}} \left(\sqrt{\frac{A_f}{A_{pl}}} - 1 \right) \leq \omega_{u,\max};$$

$$k_u = 0,8 \frac{f_{cd}}{f_{ctd}}; \quad k_f = 1;$$

f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению;

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию;

A_f, A_{pl} – площадь верхнего обреза фундамента и площадь плиты.

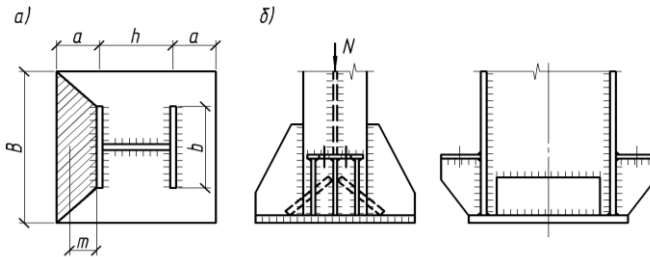


Рисунок 5.4 – База колонн в виде сплошной плиты

Опорная плита работает как пластинка на упругом основании, однако в целях упрощения расчета давление под плитой принимают равномерно распределенным. Изгибающий момент по грани колонны (см. рисунок 5.4, а) вычисляют по формуле

$$M = \sigma A e,$$

где σ – напряжение под плитой, равно N/A ;

A – площадь трапеции, $A = 0,5(B + b)a$;

e – расстояние от центра тяжести трапеции до грани колонны,

$$e = \frac{a(2B + b)}{3(B + b)}.$$

Толщина плиты из условия прочности на изгиб $t = \sqrt{\frac{6M}{bR_y}}$, где R_y –

расчетное сопротивление стали.

Применение в базах плит толщиной более 40 мм нецелесообразно. В таких случаях переходят на ступенчатые плиты, составленные из двух-трех листов, соединенных сваркой. На рисунке 5.4, б приведена схема базы тяжелой колонны, в которой опорная плита базы укреплена наклонными ребрами.

Весьма распространены базы с траверсами (рисунок 5.5). Для уменьшения толщины плиты, кроме траверс, ставят дополнительные диафрагмы и ребра, которые разбивают поле плиты на участки с меньшими пролетами.

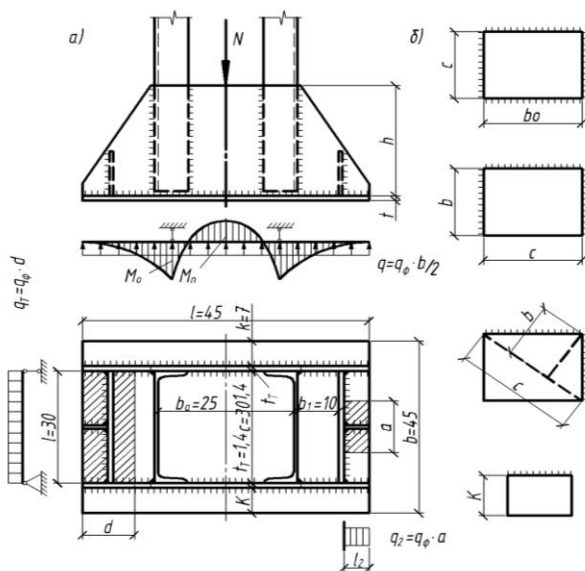


Рисунок 5.5 – База с траверсой

Ширина плиты

$$B = c + 2t + 2k,$$

где t – толщина траверсы, принимаемая 10–14 мм;

k – вылет консоли, необходимый для размещения анкерных болтов, равный 65–80 мм.

Длина плиты определяется из условия прочности бетона на сжатие по

формуле $l = \frac{N}{bf_{суд}}$.

Определив размеры плиты, вычисляют ее толщину по наибольшему изгибающему моменту на единицу длины поперечного сечения. Величина этого момента на участках плиты зависит от условий опирания (см. рисунок 5.5, б). При опирании пластинки по четырем сторонам изгибающий момент вычисляется по формуле

$$M = \alpha q_b c^2,$$

где α – принимаем по таблице 5.1;

q_b – давление под опорной плитой, $q = \frac{N}{bl}$;

c – меньшая сторона пластинки.

Т а б л и ц а 5.1 – Коэффициент α для расчета плит, опертых на четыре стороны

| | | | | | | | | | | | | |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-----|---------|
| b_0/c | 1,0 | 1,1 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,5 | 1,6 | 1,7 | 1,8 | 1,9 | 2,0 | Более 2 |
| α | 0,048 | 0,055 | 0,063 | 0,069 | 0,075 | 0,081 | 0,086 | 0,091 | 0,094 | 0,98 | 0,1 | 0,125 |

При опирании пластинки по трем сторонам

$$M = \beta q_b c^2,$$

где β – принимаем по таблице 5.2;

c – длина свободной стороны пластинки.

Т а б л и ц а 5.2 – Коэффициент β для расчета плит, опертых на три стороны

| | | | | | | | | | | |
|---------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|
| b_1/c | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | 1,2 | 1,4 | 2,0 | Более 2 |
| β | 0,06 | 0,074 | 0,088 | 0,097 | 0,107 | 0,112 | 0,120 | 0,126 | 0,132 | 0,133 |

При опирании пластинки по двум смежным сторонам момент находят как для пластинки, опертой по трем сторонам. Изгибающий момент консольной части плиты $M = \frac{q_b c}{2}$.

При соотношении $b_1/c > 2$ пластинка работает по балочной схеме.

Толщину плиты вычисляют из условия ее прочности на изгиб по наибольшему из найденных моментов по формуле

$$t = \sqrt{\frac{6M}{R_y \gamma_c}} \leq 40 \text{ мм} . \quad (5.16)$$

Если толщина плиты получается больше предельной, например 40 мм, то в участках плит с максимальным изгибающим моментом ставят диафрагмы или ребра.

Усилие от колонны на траверсу передается через вертикальные швы. Суммарная длина (при $R_{wf}\beta_f < R_{wz}\beta_z$)

$$\sum l_w = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c}, \quad (5.17)$$

где k_f – катет вертикального сварного шва, равный 8–12 мм.

Высота траверсы

$$h = \frac{\sum l_w}{n} + 2,$$

где n – полное число сварных швов, соединяющих колонны с траверсами, равное 4 или 8.

Высота траверсы должна быть не менее половины ширины колонны и не менее 300 мм. Определив высоту траверсы, ее сечение проверяют на прочность по максимальному изгибающему моменту, как в двухконсольной балке:

$$\sigma = \frac{6M}{th^2} \leq R_y \gamma_c. \quad (5.18)$$

Нагрузку от траверсы передают на плиту через горизонтальные сварные швы. Катет швов

$$k_f = \frac{0,5N}{\beta_f \sum l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1,2t_{\min}, \quad (5.19)$$

где $\sum l_w$ – суммарная длина горизонтальных швов, соединяющих траверсу с плитой.

Диафрагмы и консольные ребра, подкрепляющие плиту, рассчитывают как статически определимые балки на нагрузку, собранную с соответствующей грузовой полосы (см. рисунок 5.5, а). Толщину этих элементов принимают равной толщине траверсы, а высоту вычисляют из условия прочности на изгиб.

Пример 5.5. Рассчитать базу с траверсой под сквозную колонну из швеллеров № 30. Ширина колонны $b = 250$ мм, нагрузка на колонну $N = 1800$ кН, $R_y \gamma_c = 220$ МПа, сварка – ручная $R_{wf} = 180$ МПа, $\beta_f = 0,7$, $R_{wz} = 165$ МПа, $\beta_z = 1$. Расчет следует вести по металлу шва. Бетон класса $C^{8/10}$, призмная прочность $f_{cd} = 6$ МПа.

Решение. Ширина опорной плиты в плане (см. рисунок 5.5) $b = 270 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 80 = 450$ мм. Приняв в первом приближении $\psi = 1,2$, по формуле (5.15) находим $f_{cud} = 1,2 \cdot 6 = 7,2$ МПа, тогда длина плиты

$$l = \frac{1800 \cdot 10}{43 \cdot 7,2} = 58 \text{ см.}$$

Размеры обрезов фундамента должны быть больше размеров плиты на 20–25 см в обе стороны $A_f = (45 + 40)(58 + 40) = 8330 \text{ см}^2$; $A_{pl} = 58 \cdot 45 = 2610 \text{ см}^2$.

Приняв $\psi = 1,5$, уточняем расчетное сопротивление материала фундаментов $f_{суд} = 1,50 \cdot 6 = 9 \text{ МПа}$. При этом длина плиты по формуле

$$(5.14) \quad l = \frac{1800 \cdot 10}{9,9 \cdot 45} = 44,4 \text{ см. Приняты размеры плиты } 450 \times 450 \text{ мм.}$$

$$\text{Фактическое давление под плитой } q_b = \frac{1800 \cdot 10}{0,45 \cdot 0,45} = 9,0 \text{ МПа.}$$

Изгибающий момент в участке плиты, опертой по четырем сторонам, при отношении большей стороны пластинки к меньшей $\frac{b_0}{c} = \frac{30}{25} = 1,2$, далее по

таблице 5.1 $\alpha = 0,063$, тогда $M = 0,063 \cdot 9 \cdot 0,25^2 \cdot 10^3 \cdot 1 = 35,4 \text{ кН} \cdot \text{см}$.

Изгибающий момент в участке плиты, опертой на три стороны, определяем, как в консоли. Поскольку $\frac{c}{b_1} = \frac{30}{10} > 2$, $M = \frac{q_b b_1^2}{2} = \frac{9,0 \cdot 10^3 \cdot 0,10^2}{2} = 45,0 \text{ кН} \cdot \text{см}$.

Толщину плиты находим по большему моменту ($M = 45,0 \text{ кН} \cdot \text{см}$) по формуле (5.16): $t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot 45,0 \cdot 10}{220}} = 3,50 \text{ см} < 4 \text{ см}$. Принята $t_{pl} = 36 \text{ мм}$.

Очевидно, что в данном случае никаких ребер и диафрагм не требуется.

Определим суммарную длину вертикальных швов по формуле (5.17) при $k_f = 10 \text{ мм}$: $\sum l_w = \frac{1800 \cdot 10}{0,7 \cdot 1 \cdot 180} = 143 \text{ см}$. Тогда высота траверсы при четырех швах $h = 143 / 4 = 36 \text{ см}$. Принято $h = 360 \text{ мм}$.

Катет горизонтальных швов для крепления траверсы к плите при суммарной длине горизонтальных швов $\sum l_w = 44 + 2 \cdot 8 = 60 \text{ см}$ по формуле

$$(5.19): \quad k_f = \frac{0,5 \cdot 1800 \cdot 10^2}{0,7 \cdot 180 \cdot 0,60 \cdot 10^3} = 11,9 \text{ мм} < 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ мм. Принимаем } k_f = 12 \text{ мм.}$$

5.4 Задачи к расчету центрально сжатых колонн и узлов

Исходные данные к задачам по расчетам центрально сжатых колонн и узлов приведены в таблице 5.3.

Т а б л и ц а 5.3 – Исходные данные к задачам

| Вариант | l , м | N , кН | R_y , МПа | № швеллера | № двутавра | Вариант | l , м | N , кН | R_y , МПа | № швеллера | № двутавра |
|---------|---------|----------|-------------|------------|------------|---------|---------|----------|-------------|------------|------------|
| 1 | 3,2 | 2200 | 340 | 30 | 18 | 36 | 5,5 | 2250 | 280 | 40 | 27 |
| 2 | 3,4 | 2200 | 360 | 30 | 12 | 37 | 5,7 | 2250 | 380 | 40 | 30 |
| 3 | 3,6 | 2200 | 380 | 27 | 14 | 38 | 5,9 | 2200 | 360 | 40 | 33 |
| 4 | 3,8 | 2400 | 320 | 40 | 16 | 39 | 6,1 | 2200 | 360 | 30 | 36 |
| 5 | 4,0 | 1400 | 420 | 18 | 18 | 40 | 6,3 | 2150 | 350 | 30 | 14 |
| 6 | 4,2 | 2400 | 400 | 30 | 20 | 41 | 6,5 | 1150 | 250 | 27 | 14 |
| 7 | 4,4 | 1500 | 360 | 30 | 22 | 42 | 6,7 | 1100 | 240 | 24 | 14 |
| 8 | 4,6 | 2500 | 480 | 40 | 24 | 43 | 6,9 | 1100 | 240 | 24 | 16 |
| 9 | 4,8 | 1500 | 400 | 20 | 30 | 44 | 7,1 | 1050 | 220 | 27 | 18 |
| 10 | 5,0 | 2450 | 460 | 30 | 33 | 45 | 7,3 | 2050 | 220 | 30 | 16 |
| 11 | 5,2 | 2450 | 480 | 40 | 36 | 46 | 7,5 | 2000 | 220 | 30 | 18 |
| 12 | 5,4 | 2400 | 460 | 40 | 40 | 47 | 7,7 | 2000 | 240 | 30 | 20 |
| 13 | 5,6 | 2400 | 520 | 30 | 45 | 48 | 3,2 | 2500 | 300 | 40 | 22 |
| 14 | 5,8 | 2200 | 480 | 30 | 50 | 49 | 3,5 | 2550 | 300 | 40 | 24 |
| 15 | 6,0 | 2200 | 420 | 40 | 14 | 50 | 3,4 | 2450 | 400 | 30 | 20 |
| 16 | 6,2 | 2000 | 520 | 30 | 16 | 51 | 3,7 | 2450 | 420 | 30 | 20 |
| 17 | 6,4 | 2000 | 480 | 27 | 18 | 52 | 3,6 | 2400 | 440 | 27 | 22 |
| 18 | 6,6 | 1100 | 280 | 16 | 20 | 53 | 3,9 | 2400 | 420 | 27 | 22 |
| 19 | 6,8 | 1100 | 360 | 16 | 22 | 54 | 3,8 | 1350 | 400 | 18 | 24 |
| 20 | 7,0 | 1200 | 290 | 18 | 24 | 55 | 4,1 | 1350 | 450 | 18 | 16 |
| 21 | 7,2 | 1200 | 300 | 20 | 30 | 56 | 4,0 | 1300 | 480 | 16 | 18 |
| 22 | 7,4 | 1100 | 280 | 20 | 33 | 57 | 4,3 | 1300 | 440 | 14 | 20 |
| 23 | 7,6 | 1500 | 370 | 18 | 36 | 58 | 4,2 | 2250 | 440 | 27 | 24 |
| 24 | 7,8 | 1400 | 360 | 16 | 40 | 59 | 4,5 | 2250 | 450 | 24 | 30 |
| 25 | 8,0 | 1400 | 340 | 18 | 45 | 60 | 4,4 | 2200 | 460 | 24 | 18 |
| 26 | 3,5 | 2550 | 460 | 40 | 50 | 61 | 4,7 | 2300 | 440 | 24 | 20 |
| 27 | 3,7 | 2550 | 520 | 40 | 30 | 62 | 4,6 | 2000 | 440 | 22 | 22 |
| 28 | 3,9 | 2500 | 520 | 30 | 14 | 63 | 4,9 | 1800 | 460 | 20 | 24 |
| 29 | 4,1 | 2500 | 480 | 40 | 16 | 64 | 4,8 | 1600 | 460 | 16 | 33 |
| 30 | 4,3 | 2400 | 480 | 30 | 18 | 65 | 5,1 | 1400 | 430 | 16 | 36 |
| 31 | 4,5 | 2400 | 460 | 40 | 12 | 66 | 5,0 | 1200 | 420 | 14 | 40 |
| 32 | 4,7 | 2350 | 440 | 40 | 16 | 67 | 5,3 | 1200 | 430 | 14 | 45 |
| 33 | 4,9 | 2350 | 480 | 30 | 18 | 68 | 5,2 | 1100 | 440 | 14 | 14 |
| 34 | 5,1 | 2300 | 460 | 30 | 20 | 69 | 5,5 | 1000 | 430 | 12 | 16 |
| 35 | 5,3 | 2300 | 440 | 40 | 24 | 70 | 5,4 | 950 | 420 | 12 | 18 |

5.1 Подобрать сечение колонны из двутавров с параллельными гранями полок: нормальных (Б), широкополочных (Ш), колонных (К), колонных

уширенных (КУ) и обычного двутавра (рисунок 5.6, а). Сравнить массы стержней колонн. Значения N , l , R_y принять по таблице 5.3, $\gamma_c = 1$.

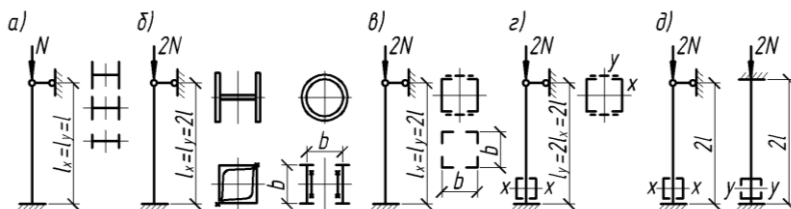


Рисунок 5.6 – К задачам 5.1–5.12, 5.15–5.18, 5.25, 5.27–5.28

5.2 Подобрать сечение сварной колонны из трех листов (рисунок 5.6, б). Рассчитать поясные швы двутавровой колонны. Исходные данные принять по таблице 5.3, $\gamma_c = 1,05$.

5.3 Для колонны (см. рисунок 5.6, б) подобрать сечение из трубы, приняв сжимающую силу равной $0,5N$. Необходимые данные принять по таблице 5.3, $\gamma_c = 1$.

5.4 Подобрать сечение стержня колонны из трех обычных двутавров (см. рисунок 5.6, б). Рассчитать поясные швы колонны. Исходные данные принять по таблице 5.3, $\gamma_c = 1$.

5.5 Подобрать сечение колонны, составленное из равнобоких уголков (см. рисунок 5.6, б). Рассчитать поясные швы колонн. Исходные данные принять по таблице 5.3, $\gamma_c = 1$.

5.6 Подобрать сечение колонны из двух швеллеров, соединенных сваркой в коробку (см. рисунок 5.6, б). Рассчитать катет поясных швов. Исходные данные принять по таблице 5.3, $\gamma_c = 1$.

5.7 Для колонны с шарнирным закреплением стержня сверху и жестким внизу (рисунок 5.6, в) подобрать сквозное сечение из двух двутавров на планках. Исходные данные принять по таблице 5.3.

5.8 Для колонны с жестким закреплением обоих концов подобрать сквозное сечение из двух швеллеров на планках. Исходные данные принять по таблице 5.3.

5.9 Подобрать сечение колонны из четырех уголков (см. рисунок 5.6, б), соединенных решеткой. Принять ширину колонны $b = 0,1l$. Исходные данные принять по таблице 5.3.

5.10 Используя условие равноустойчивости, подобрать сечение составной колонны (рисунок 5.6, з) из швеллеров на планках. Колонна имеет разные расчетные длины в двух плоскостях $l_{ef,x} = l$, $l_{ef,y} = 2l$. Необходимые данные принять по таблице 5.3.

5.11 Используя условие равноустойчивости, подобрать сечение колонны из двутавров с соединительной раскосной решеткой из уголка. Проверить

устойчивость раскоса и рассчитать сварные швы, прикрепляющие уголок к колонне. Расчетные длины (см. рисунок 5.6, з): $l_{ef,x} = l$, $l_{ef,y} = 2l$. Необходимые данные принять по таблице 5.3.

5.12 Подобрать сечение колонны из швеллеров или двутавров, равноустойчивое в обеих главных плоскостях. Схемы закрепления верхних концов колонны в двух плоскостях различны (рисунок 5.6, д). Исходные данные принять по таблице 5.3.

5.13 Центральна сжатая сквозная трубчатая колонна трехгранного типа (см. рисунок 5.3, з) имеет свободный верхний конец и зашпеленный нижний. Ширина колонны $b = 0,15l$. Подобрать сечение труб. Исходные данные принять по таблице 5.3.

5.14 Определить несущую способность центрально сжатой колонны из трех листов (рисунок 5.7, а) при $d = 12$ мм для четных номеров вариантов и $d = 14$ мм – для нечетных. Проверить прочность сварных швов при $k_f = 6$ мм, электроды – типа Э42А. Длина колонны и расчетное сопротивление стали принять по таблице 5.3.

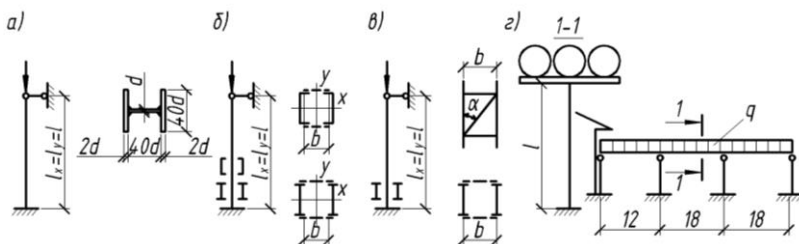


Рисунок 5.7 – К задачам 5.14, 5.19, 5.20, 5.22–5.24, 5.26, 5.29

5.15 Колонна выполнена из двух швеллеров, соединенных сваркой в коробку. Расчетная схема колонн (см. рисунок 5.6, з). Найти предельную силу на колонну, приняв швеллер № 30 для четных вариантов и № 24 – для нечетных. Значения l , R_y принять по таблице 5.3.

5.16 Центральна сжатая колонна (см. рисунок 5.6, б) выполнена из двух двутавров, сваренных стыковой сваркой поперек в коробчатое сечение. Найти предельную силу на колонну, приняв двутавр, длину колонны и расчетное сопротивление стали по таблице 5.3.

5.17 Определить несущую способность центрально сжатой колонны Н-образного сечения, составленного из трех нормальных двутавров. Расчетная схема колонны показана на рисунке 5.6, д. Номер двутаврового профиля и другие необходимые данные принять по таблице 5.3.

5.18 Найти предельную силу на колонну Н-образного сечения, составленного из двутавров, соединенных листом стандартной толщины,

близкой к толщине двутавра, и шириной, равной высоте сечения двутавра. Рассчитать поясные швы, выполненные электродами Э42. Расчетная схема колонны показана на рисунке 5.6, *з*. Номер двутаврового профиля и другие необходимые данные принять по таблице 5.3.

5.19 Вычислить предельную силу на колонну, расчетная схема которой представлена на рисунке 5.7, *а*. Сечение колонны – сквозное из двутавров на планках. Расстояние между стенками двутавров на планках $b = 2i_x$ округлить до 10 мм (i_x – радиус инерции двутавра). Ширина планок равна $0,5b$, расстояние между центрами планок = $3b$. Номер двутаврового профиля и другие необходимые данные принять по таблице 5.3.

5.20 Вычислить предельную силу N на колонну (рисунок 5.7, *в*) из двух двутавров, соединенных раскосами, из условий устойчивости стержня колонны и раскосов решетки. Раскосы – из уголка 63×5, угол $\alpha = 30$, ширина колонны $b = 2i_x$ (i_x – радиус инерции двутавра). Номер двутаврового профиля и другие необходимые данные принять по таблице 5.3.

5.21 Определить несущую способность центрально сжатой колонны из двутавров, соединенных сплошными листами, сечение которых включается в расчетную площадь сечения колонны. Толщина листа (округлено) равна толщине стенки двутавра. Ширина листа равна ширине колонны, $b = 2,5i_x$ (i_x – радиус инерции двутавра). Номер двутаврового профиля и другие необходимые данные принять по таблице 5.3.

5.22 Сквозная колонна выполнена из двутавров на планках (см. рисунок 5.7, *в*). Назначить размеры планок, вычислить условную поперечную силу и рассчитать крепление планок на сварке. Расстояние между планками в свету = $2,5b$. Ширину колонны с округлением до 10 мм принять $b = 2,2i_x$ (i_x – радиус инерции двутавра). Номер двутаврового профиля и другие необходимые данные принять по таблице 5.3.

5.23 Ветви сквозной колонны выполнены из двутавра и соединены раскосной решеткой из уголка 56×5, угол $\alpha = 40$ (см. рисунок 5.7, *в*). Вычислить (фиктивную) поперечную силу, проверить устойчивость раскоса и рассчитать сварные швы для крепления уголка к ветви. Расстояние между центрами ветвей $b = 2,5i_x$ (i_x – радиус инерции двутавра). Номер двутаврового профиля и другие необходимые данные принять по таблице 5.3.

5.24 На рисунке 5.7, *з* показана схема эстакады, несущей технологические трубопроводы. Установить расчетную схему колонны в двух плоскостях и подобрать рациональный тип двутавра с параллельными гранями полков. Погонная расчетная нагрузка равна $3q$. Значения l и R_y принять по таблице 5.3.

5.25 Обеспечена ли устойчивость колонны (см. рисунок 5.6, *a*), выполненной из двух швеллеров, сваренных в коробчатое сечение? Все данные принять по таблице 5.3.

5.26 Проверить общую устойчивость сварной колонны из трех листов (см. рисунок 5.7, *a*), а также местную устойчивость поясов и стенки при $d = t$ (t принять по таблице 4.1). Значения N , l , R_y принять по таблице 5.3.

5.27 Проверить общую устойчивость стержня колонны Н-образного сечения, составленного из трех нормальных двутавров. Расчетная схема колонны представлена на рисунке 5.6, *б*. Номер двутавра и значения N , l , R_y принять по таблице 5.3.

5.28 Сквозная колонна (см. рисунок 5.6, *в*) из двух швеллеров на планках имеет ширину $b = 2i_x$ (i_x – радиус инерции двутавра). Проверить устойчивость колонны в двух плоскостях. Высота планок $h = 0,5b$, расстояние между планками в свету $= 4b$. Необходимые исходные данные принять по таблице 5.3.

5.29 Сварная колонна из трех листов (см. рисунок 5.7, *a*) передает нагрузку на фундамент через балку в виде плиты. Определить размеры плиты. Фундамент из бетона класса прочности В10. Значение нормальной силы принять по таблице 5.3, $R_{y\gamma_c} = 200$ МПа.

5.30 Сварная колонна из двух швеллеров на планках сопрягается с фундаментом с помощью базы с траверсой. Номер швеллера и нормальную силу принять по таблице 5.3. База выполнена из стали С235. Фундаменты – из бетона класса С⁸/10. Ширина колонны между осями ветвей $b = 2i_x$ (i_x – радиус инерции швеллера). Определить размеры плиты и траверсы.

5.5 Расчет внецентренно сжатых ступенчатых колонн

Рассмотрим конструкционный расчет колонны, полагая, что выполнен стратегический расчет, в ходе которого получены расчетные усилия в характерных сечениях рамы (A , B_A , B_C , C) от всех нагрузок (рисунок 5.8).

Далее для каждого сечения составляют расчетное сочетание, из которых для колонны выбирают невыгодные сочетания усилий. Критерием невыгодности сочетания является наибольшее значение приведенной нормальной силы для ветвей сквозной колонны

$$N = \pm \frac{M}{b} - \frac{N}{2}, \quad (5.20)$$

или величина условной нормальной силы для сплошной колонны

$$N = \sigma \dot{A} = \pm \frac{M}{0,35_b} - N. \quad (5.21)$$

Значения расчетных сочетаний усилий M и N , а также приведенные нормальные силы для расчета колонн указаны на схеме (см. рисунок 5.8, б).

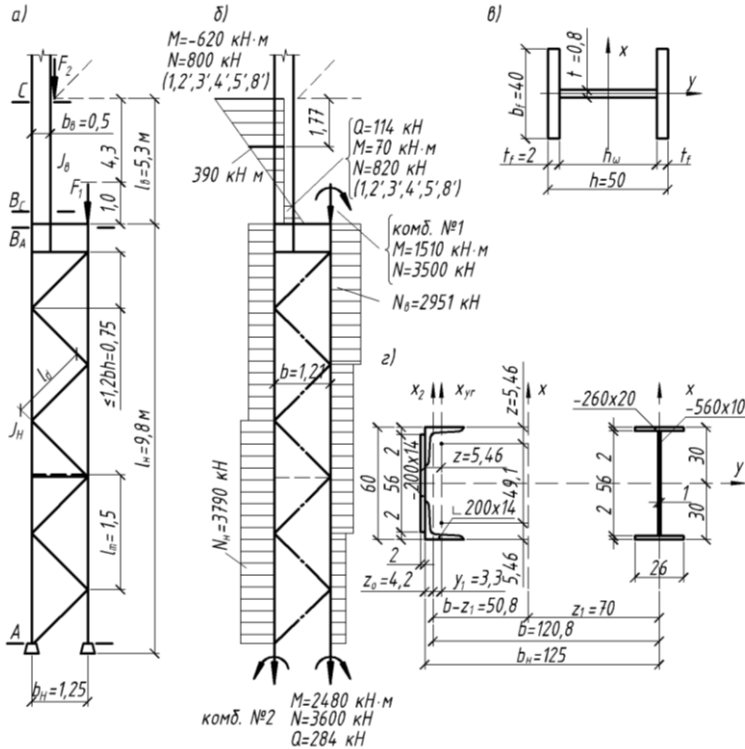


Рисунок 5.8 – Колонна с раскосной решеткой

Сквозную колонну рассчитывают как ферму с параллельными поясами, предполагая, что пояса воспринимают осевые усилия от действия M и N , а решетка – поперечную силу Q . Устойчивость внецентренно сжатой колонны в плоскости действия момента проверяют по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e AR_y \gamma_c} \leq 1, \quad (5.22)$$

а устойчивость колонны из плоскости действия моментов – по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{\theta} AR_y \gamma_c} \leq 1. \quad (5.23)$$

Расчет сплошных внецентренно сжатых колонн производят согласно указаниям норм [1] и примеров расчета [12].

Особенности расчета сквозной колонны и сплошной части колонны рассмотрим на примере.

Пример 5.6. Для внецентренно сжатой колонны, основные размеры которой даны на рисунке 5.8, а произвести расчет нижней (сквозной) и верхней (сплошной) ее частей из стали С245 ($R_y = 230$ МПа, $R_s = 135$ МПа, $\gamma_c = 1$). Усилия в расчетных сечениях С, А и В, а также приведенные усилия в ветвях колонны от комбинации № 1 для подкрановой ветви и № 2 – для наружной ветви, приведены на рисунке 5.8, б. Расчетная поперечная сила $Q = 284$ кН,

$$\sqrt{\frac{A}{R_y}} = 29,9.$$

Решение. Расчетные данные элементов колонны: длина верхней и нижней частей колонны $l_v = 5,3$ м, $l_n = 9,8$ м; отношение моментов инерции по предварительным расчетам $I_n / I_v = 6,2$; наибольшая нормальная сила в нижней части колонны $F_1 + F_2 = 3600$ кН, которые вызывают наибольшее сжатие ветви. При этом в верхней части колонны нормальная сила $F_2 = 800$ кН соответствует тем же загрузениям.

Для определения расчетных длин (приложение 6 [1]) вычисляем отношения:

$$n = \frac{I_a l_f}{I_i l_a} = \frac{9,8}{5,3 \cdot 6,2} = 0,3; \quad \beta = \frac{(F_1 + F_2)}{F_2} = \frac{3600}{800} = 4,5; \quad \alpha_1 = \frac{l_a}{l_i} \sqrt{\frac{I_f}{I_a \beta}} = \frac{5,3}{9,8} \sqrt{\frac{6,2}{4,5}} = 0,63$$

По таблице 68 [1] коэффициент расчетной длины $\mu_1 = 1,88$;

$$\mu_2 = \frac{1,88}{0,63} = 2,98 < 3.$$

Расчетная длина нижней части колонны в плоскости действия момента $l_{x1} = l_i \mu_1 = 9,8 \cdot 1,88 = 18,4$ м; а из плоскости действия момента – $l_{y1} = 9,8$ м. Расчетная длина ветвей колонны в плоскости рамы равна длине панели: $l_x = l_m = 1,5$ м, из плоскости рамы – расстоянию между точками закрепления: $l_y = l_n = 9,8$ м. Расчетная длина раскоса в обеих плоскостях равна их геометрической длине: $l_{xd} = l_d = \sqrt{1,25^2 + 1,5^2} = 1,95$ м.

Рассчитываем подкрановую (внутреннюю) ветвь. Расчетное усилие (см. рисунок 5.8, б) $N_b = 2951$ кН. Высота сечения ветви должна быть в пределах

$$h \geq (0,3 \dots 0,5) l_i = 32 \dots 67 \text{ см}, \quad h \geq \left(\frac{1}{25} \dots \frac{1}{30} \right) l_i = 32 \dots 27 \text{ см}. \text{ Принято } h = 60 \text{ см}.$$

Требуемая площадь ветви по формуле (5.2) при $\varphi = 0,8$: $\dot{A} = \frac{2951 \cdot 10}{0,8 \cdot 230} = 161 \text{ см}^2$.

Ветвь может быть выполнена из двутавров с параллельными гранями полков, но здесь ее komponуем из сварного двутавра. При высоте $h_w = 60 - 4$

$= 56$ см, толщина ее, при которой не требуется поперечных ребер:

$$t_w \geq \frac{h_w}{2,2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{56}{2,2 \cdot 29,9} = 0,86. \text{ Принимаем } t_w = 10 \text{ мм.}$$

Площадь пояса $\dot{A} = 0,5(167 - 1 \cdot 56) = 55$ см. Размеры сечения приняты: стенки – 560×10 мм, поясов – 260×20 мм (см. рисунок 5.8, з).

Геометрические характеристики сечения ветви: $A = 160$ см²;

$$I_y = 2 \cdot 26 \cdot 2 \cdot 29^2 + \frac{1 \cdot 56^3}{12} = 102099 \text{ см}^4; \quad i_y = \sqrt{\frac{102099}{160}} = 25,3 \text{ см};$$

$$I_{x1} = 2 \cdot \frac{26^3 \cdot 2}{12} = 5860 \text{ см}^4; \quad i_{x1} = \sqrt{\frac{5860}{160}} = 6,1 \text{ см}.$$

$$\text{Гибкости: } \lambda_{x1} = \frac{150}{6,1} = 24,6; \quad \lambda_y = \frac{960}{24,6} = 39; \quad \varphi_y = 0,89; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{39}{29,9} = 1,3.$$

Проверяем местную устойчивость пояса ветви при $\bar{\lambda}_y = 1,3$ (таблица 27 [1]):

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{26}{2} = 13 < (1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2) \sqrt{\frac{\dot{A}}{R_y}} = (1,3 + 0,15 \cdot 1,3^2) \cdot 29,9 = 46 \quad \text{— устойчивость}$$

обеспечена.

Проверяем общую устойчивость ветви по формуле (5.1):

$$\sigma = \frac{2951 \cdot 10}{0,89 \cdot 160 \cdot 230} = 0,9 < 1.$$

Наружную ветвь колонны рассчитываем на усилие $N_n = 3790$ кН.

$$\text{Требуемая площадь ветви } \dot{A} = \frac{3790 \cdot 10}{0,89 \cdot 230} = 194 \text{ см}^2.$$

Компануем ветвь из листа 560×20 мм и двух уголков 200×4 (см. рисунок 5.8, з).

Геометрические характеристики сечения: площадь $\dot{A} = 112 + 2 \cdot 54,6 =$

$$= 221,2 \text{ см}^2; \quad \text{координаты центра тяжести: } y_1 = \frac{112 \cdot (1 + 5,46)}{221,2} = 3,3 \text{ см,}$$

$$z_0 = 5,46 + 2 - 3,3 = 4,2 \text{ см; моменты инерции } I_{x2} = 2 \cdot (2097 + 54,6 \cdot 3,3^2) +$$

$$+ 56 \cdot 2 \cdot 3,3^2 = 6530 \text{ см}^4, \quad I_y = 2 \cdot (2097 + 54,6 \cdot 24,54^2) + \frac{56^3 \cdot 2}{12} = 99224 \text{ см}^4;$$

радиусы инерции $i_{x2} = \sqrt{\frac{6530}{221,2}} = 5,4 \text{ м} , \quad i_y = \sqrt{\frac{99270}{221,2}} = 21,2 \text{ м} ;$ гибкости

$\lambda_{x2} = \frac{150}{5,4} = 28, \quad \lambda_y = \frac{980}{21,2} = 46,2;$ коэффициент продольного изгиба $\varphi_{\min} = 0,86.$

Определим центр тяжести всего сечения: $z_1 = \frac{221,2 \cdot 120,8}{221,2 + 160} = 70 \text{ см}.$

Корректируем усилия в ветвях с учетом фактического положения центра тяжести сечения:

$$N_{\hat{a}}^{(1)} = \frac{1510 + 3500 \cdot 0,508}{1,208} = 2722 \text{ ёÍ} < N_{\hat{a}} = 2951 \text{ ёÍ} ;$$

$$N_{\hat{i}}^{(1)} = \frac{2480 + 3600 \cdot 0,7}{1,208} = 4140 \text{ ёÍ} > N_{\hat{i}} = 3790 \text{ ёÍ} .$$

Устойчивость наружной ветви проверяем повторно: $\frac{4140 \cdot 10}{221,2 \cdot 0,86 \cdot 218} = 0,95 < 1.$

Геометрические характеристики всего сечения:

$$I_x = 5860 + 6530 + 160 \cdot 70^2 + 221,2 \cdot 50,8^2 = 1366727 \text{ м}^4;$$

$$I_y = 102099 + 99224 = 201323 \text{ м}^4; \quad \hat{A} = 381,2 \text{ м}^2;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{1366727}{381,2}} = 60 \text{ м} ; \quad i_y = \sqrt{\frac{201323}{381,2}} = 23 \text{ м} ;$$

$$\lambda_x = \frac{1840}{60} = 31; \quad \lambda_y = \frac{980}{23} = 42 .$$

Расчет раскоса производим на большую поперечную силу: расчетную $Q = 284 \text{ кН}$ или условно по формуле (5.5), коэффициент $c = 1,02.$

$$\text{Условная сила } Q_{\hat{f}ic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{230} \right) \cdot \frac{3600}{0,97} = 38 \text{ ёÍ} . \text{ Здесь}$$

коэффициент продольного изгиба принят по $\lambda_x = \frac{980}{60} = 16, \quad \varphi = 0,97.$

Расчетной является сила $Q = 284 \text{ кН}.$ Тогда усилия в раскосе одной системы планок ($\sin \alpha = 0,64, \text{ см. рисунок 5.8, а}$) $N_r = \frac{284}{2 \cdot 0,64} = 222 \text{ кН}.$

Требуемая площадь сечения раскоса при $\varphi = 0,8$ и $\gamma_{\hat{n}} = 0,75$

$$\hat{A}_r = \frac{222 \cdot 10}{220 \cdot 0,8 \cdot 0,75} = 16,9 \text{ см}^2.$$

Принят уголок 125×8; $A = 19,7$ см; $i_{\min} = 2,49$ см; $\lambda_r = \frac{195}{2,49} = 78$; $\varphi = 0,72$.

Устойчивость раскоса обеспечена, так как $\frac{222 \cdot 10}{19,7 \cdot 0,72 \cdot 0,75 \cdot 230} = 0,9 < 1$.

Проверяем устойчивость колонны как целого стержня по формуле (5.22) по обоим комбинациям усилий. Приведенная гибкость колонны по таблице 7 [1]

$$\text{при } \lambda_{ef} = \sqrt{42^2 + \frac{33,8 \cdot 381,2}{2 \cdot 19,7}} = 46. \text{ Условная гибкость } \lambda_{ef,x} = \frac{46}{29,9} = 1,51.$$

Проверку устойчивости колонны, как целого стержня, проверяем по формуле (5.22) для обеих комбинаций в табличной форме (таблица 5.4).

Т а б л и ц а 5.4 – Проверка устойчивости колонны

| Формулы | Комбинация № 1 усилий | Комбинация № 2 усилий |
|---|---|--|
| N , кН | 3500 | 3600 |
| M , кН·м | 1510 | 2480 |
| $e = \frac{M}{N}$, м | 0,43 | 0,69 |
| $\rho = \frac{I_x}{Ay_c}$, см | $\frac{1366727}{381,2 \cdot 50,8} = 70,5$ | $\frac{1366727}{381,2 \cdot 70} = 51,2$ |
| $m = \frac{e}{\rho}$ | $\frac{43}{70,5} = 0,61$ | $\frac{69}{51,2} = 1,35$ |
| $\bar{\lambda}_{ef,x}$ | 1,51 | 1,51 |
| φ_e (таблица 75 [1]) | 0,56 | 0,395 |
| $\frac{N}{\varphi_e AR_{\delta Y \bar{n}}}$ | $\frac{3500 \cdot 10}{381,2 \cdot 0,56 \cdot 230} = 0,71 < 1$ | $\frac{3600 \cdot 10}{381,2 \cdot 0,395 \cdot 230} = 1,04 > 1$ |

Небольшое перенапряжение (4 %) может быть ликвидировано увеличением площади сечения подкрановой ветви. Для этого достаточно ширину поясов двутавра принять равной 300×20 мм.

Расчет сплошной верхней части колонны производим из той же стали, что и нижнюю, по значениям расчетных усилий, приведенных на схеме колонны (см. рисунок 5.8, б).

Расчетные длины верхней части колонны:

– в плоскости изгиба – $l_{ef,x} = l_a \mu_2 = 5,3 \cdot 2,98 = 15,8$ м;

– из плоскости рамы – $l_{ef,y} = 5,3 - 1 = 4,3$ м, где 1 м – высота подкрановой

балки;

– ширина верхней части $b_b = 500$ мм.

Для определения требуемой площади сечения предварительно вычисляем радиус инерции, гибкость и коэффициент продольного изгиба:

$$i_x = 0,44 \cdot 50 = 22 \text{ см}; \lambda_x = \frac{1580}{22} = 72; \varphi = 0,75.$$

$$\text{Тогда по формуле (5.21) } \dot{A}_{req} = \frac{1}{230} \left(\frac{800 \cdot 10}{0,75} + \frac{620 \cdot 10^3}{0,35 \cdot 50} \right) = 201 \text{ см}^2.$$

Наибольший по абсолютной величине момент на опоре ригеля $M = 1210 \text{ кН}\cdot\text{м}$, при высоте ригеля в осях $h_0 = 3,10 \text{ м}$ получим перерезывающую силу $Q = \frac{1210}{3,1} = 390 \text{ кН}$.

При высоте стенки $h_w = 50 - 4 = 46 \text{ см}$ толщина ее из условия прочности на срез $t_w = \frac{1,2Q}{h_w R_s} = \frac{1,2 \cdot 390 \cdot 10}{46 \cdot 135} = 0,75 \text{ см}$. Принята $t_w = 8 \text{ мм}$.

$$\text{Площадь сечения пояса } \dot{A}_{req} = 0,5(A_{req} - h_w t_w) = 0,5 \cdot (201 - 46 \cdot 0,8) = 82 \text{ см}^2.$$

Принято сечение пояса $400 \times 20 \text{ мм}$.

Выполняем проверочные расчеты сечения (см. рисунок 5.8, в).

Геометрические характеристики сечения окончательно: $A = 196,8 \text{ см}^2$;

$$I_{xn} = 98650 \text{ см}^4; I_{yn} = 21333 \text{ см}^4; i_x = \sqrt{\frac{98650}{196,8}} = 22,4 \text{ м}; i_y = \sqrt{\frac{21333}{196,8}} = 10,4 \text{ м};$$

$$W_{xn} = \frac{98650 \cdot 2}{50} = 3946 \text{ см}^3; \lambda_x = \frac{1580}{22,4} = 71; \bar{\lambda}_x = \lambda_x / \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \frac{71}{29,9} = 2,4;$$

$$\lambda_y = \frac{430}{10,4} = 41; \frac{A_f}{A_w} = \frac{80}{0,8 \cdot 46} = 2,2.$$

Местная устойчивость пояса обеспечена (таблица 29* [1]), поскольку

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{40}{2} = 20 < 2 \cdot (0,36 + 0,1\lambda) \sqrt{\frac{A}{R_y}} = 2 \cdot (0,36 + 0,1 \cdot 2,4) \cdot 29,9 = 36.$$

Проверяем прочность при $\tau = \frac{Q}{h_w t_w} = \frac{114 \cdot 10}{0,8 \cdot 46} = 31 \text{ МПа} < 0,5 R_s = 62 \text{ МПа}$ и

$$\frac{N}{R_y A_n} = \frac{800 \cdot 10}{230 \cdot 196,8} = 0,17 > 0,1 \text{ по формуле (49) [1] при } c = 1,04 \text{ (таблица 66 [1])}$$

$$\text{по соотношению } \frac{A_f}{A_w} = 2,2: \sqrt{\left(\frac{800 \cdot 10}{196,8 \cdot 230 \cdot 1} \right)^3} + \frac{620 \cdot 10^3}{1,04 \cdot 3946 \cdot 230} = 0,76 < 1.$$

Прочность обеспечена.

Проверяем устойчивость колонны в плоскости действия изгибающего момента по формуле (5.22).

Относительный эксцентриситет при максимальном моменте в верхней части колонны $M = 620$ кН·м (см. рисунок 5.8, б) $m_x = \frac{MA}{NW} = \frac{620 \cdot 196,8 \cdot 100}{800 \cdot 3946} = 3,9$.

При $\bar{\lambda} = 2,4 < 5$ и $m_x < 5$ по таблице 73 [1] коэффициент формы сечения $\eta = (1,9 - 0,1m_x) - 0,02(6 - m_x)\bar{\lambda}_x = (1,9 - 0,1 \cdot 3,9) - 0,02 \cdot (6 - 3,9) \cdot 2,4 = 1,41$.

Приведенный эксцентриситет $m_{ef} = \eta m_x = 1,41 \cdot 3,9 = 5,46$.

По таблице 74 [1] принято $\varphi_a = 0,192$. Устойчивость обеспечена, так как $\frac{N}{\varphi_e A_n R_y \gamma_c} = \frac{800 \cdot 10}{(0,192 \cdot 196,8) \cdot 230} = 0,92 < 1$.

Проверка устойчивости колонны из плоскости действия момента по формуле (5.23) [1]. Относительный эксцентриситет m_x вычисляем по большему изгибающему моменту в средней трети колонны, но не менее половины максимального (см. рисунок 5.8, б):

$$M = \frac{2}{3} \cdot (620 + 70) - 70 = 390 \text{ кН м, что больше } 0,5 \cdot 620 = 310 \text{ кН м;}$$

$$m_x = \frac{MA}{NW_{xm}} = \frac{390 \cdot 197}{800 \cdot 3946} = 2,43.$$

По гибкости $\lambda_y = 41 - \varphi_y = 0,89$.

Так как $\lambda_y = 41 < \lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \cdot 29,9 = 91$ и $m_x < 5$, то

коэффициент s вычисляем по формуле (57) СНиП [1], при этом величины α и β – по таблице 10 [1]: $\alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 2,43 = 0,77$; $\beta = 1$.

Коэффициент $\tilde{n} = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + 0,77 \cdot 2,43} = 0,35$.

Устойчивость обеспечена: $\frac{N}{\tilde{n} \varphi_y A_n R_y \gamma_c} = \frac{800 \cdot 10}{0,35 \cdot 0,89 \cdot 196,8 \cdot 230} = 0,57$.

Проверяем местную устойчивость стенки.

Поскольку $\sigma_x > \sigma_y$ (211 МПа > 130 МПа), то предельная гибкость стенки

$\frac{h_{ef}}{t_w}$ устанавливается по формулам таблицы 28 [1]. Так как $\lambda = 2,4 > 2$, то

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \sqrt{\frac{E}{R_y}} (1,2 + 0,35) = 29,9 \cdot (1,2 + 0,35 \cdot 2,4) = 61.$$

Гибкость стенки $\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{46}{0,8} = 57,5 < 61$ – местная устойчивость обеспечена.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 **СНиП II-23-81***. Стальные конструкции. – Введ. 1982-01-01. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- 2 **СП 16.13330-2011**. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Введ. 2011-05-02. – М. : ОАО «ЦПП», 2011. – 172 с.
- 3 **Металлические конструкции** : учеб. для студ. учреждений высш. проф. образования / Ю. И. Кудишин [и др.] ; под ред. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., стер. – М. : Академия, 2011. – 668 с.
- 4 **Прасол, В. Д.** Металлические конструкции в задачах и примерах. В 4 ч. Ч. I. Изгибаемые и сжатые элементы. Прокатные балки : учеб.-метод. пособие / В. Д. Прасол. – Гомель : БелГУТ, 2017. – 58 с.
- 5 **Прасол, В. Д.** Металлические конструкции в задачах и примерах. В 4 ч. Ч. II. Соединения металлических конструкций : учеб.-метод. пособие / В. Д. Прасол. – Гомель : БелГУТ, 2018. – 37 с.
- 6 **Чепурной, И. Н.** Оптимальные параметры сварных балок со стенками переменной толщины / И. Н. Чепурной // Вопросы строительства и архитектуры : сб. науч. тр. – Минск : Выш. шк., 1989. – Вып. 17. – С. 18–24.
- 7 **Бирюлев, В. В.** Проектирование металлических конструкций : учеб. пособие для вузов / В. В. Бирюлев [и др.] ; под ред. В. В. Бирюлева. – Л. : Стройиздат, 1990. – 432 с.
- 8 **Металлические конструкции** : учеб. для строит. вузов. В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций / В. В. Горев [и др.] ; под ред. В. В. Горева. – М. : Высш. шк., 2001. – 551 с.
- 9 **Металлические конструкции**. В 3 т. Т. 1. Общая часть. Справочник проектировщика / под общ. ред. В. В. Кузнецова. – М. : АСВ, 1998. – 576 с.
- 10 **Руководство по проектированию, изготовлению и сборке монтажных фланцевых соединений стропильных ферм с поясами из широкополочных двутавров**. – М. : ЦНИИпроектстальконструкция, 1982. – 60 с.
- 11 **Чепурной, И. Н.** Проектирование рабочей площадки : учеб.-метод. пособие / И. Н. Чепурной. – Гомель : БелИИЖТ, 1983. – 60 с.
- 12 **Чепурной, И. Н.** Проектирование стального каркаса одноэтажного промышленного здания : методические указания по курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности ПГС / И. Н. Чепурной. – Ч. 1. – 3-е изд., перераб. – Гомель : БелИИЖТ, 1990. – 68 с.
- 13 **Лихтарников, Я. М.** Расчет стальных конструкций : справ. пособие / Я. М. Лихтарников, Д. В. Ладыженский, В. М. Клыков. – 2-е изд., испр. и доп. – К. : Будівельник, 1984. – 368 с.

Учебное издание

ПРАСОЛ Валентина Даниловна

**Металлические конструкции
в задачах и примерах**

Часть III

Составные балки.

Центрально и внецентренно сжатые колонны

Учебно-методическое пособие

Редактор *А. А. Емельяненко*

Технический редактор *В. Н. Кучерова*

Компьютерный набор и верстка *Т. И. Шляхтовой*

Подписано в печать 29.05.2019 г. Формат 60×84¹/₁₆.
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 4,41. Уч.-изд. л. 4,05. Тираж 100 экз.
Зак. № . Изд. № 24

Издатель и полиграфическое исполнение:
Белорусский государственный университет транспорта.
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий

№ 1/361 от 13.06.2014.

№ 2/104 от 01.04.2014.

№ 3/1583 от 14.11.2017.

Ул. Кирова, 34, 246653, г. Гомель.

**МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра строительных технологий и конструкций

В. Д. ПРАСОЛ

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ В ЗАДАЧАХ И ПРИМЕРАХ

Часть III

**СОСТАВНЫЕ БАЛКИ.
ЦЕНТРАЛЬНО И ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ**

Учебно-методическое пособие

Гомель 2019

80