

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра строительных конструкций

Под ред. А.Б. Шурина, В.И. Драгана

РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ТКП EN 1993-1

Рекомендовано Советом

*Брестского государственного технического университета
в качестве пособия по курсу "Металлические конструкции"
специальности 1-70 02 01 дневной и заочной форм обучения*

Брест 2018

УДК 624.014
ББК 38.54 я 2

Р 24

Рецензенты: Заместитель директора Республиканского научно-исследовательского и опытно-конструкторского предприятия «Научно-технический центр» г. Брест, д.т.н., доцент **В.Н. Деркач**;

Доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского государственного технического университета к.т.н., доцент **Н.А. Рак**

Расчет стальных конструкций по ТКП EN 1993-1 / А.Б. Шурил, В.И. Драган, И.В. Зинкевич, Ю.С. Мартынов, В.В. Надольский,
Ш18 А.В. Мухин ; под ред. А.Б. Шурина, В.И. Драгана. – Брест :
Издательство БрГТУ, 2018. – 54 с.

ISBN 978-985-493-422-8

Пособие содержит примеры расчета и конструирования стальных конструкций в соответствии с требованиями ТКП EN 1993-1-1, ТКП EN 1993-1-5 и ТКП EN 1993-1-8. Приведены примеры подбора горячекатаной и составной балки, центрально-сжатой сплошной и сквозной колонны, примеры расчета и конструирования основных узлов балок и колонн.

Пособие предназначено для студентов специальности 70 02 01 (ПГС) всех форм обучения, а также может быть использовано при курсовом и дипломном проектировании студентов других специальностей строительного факультета.

Ил.26, список литературы: 6 источников.

УДК 624.014
ББК 38.54 я 2

ISBN 978-985-493-422-8

© Коллектив авторов, 2018
© Издательство БрГТУ, 2018

Оглавление

Оглавление	2
Введение	4
1 Изгибаемые элементы	5
1.1 Подбор сечения прокатной балки	5
1.2 Подбор сечения составной балки 3 класса	7
2 Центрально сжатые элементы	17
2.1 Подбор сечения центрально сжатой сплошной колонны	17
2.2 Подбор сечения центрально сквозной колонны	20
3 Сварные соединения	24
3.1 Расчёт нахлесточного сварного соединения	24
3.2 Расчёт пробочного шва	25
3.3 Расчёт прикрепления уголков к фасонке	25
3.4 Расчёт крепления стального настила к балкам	26
3.5 Расчёт поясных швов составной балки	28
4 Болтовые соединения	30
4.1 Расчет и конструирование стыкового соединения на болтах класса точности В	30
4.2 Расчёт и конструирование стыкового соединения на высокопрочных болтах	32
4.3 Фланцевое соединение категории D	34
4.4 Фланцевое соединение категории E	35
5 Расчет и конструирование узлов	36
5.1 Опорный узел составной балки	36
5.2 Монтажный стык составной балки на накладках на высокопрочных болтах	38
5.3 Монтажный стык составной балки на фланцах	41
5.4 Шарнирное сопряжение балок	45
5.5 База центрально сжатой колонны	49
5.6 Оголовок центрально сжатой колонны	51
Список используемых источников	53

Введение

Проектирование строительных конструкций зданий и сооружений с 1 июля 2015 года в Республике Беларусь осуществляется по ТКП EN, что закреплено в приказе №340 от 10 декабря 2014 года Министерства архитектуры и строительства.

Пособие предназначено студентам колледжей, высших учебных заведений, магистрантам и аспирантам строительных специальностей по курсу «Металлические конструкции», а также специалистам проектных организаций при проектировании стальных строительных конструкций соответствию с требованиями ТКП EN 1993-1-1 [3], ТКП EN 1993-1-5 [4] и ТКП EN 1993-1-8 [5].

Пособие разработано специалистами кафедры «Строительные конструкции» Брестского государственного технического университета и кафедры «Металлические и деревянные конструкции» Белорусского национального технического университета.

Пособие состоит из пяти разделов. В первом разделе приведены примеры расчета и конструирования горячекатаной и составной балки. Второй раздел посвящен вопросам расчета и проектирования центрально нагруженных колонн составного двутаврового сечения и сквозного сечения с ветвями из прокатных двутавров соединенных планками. Третий и четвертый разделы посвящены сварным соединениям с угловыми и пробочными швами и болтовым соединениям категорий С, D и E. В пятом разделе описаны вопросы проектирования монтажных узлов традиционной балочной клетки, состоящей из центрально нагруженных колонн, составных и прокатных балок.

1 Изгибаемые элементы

1.1 Подбор сечения прокатной балки

Пример 1.1. Подобрать сечение прокатной балки из стали С275 по ГОСТ 27772-88. Пролет балки $L = 5,5$ м, шаг балок $B = 3,2$ м. Нагрузка на балку от веса перекрытия приведена в таблице 1.1. Класс надежности RC2. Помещение категории D2. Функциональная нагрузка на перекрытие $q_k = 7$ кН/м².

Таблица 1.1 – Постоянная нагрузка на перекрытие

Наименование	G_k , кН/м ²
Цементно-песчаная стяжка $\rho=20$ кН/м ³ , $t=25$ мм	0,5
ЖБ плита $\rho=25$ кН/м ³ , $t=120$ мм	3,0
Итого:	3,5

Расчетная нагрузка на балку для предельных состояний несущей способности (группа В: STR/GEO)

$$g_1 = (\gamma_{G_{\text{всп}}} \cdot G_k + \psi_0 \cdot \gamma_{Q1} \cdot Q_k) \cdot k_{pl} = (1,35 \cdot 3,5 + 0,7 \cdot 1,5 \cdot 7) \cdot 1,0 = 12,075 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_2 = (\xi \cdot \gamma_{G_{\text{всп}}} \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_k) \cdot k_{pl} = (0,85 \cdot 1,35 \cdot 3,5 + 1,5 \cdot 7) \cdot 1,0 = 14,52 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{Ed} = \max(g_1; g_2) = 14,52 \text{ кН/м}^2.$$

где $\gamma_{G_{\text{всп}}} = 1,35$ – частный коэффициент безопасности для постоянного неблагоприятного воздействия;

$G_k = 3,5$ кН/м² – характеристическое значение постоянной нагрузки;

$\psi_0 = 0,7$ – коэффициент для комбинационных значений переменного функционального воздействия для помещений категории D2 (т. 1.4 [1]);

$\gamma_{Q1} = 1,5$ – частный коэффициент безопасности для переменного воздействия;

$k_{pl} = 1,0$ – коэффициент, зависящий от класса надёжности (т. 1.2В [1]);

$\xi = 0,85$ – понижающий коэффициент для неблагоприятного постоянного воздействия (т. 1.2В [1]).

Для предельных состояний эксплуатационной пригодности

$$g_k = G_k + \psi_2 \cdot Q_k = 3,5 + 0,6 \cdot 7 = 7,7 \text{ кН/м}^2.$$

Подбор сечения балки. Нагрузки на балку с учетом ее шага (ширины грузовой площади) и собственного веса балки

$$q_{Ed} = k_g \cdot g_{Ed} \cdot B = 1,02 \cdot 14,52 \cdot 3,2 = 47,39 \text{ кН/м};$$

$$q_k = k_g \cdot g_k \cdot B = 1,02 \cdot 7,7 \cdot 3,2 = 25,133 \text{ кН/м},$$

где $k_g = 1,02$ – коэффициент, учитывающий собственный вес балки.

$$\text{Расчетный изгибающий момент } M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} = \frac{47,39 \cdot 5,5^2}{8} = 179,19 \text{ кНм}.$$

Требуемый момент сопротивления и инерции сечения балки в предположении, что подобранное сечение будет класса 1 или 2

$$\frac{M_{Ed}}{W_{ply}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{ply} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{179,19 \cdot 10^2 \cdot 1,025}{275 \cdot 10^{-1}} = 667,89 \text{ см}^3,$$

где $f_y = 275$ МПа – предел текучести для стали С275 (т. 2.3 [1]);

$$\gamma_{M0} = \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = \frac{1,025}{1,00} = 1,025 \text{ – частный коэффициент безопасности при определении}$$

несущей способности поперечных сечений по прочности независимо от класса (т. 2.8 [1]).

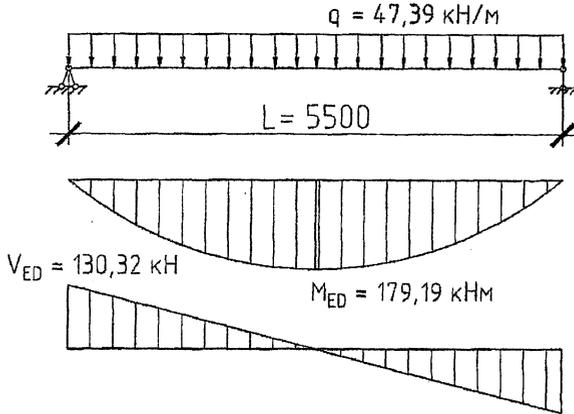


Рисунок 1.1 – Расчетная схема балки, эпюры внутренних сил

Из условия максимального прогиба определяем требуемый момент инерции (т. 1.18 [1])

$$a = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{E \cdot I_y} \Rightarrow I_y = \frac{5 \cdot q_k \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot a_{\text{lim}}} = \frac{5 \cdot 25,133 \cdot 10^{-2} \cdot 5500^4}{384 \cdot 210000 \cdot 10^{-1} \cdot 2,87} = 4968,6 \text{ см}^4,$$

где $E = 210000 \text{ МПа}$ – модуль упругости стали (т. 2.7 [1]).

$a_{\text{lim}} = 2,87 \text{ см}$ – предельный прогиб балки при $L = 5,5 \text{ м}$ (т. 1.17 [1]).

Принимаем двутавр 35Б1 по СТО АСЧМ 20-93 (т. 7.6 [1]). Геометрические характеристики принятого двутавра сводим в таблицу 1.2

Таблица 1.2 – Геометрические характеристики двутавра 35Б1 по СТО АСЧМ 20-93

h , мм	b , мм	t_f , мм	t_w , мм	r , мм	A , см ²	I_y , см ⁴	W_{ply} , см ³	S_y , см ³	g_1 , кг/м
346	174	9	6	14	52,68	11095	716,2	358,1	41,4

Определение класса сечения принятого профиля. Уточняем предел текучести стали С275. При $t_f = 9 \text{ мм} \Rightarrow f_y = 275 \text{ МПа}$ (т. 2.3 [1]).

$$\text{Коэффициент корректировки по стали } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/275} = 0,924.$$

$$\text{Свес полки } c_f = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{17,4 - 0,6}{2} - 1,4 = 7 \text{ см.}$$

Т.к. $c_f/t_f = 7/0,9 = 7,78 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,924 = 8,316$, то полка относится к 1 классу.

$$\text{Расчетная высота стенки } c_w = h - 2 \cdot (t_f + r) = 34,6 - 2 \cdot (0,9 + 1,4) = 30 \text{ см.}$$

Т.к. $c_w/t_w = 30/0,6 = 50 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,924 = 66,53$, то стенка относится к 1 классу.

Следовательно, сечение балки соответствует 1 классу.

Уточняем нагрузку на балку с учетом ее собственного веса

$$q_{Ed} = g_{Ed} \cdot B + \gamma_{G_{\text{вып}}} \cdot g_1 \cdot k_{pl} = 14,52 \cdot 3,2 + 1,35 \cdot 41,4/100 \cdot 1,0 = 46,464 \text{ кН/м};$$

$$q_k = g_k \cdot B + g_1 = 7,7 \cdot 3,2 + 41,4/100 = 25,054 \text{ кН/м.}$$

Уточним изгибающий момент в балке

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} = \frac{46,464 \cdot 5,5^2}{8} = 175,69 \text{ кНм.}$$

Расчетное усилие сдвига в опорном сечении

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L}{2} = \frac{46,464 \cdot 5,5}{2} = 127,78 \text{ кН.}$$

Проверка сопротивления сдвигу сечения. Площадь сдвига A_v
 $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 52,68 - 2 \cdot 17,4 \cdot 0,9 + (0,6 + 2 \cdot 1,4) \cdot 0,9 = 24,42 \text{ см}^2$.

Площадь $\eta \cdot h_w \cdot t_w$ (п. 3.1.6 [1]) $A_{v0} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,0 \cdot 30 \cdot 0,6 = 18 \text{ см}^2$,
 где $\eta = 1,0$ (т. 3.4 [1]).

Условие $A_v > A_{v0}$ выполняется.

Расчетное сопротивление сдвигу сечения в пластической стадии

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{24,42 \cdot 275 \cdot 10^{-1}}{1,025 \cdot \sqrt{3}} = 378,26 \text{ кН}.$$

Условие прочности сечения сдвигу выполняется $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{127,78}{378,26} = 0,338 < 1,0$.

Проверка сопротивления сдвигу стенки сечения при локальных воздействиях

Проверку сопротивления сдвигу стенки при локальных воздействиях требуется выполнять только в случае этажного сопряжения балок. Принимаем опирание второстепенной балки на главную балку в «одном уровне» в целях увеличения эффективной высоты под балочной площадкой. Следовательно, проверку сопротивления сдвигу стенки сечения при локальных воздействиях выполнять не требуется.

Проверка сопротивления изгибу сечения. Расчетное сопротивление изгибу $M_{c,Rd}$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{716,2 \cdot 10^{-2} \cdot 275 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 192,15 \text{ кНм}.$$

Условие прочности сопротивлению изгибу выполняется

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{175,69}{192,15} = 0,914 < 1,0.$$

Проверка предельного состояния эксплуатационной пригодности. Для изгибаемого элемента предельное состояние эксплуатационной пригодности определяется относительным прогибом

$$a = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{25,054 \cdot 10^{-2} \cdot 550^4}{210000 \cdot 10^{-1} \cdot 11095} = 1,28 \text{ см} < a_{lim} = 2,87 \text{ см}.$$

Условие выполнено.

Принятое сечение балки – двутавр 35Б1 СТО АСЧМ 20-93 из стали С275 по ГОСТ 27772-88 удовлетворяет всем требованиям.

1.2 Подбор сечения составной балки 3 класса

Пример 1.2. Подобрать сечение сварной составной двутавровой балки 3 класса из стали С255 по ГОСТ 27772. Пролет составной балки $L = 16$ м, шаг балок настила $B = 3,2$ м. Расчетная схема балки с нагрузкой на балку приведена на рисунке 1.2. Узловая нагрузка на балку для проверки предельных состояний несущей способности $F = 240,234$ кН, для проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности $F_k = 137,797$ кН. Сопряжение балок – этажное.

Уточняем усилия в соответствии с расчетной схемой и с учетом собственного веса главной балки:

$$\text{расчетный изгибающий момент } M'_{Ed} = k_g \cdot 2306,246 \text{ кНм} = 2375,433 \text{ кНм};$$

$$\text{расчетное поперечное усилие } V'_{Ed} = k_g \cdot 480,648 \text{ кНм} = 494,882 \text{ кНм}.$$

где $k_g = 1,03$ – коэффициент, учитывающий собственный вес главной балки, рекомендуемое значение $k_g = 1,01 \dots 1,03$.

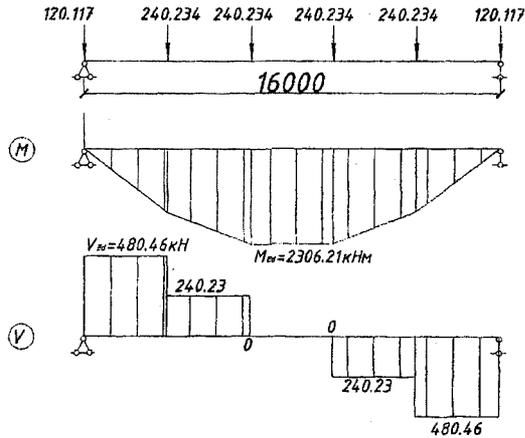


Рисунок 1.2 – Расчетная схема главной балки и эпюра внутренних усилий

Компоновка поперечного сечения главной балки. Определим требуемые моменты сопротивления и инерции сечения главной балки в предположении, что выбранное сечение будет класса 3.

$$\frac{M_{Ed}}{W_{ply} \cdot \gamma_{M0}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{r,y} = \frac{M'_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2375,433 \cdot 10^2 \cdot 1,025}{245 \cdot 10^{-1}} = 9938 \text{ см}^3,$$

где $\gamma_{M0} = \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = \frac{1,025}{1,00} = 1,025$ – частный коэффициент безопасности при определении несущей

способности поперечных сечений по прочности независимо от класса (т. 2.8 [1]);

$f_y = 245 \text{ МПа}$ – предел текучести стали С255 (т. 2.3 [1]).

Оптимальное значение высоты балки

$$h_{opt} = \sqrt[3]{220 \cdot W_{r,y}} - 0,15 \text{ м} = \sqrt[3]{220 \cdot 9938} - 0,15 \text{ м} = 1,296 \text{ м},$$

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{f_y \cdot l}{E} \cdot \left[\frac{l}{a} \right] \cdot \frac{F_k}{F} = \frac{5}{24} \cdot \frac{245 \cdot 10^{-1} \cdot 1600}{210000 \cdot 10^{-1}} \cdot 228 \cdot \frac{137,797}{240,234} = 50,86 \text{ см},$$

где $\left[\frac{a}{l} \right] = \frac{1}{228} \Rightarrow \left[\frac{l}{a} \right] = 228$ (т. 1.17 [1]).

Принимаем высоту балки $h = 1200$ мм. Определим оптимальную толщину стенки.

1. Из условия эксплуатационной пригодности

$$t_w = 7 \text{ мм} + \frac{3 \cdot h}{1000} = 7 \text{ мм} + \frac{3 \cdot 1200}{1000} = 10,6 \text{ мм};$$

2. Из условия прочности сдвигу ($\eta = 1,00$, п. 3.1.6 [1])

$$t_w \geq \frac{V'_{Ed} \cdot \gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}{f_y \cdot h \cdot \eta} = \frac{494,882 \cdot 1,025 \cdot \sqrt{3}}{245 \cdot 10^{-1} \cdot 1200 \cdot 1} = 0,299 \text{ мм};$$

3. Из условия 3 класса сечения $t_w \geq \frac{h}{124 \cdot \varepsilon} = \frac{1,2}{124 \cdot 0,979} = 9,9 \text{ мм}.$

где $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 245} = 0,979$ – коэффициент корректировки по стали.

Окончательно принимаем стенку балки из стали по ГОСТ 19903 толщиной $t_w = 14$ мм (т. 6.14 [1]). Задаемся толщиной полки $t_f = 20$ мм (т. 6.14 [1]).

Из условия свариваемости $\frac{t_f}{t_w} = \frac{20}{14} = 1,43 < 3.$

Определяем ширину полки балки.

1. Из условия обеспечения сопротивления изгибу.

Высота стенки балки $h_w = h - 2t_f = 1,2 - 2 \cdot 0,02 = 1,16 \text{ м}$.

Требуемый момент инерции сечения $I_{r,y} = W_{r,y} \cdot \frac{h}{2} = 9936 \cdot \frac{120}{2} = 596196 \text{ см}^4$.

Момент инерции стенки $I_{wy} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,4}{12} \cdot 116^3 = 156987 \text{ см}^4$,

Требуемый момент инерции полок

$$I_{fy} = \frac{(I_{r,y} - I_{wy})}{2} = \frac{(596196 - 156987)}{2} = 219604,5 \text{ см}^4,$$

Требуемая минимальная ширина полки

$$b = \frac{I_{fy}}{\frac{t_f^3}{12} + t_f \cdot \left(\frac{t_f}{2} + \frac{h_w}{2}\right)} = \frac{219604,5}{\frac{2^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{2}{2} + \frac{116}{2}\right)} = 18,5 \text{ см}.$$

2. Максимальная ширина пояса из условия 1 класса сечения (без учета сварных швов) $b_{\text{max}} = t_w + 2 \cdot 9 \cdot \varepsilon \cdot t_f = 1,4 + 2 \cdot 9 \cdot 0,979 \cdot 2 = 38,444 \text{ см}$.

3. Из условия общей устойчивости сечения $\frac{h}{5} = 24 \text{ см} \leq b \leq \frac{h}{3} = 40 \text{ см}$, но не менее 18 см.

Принимаем ширину пояса балки $b = 30 \text{ см} < b_{\text{max}} = 38,444 \text{ см}$.

Определяем расчетные геометрические характеристики сечения.

Площадь сечения $A = 2 \cdot b \cdot t_f + h_w \cdot t_w = 2 \cdot 30 \cdot 2 + 116 \cdot 1,4 = 282,4 \text{ см}^2$.

Момент инерции сечения относительно оси $y - y$

$$I_y = \frac{t_w}{12} \cdot h_w^3 + 2 \cdot \left[b \cdot t_f \cdot \left(\frac{t_f}{2} + \frac{h_w}{2}\right)^2 + \frac{b}{12} \cdot t_f^3 \right] = \\ = \frac{1,4}{12} \cdot 116^3 + 2 \cdot \left[30 \cdot 2 \cdot \left(\frac{2}{2} + \frac{116}{2}\right)^2 + \frac{30}{12} \cdot 2^3 \right] = 599864 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения относительно оси $y - y$

$$W_{ay} = \frac{I_y}{0,5 \cdot h} = \frac{599864}{0,5 \cdot 120} = 9997,7 \text{ см}^3.$$

Проверка необходимости учета сдвигового запаздывания.

$$b_0 = 14,3 \leq \frac{L}{50} = \frac{1600}{50} = 32,$$

где $b_0 = \frac{b - t_w}{2} = \frac{30 - 1,4}{2} = 14,3 \text{ см}$ — ширина свободного свеса полки;

$\frac{L}{50} = \frac{1600}{50} = 32 \text{ см}$ — предельное значение ширины свободного свеса полки.

Учет сдвигового запаздывания не требуется.

Определение класса сечения балки. Уточняем предел текучести стали С255. При $t_f = 20 \text{ мм} \Rightarrow f_y = 245 \text{ МПа}$ (т. 2.3 [1]).

$$\text{Свес полки } c_f = \frac{(b - t_w)}{2} = \frac{(30 - 1,4)}{2} = 14,3 \text{ см}.$$

Т.к. $\frac{c_f}{t_f} = \frac{14,3}{2} = 7,15 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,979 = 8,81$, то полка относится к 1 классу.

Расчетная высота стенки $c_w = h_w = 116 \text{ см}$, $\frac{c_w}{t_w} = \frac{116}{1,4} = 82,86$.

Т.к. $\frac{c_w}{t_w} = \frac{116}{1,4} = 82,86 < 124 \cdot \varepsilon = 124 \cdot 0,979 = 121,396$, то стенка относится к 3 классу.

Сечение балки соответствует 3 классу.

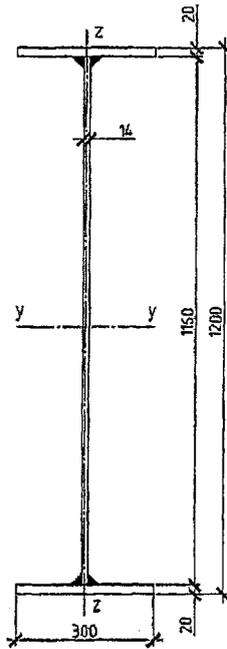


Рисунок 1.3 – Сечение составной сварной балки

Уточняем расчетные усилия с учетом собственного веса балки

Погонная масса балки $g_{gb} = A \cdot \rho = 282,4 \cdot 10^{-4} \cdot 7850 \cdot 10^{-3} = 2,217 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$,

где $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ – плотность стали (т. 2.6 [1]).

Уточняем расчетный изгибающий момент в середине пролета

$$M_{Ed} = 2306,246 + g_{gb} \cdot \frac{L^2}{8} = 2306,246 + 2,217 \cdot \frac{16^2}{8} = 2377,208 \text{ кНм}.$$

Уточняем расчетное поперечное усилие в опорном сечении

$$V_{Ed} = 480,468 + g_{gb} \cdot \frac{L}{2} = 480,468 + 2,217 \cdot \frac{16}{2} = 498,204 \text{ кН}.$$

Проверка сопротивления сдвигу сечения

$$\eta_v = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{498,204}{1404,31} = 0,354 < 1,$$

где $V_{pl,Rd} = \frac{I_y \cdot t_w \cdot f_y}{S_y \cdot \gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{599864 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{5894,8 \cdot 1,025 \cdot \sqrt{3}} = 1404,31 \text{ кН}$ – расчетное сопротивление сдвигу

сечения в упругой стадии;

$$S_y = b \cdot t_f \cdot \left(\frac{t_f}{2} + \frac{h_w}{2} \right) + t_w \cdot \frac{h_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} = 30 \cdot 2 \cdot \left(\frac{2}{2} + \frac{116}{2} \right) + 1,4 \cdot \frac{116}{2} \cdot \frac{116}{4} = 5894,8 \text{ см}^3 - \text{статический}$$

момент сопротивления полусечения относительно оси $y - y$.

Проверка сопротивления сдвигу сечения при потере устойчивости.

В учебных целях для исключения проверки сопротивления сдвигу с учетом касательных напряжений (см. п. 6.2.6 (6) [3]) рекомендуется параметры стенки назначать из условия $\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}$. В данном примере для наглядной реализации проверки сопротивления сдвигу с учетом касательных напряжений данным условием пренебрегаем.

Проверку не требуется выполнять, если выполняется следующее условие

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \Rightarrow \frac{h_w}{t_w} = \frac{116}{1,4} = 82,86 > \frac{72}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} = 61,21 \Rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon,$$

где $\eta = 1,2$ – рекомендуемое значение для сталей классов до S460 (п. 5.1(2) [4]).

Проверка сопротивления сдвигу сечения при потере устойчивости требуется.

Сопротивление сдвигу поясов учитывать не будем, т.к. на опоре будет измененное сечение $V_{bf,Rd} = 0 \text{ кН}$.

Сопротивление сдвигу стенки

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,847 \cdot 116 \cdot 1,4 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{\sqrt{3} \cdot 1,079} = 1803,24 \text{ кН},$$

где $\chi_w = \frac{0,83}{\lambda_w} = \frac{0,83}{0,98} = 0,847$ – коэффициент для гибкой опорной части;

$$\lambda_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot t_w \cdot \varepsilon} = \frac{116}{86,4 \cdot 1,4 \cdot 0,979} = 0,98 - \text{условная гибкость стенки.}$$

а) – ребра жесткости только на опорах

$$\gamma_{M1} = \frac{\gamma_m}{\gamma_{cl}} = \frac{1,025}{0,95} = 1,079 - \text{частный коэффициент;}$$

$\gamma_{cl} = 0,95$ – коэффициент условий работы при расчетах на устойчивость.

Полное сопротивление сдвигу сечения $V_{b,Rd} = V_{bf,Rd} + V_{bw,Rd} = 1803,24 \text{ кН}$.

Условие устойчивости сечения при сдвиге

$$\eta_v = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = \frac{498,204}{1803,24} = 0,276 < 1.$$

Проверка сопротивления изгибу сечения

$$\eta_M = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{2377,208}{2389,69} = 0,995 < 1,$$

где $M_{c,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9997,7 \cdot 10^{-2} \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 2389,69 \text{ кНм}$ – расчетное сопротивление изгибу

поперечного сечения 3 класса.

Учет совместного действия поперечной силы и изгибающего момента на сопротивление изгибу не требуется, если $\eta_v = 0,276 < 0,5$. Таким образом, учет влияния выполнять не требуется.

Проверка сопротивления потере устойчивости при изгибе (т.3.23 [1], п. 3.2.2.3 [3])

$$\frac{k_c \cdot L_c}{r_{fc} \cdot \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{CO} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Rd}},$$

где $l_{0y} = B_{0y} = 3,2 \text{ м}$ – расстояние между раскреплениями сжатого пояса главной балки;

$k_c = 0,94$ – коэффициент, учитывающий характер эпюры изгибающих моментов (т. 3.22 [1]);

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 93,9 \cdot 0,979 = 91,928 \text{ – значение условной гибкости;}$$

$M_{y,Rd} = M_{gb,Ed} = 2377,208 \text{ кНм}$ – максимальное расчетное значение изгибающего момента между точками раскрепления относительно оси у-у;

$$M_{z,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{9997,7 \cdot 10^{-3} \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,079} = 2270,098 \text{ кНм} \text{ – минимальное значение}$$

расчетного сопротивления сечения между точками;

r_{fs} – расстояние между раскреплениями сжатого пояса главной балки;

$$r_{fs} = \sqrt{\frac{t_f \cdot b^3}{12} + \frac{h_w \cdot t_w^3}{2 \cdot 3 \cdot 12}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 30^3}{12} + \frac{116 \cdot 1,4^3}{2 \cdot 3 \cdot 12}} = 7,19 \text{ см;}$$

$$r_{fs} = \sqrt{\frac{b \cdot t_f}{30 \cdot 2} + \frac{h_w}{2 \cdot 3} \cdot 1,4}$$

$\lambda_{co} = 0,5$ – предельное значение условной гибкости эквивалентной сжатой полки (таблица 3.23 [1]).

$$\frac{k_c \cdot L_c}{r_{fs} \cdot \lambda_1} = \frac{0,94 \cdot 3,2}{0,00717 \cdot 91,928} = 0,456 \leq \lambda_{co} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Rd}} = 0,5 \cdot \frac{2270,098}{2377,208} = 0,477.$$

Проверку устойчивости изгибаемого элемента выполнять не требуется. Однако в учебные цели выполняем указанную проверку.

Изменение сечения главной балки. Рекомендуемое оптимальное положение места

изменения сечения $x_{\min} = \frac{L}{6} = \frac{16}{6} = 2,667 \text{ м}$ и $x_{\max} = \frac{L}{5} = \frac{16}{5} = 3,2 \text{ м}$.

Изменение сечения выполняем на расстоянии $x_1 = 3 \text{ м}$ от опоры (рисунок 1.4). Определяем внутренние усилия в сечении 1-1 в соответствии с расчетной схемой и учетом собственного веса балки. Расчетный изгибающий момент

$$M_{Ed,1} = V_{Ed} \cdot x_1 - 0,5 \cdot F \cdot x_1 - F \cdot (x_1 - B_{wb}) - g_{gb} \cdot \frac{x_1 \cdot x_1}{2}$$

$$= 498,204 \cdot 3 - 0,5 \cdot 240,234 \cdot 3 - 240,234 \cdot (3 - 3,2) - 2,217 \cdot \frac{3 \cdot 3}{2} = 1172,331 \text{ кНм.}$$

Расчетное поперечное усилие

$$V_{Ed,1} = V_{Ed} - 1,5 \cdot F - g_{gb} \cdot x_1 = 498,204 - 1,5 \cdot 240,234 - 2,217 \cdot 3 = 131,2 \text{ кН.}$$

Компоновка измененного поперечного сечения балки. Требуемый момент сопротивления сечения (для класса 3)

$$W_{r,y1} = \frac{M_{Ed,1} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1172,331 \cdot 10^3 \cdot 1,025}{245} = 4904,65 \text{ см}^3.$$

Определим ширину полки составной балки из условия прочности сопротивлению изгибу сечения. Требуемый момент инерции сечения

$$I_{r,y1} = W_{r,y1} \cdot \frac{h}{2} = 4904,65 \cdot \frac{120}{2} = 294279 \text{ см}^4,$$

$$\text{требуемый момент инерции полок } I_{f,y1} = \frac{I_{r,y1} - I_{w,y}}{2} = \frac{294279 - 156987}{2} = 68646 \text{ см}^4,$$

требуемая минимальная ширина полки

$$b_1 = \frac{I_{f,y}}{\frac{t_f^3}{12} + t_f \cdot \left(\frac{t_f}{2} + \frac{h_w}{2}\right)^2} = \frac{68646}{\frac{2^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{2}{2} + \frac{116}{2}\right)^2} = 9,86 \text{ см.}$$

Принимаем ширину пояса балки в месте изменения сечения $b_1 = 24 \text{ см}$.

Ширина полки из конструктивных соображений $b_1 = 24 \text{ см} > \frac{b}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ см}$ и $b_1 = 24 \text{ см} > 18 \text{ см}$.

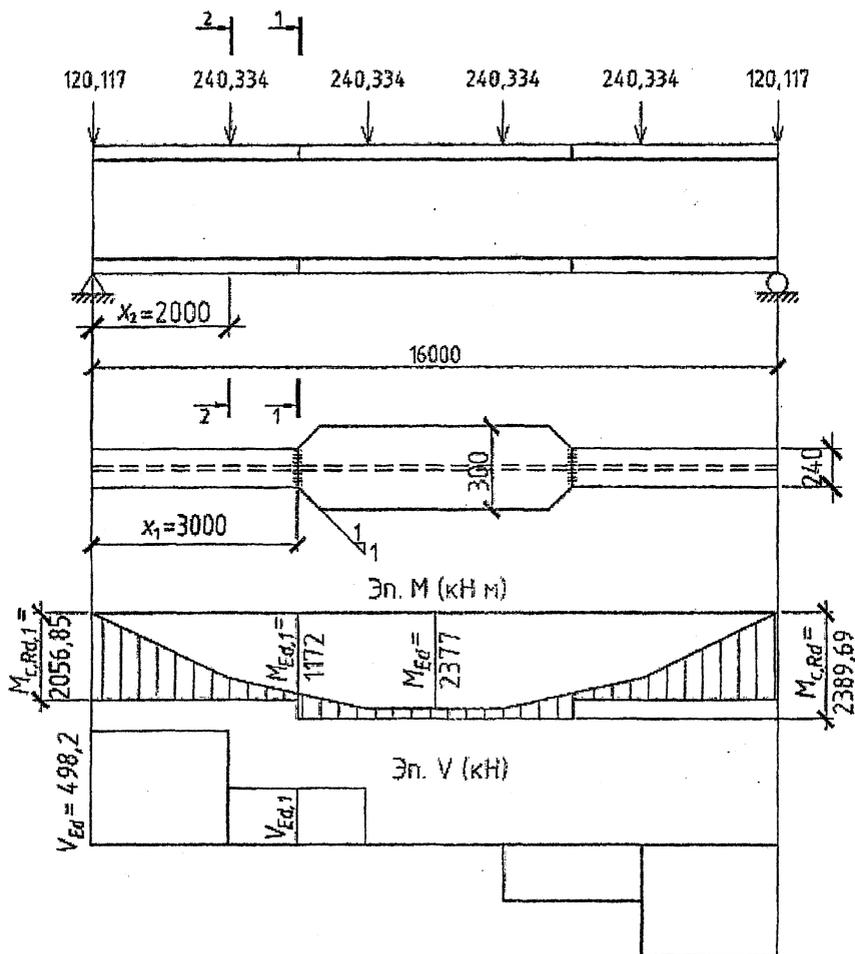


Рисунок 1.4 – Изменение сечения составной балки

Геометрические характеристики сечения. Площадь сечения

$$A = 2 \cdot b_1 \cdot t_f + h_w \cdot t_w = 2 \cdot 24 \cdot 2 + 116 \cdot 1,4 = 258,4 \text{ см.}$$

Момент инерции сечения относительно оси у-у в сечении 1-1

$$I_{y1} = \frac{t_w}{12} \cdot h_w^3 + 2 \cdot \left[b_1 \cdot t_f \cdot \left(\frac{t_f}{2} + \frac{h_w}{2} \right)^2 + \frac{b_1}{12} \cdot t_f^3 \right] =$$

$$= \frac{1,4}{12} \cdot 116^3 + 2 \cdot \left[24 \cdot 2 \cdot \left(\frac{2}{2} + \frac{116}{2} \right)^2 + \frac{24}{12} \cdot 2^3 \right] = 516312,5 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения относительно оси у-у

$$W_{el,y1} = \frac{I_{y1}}{0,5 \cdot h} = \frac{516312,5}{0,5 \cdot 120} = 8605,2 \text{ см}^3.$$

Определение класса измененного сечения.

Класс сжатой полки принятого сечения

$$c_f = \frac{b_1 - t_w}{2} = \frac{24 - 1,4}{2} = 11,3 \text{ см}.$$

Т.к. $\frac{c_f}{t_f} = \frac{11,3}{2} = 5,65 \text{ см} < 9 \cdot \varepsilon = 8,811$ – полка относится к 1 классу.

Класс стенки сечения не изменился – 3 класс.

Измененное сечение сварной балки соответствует 3 классу.

Проверка сопротивления изгибу сечения.

Расчетное сопротивление изгибу

$$M_{c,Rd1} = \frac{W_{el,y1} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8605,2 \cdot 10^{-2} \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 2056,852 \text{ кНм}.$$

Условие прочности сопротивлению изгибу выполняется

$$\eta_M = \frac{M_{Ed1}}{M_{c,Rd1}} = \frac{1172,331}{2056,852} = 0,57 < 1.$$

Проверяем приведенные напряжения на границе стенки в месте изменения сечения при $\sigma_{z,Ed} \neq 0$ (рисунок 1.5, сечение 1-1, $x_j = 3$ м).

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{131,7^2 + 3 \cdot 5,14^2} = 132 \text{ МПа} < \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{245}{1,025} = 239,02 \text{ МПа},$$

где σ_1 , τ_1 – расчетные нормальные и касательные напряжения в краевом участке стенки балки на уровне поясных швов в сечении 1-1 (рисунок 1.5):

$$\sigma_1 = \frac{M_{Ed1}}{I_{y1}} \cdot \frac{h_w}{2} = \frac{1172,331 \cdot 10^3}{516312,5} \cdot \frac{116}{2} = 131,7 \text{ МПа};$$

$$S_{f,y1} = b_1 \cdot t_f \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 24 \cdot 2 \cdot 0 \cdot \left(\frac{116}{2} + \frac{2,0}{2} \right) = 2832 \text{ см}^3;$$

$$\tau_1 = \frac{V_{Ed1} \cdot S_{f,y1}}{I_{y1} \cdot t_w} = \frac{131,2 \cdot 2832 \cdot 10}{516312,5 \cdot 1,4} = 5,14 \text{ МПа}.$$

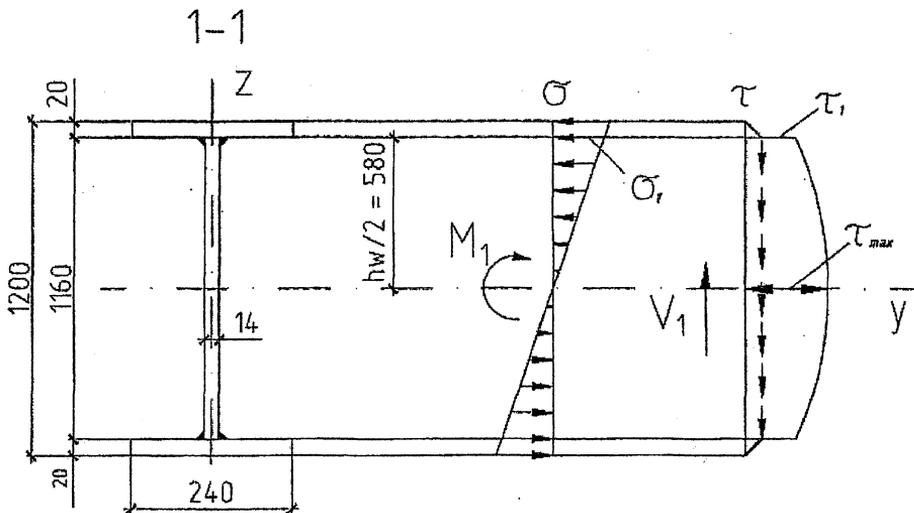


Рисунок 1.5 – Напряжения в сечении 1-1

Проверяем приведенные напряжения в наиболее нагруженной точке на границе полки со стенкой под балкой настила (сечение 2-2, $\sigma_{z,Ed} \neq 0$, рисунок 1.6). Расчетное значение местного напряжения в стенке в поперечном направлении вычисляем по формуле 3.2 [5]

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{Ed}}{b_{eff} \cdot (t_w + a_{st,l})} = \frac{240,234 \cdot 10}{21,4 \cdot 1,4} = 80,18 \text{ МПа} < \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{245}{1,025} = 239,02 \text{ МПа},$$

где $a_{st,l}$ – площадь сечения брутов элементов жесткости, распределенных на единицу длины s_s ; при отсутствии ребер жесткости $a_{st,l} = 0$;

b_{eff} – длина зоны распределения местных напряжений; на границе полки со стенкой

$$b_{eff} = s_s = s_s + 2t_f = 17,4 + 2 \cdot 2,0 = 21,4 \text{ см}.$$

Нормальные и касательные напряжения в балке в краевом участке стенки балки на уровне поясных швов в сечении 2-2 ($x_2 = 2,0 \text{ м}$)

$$\sigma_2 = \frac{M_{Ed,2} \cdot h_w}{I_{y1} \cdot 2} = \frac{1582,9 \cdot 10^3 \cdot 116}{516312,5 \cdot 2} = 177,82 \text{ МПа};$$

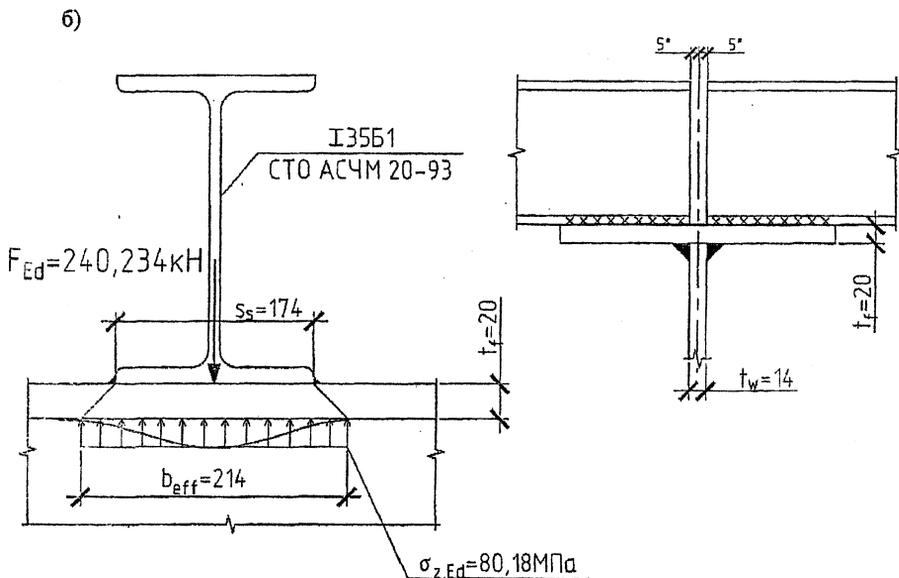
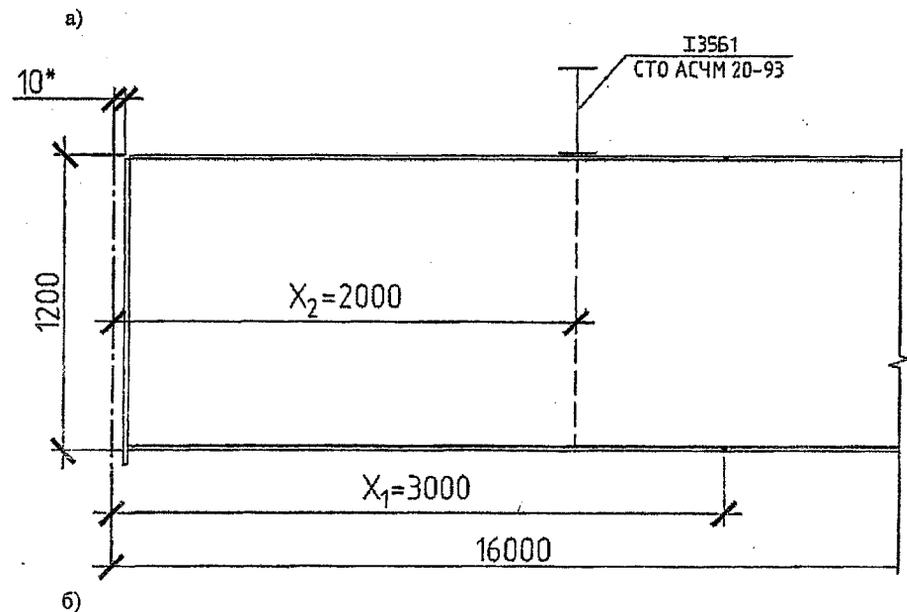
$$\tau_2 = \frac{V_{Ed,2} \cdot S_{f,y1}}{I_{y1} \cdot t_w} = \frac{491,2 \cdot 2832 \cdot 10}{516312,5 \cdot 1,4} = 19,24 \text{ МПа}.$$

Приведенные напряжения в сечении 2-2 под балкой настила (рисунок 1.6)

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{m0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{m0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{m0}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{m0}} \right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{m0}} \right)^2 =$$

$$\left(\frac{177,82}{245/1,025} \right)^2 + \left(\frac{80,18}{245/1,025} \right)^2 - \left(\frac{177,82}{245/1,025} \right) \cdot \left(\frac{80,18}{245/1,025} \right) + 3 \cdot \left(\frac{19,24}{245/1,025} \right)^2 = 0,43 < 1$$

Условие прочности в сечении 2-2 выполняется.



* – размер корректируется при монтаже

а – расчетное сечение; б – схема локальных напряжений в главной балке

Рисунок 1.6 – К расчету приведенных напряжений на границе полки со стенкой в сечении 2-2

2 Центрально сжатые элементы

2.1 Подбор сечения центрально сжатой сплошной колонны

Пример 2.1. Подобрать сечение сварной центрально-сжатой колонны из стали С255 по ГОСТ 27772. Расчетная нагрузка на колонну $N_{Ed} = 2800 \text{ кН}$. Геометрическая длина колонны $l = 7720 \text{ мм}$.

Компоновку сечения сварной колонны. Требуемую площадь сечения колонны определяем из условия устойчивости при продольном изгибе

$$A \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{m0}}{\chi_{min} \cdot f_y} = \frac{2800 \cdot 1,025}{0,75 \cdot 245 \cdot 10^{-1}} = 156,2 \text{ см}^2,$$

где $f_y = 245 \text{ МПа}$ – предел текучести для стали С245 (т. 2.3 [1]);

$$\gamma_{M1} = \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = \frac{1,025}{1,00} = 1,025 \text{ – частный коэффициент безопасности при определении несущей}$$

способности элемента по устойчивости (т. 2.8 [1]);

$\chi = 0,75$ – понижающий коэффициент для соответствующей формы потери устойчивости (предварительно рекомендуется принимать в пределах $0,7 \dots 0,85$).

При компоновке стержня колонны из трех листов размеры листов назначают из следующих соображений:

- для поясов применяют листы толщиной $t_f = 8 \dots 40 \text{ мм}$;
- для стенки толщиной $t_w = 6 \dots 16 \text{ мм} \leq t_f$.

Сечение колонны проектируем из условия исключения потери местной устойчивости частей сечения, т.е. класс сечения должен быть 1...3.

Принимаем $t_w = 10 \text{ мм}$. Тогда в соответствии с т. 2.11 [1] для стенки

$$\frac{c}{t_w} \leq 42 \cdot \varepsilon \Rightarrow h_w \leq t_w \cdot 42 \cdot \varepsilon = 10 \cdot 42 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} = 411 \text{ мм},$$

Принимаем $t_f = 12 \text{ мм}$. Тогда для полки (т. 2.12 [1])

$$\frac{c}{t_f} \leq 14 \cdot \varepsilon \Rightarrow b \leq 2(t_f \cdot 14 \cdot \varepsilon) = 2 \cdot \left(12 \cdot 14 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} \right) = 494 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $h = 300 \text{ мм}$, $h_w = 264 \text{ мм}$, $t_w = 10 \text{ мм}$, $b = 400 \text{ мм}$, $t_f = 18 \text{ мм}$.

Сечение колонны показано на рисунке 2.1.

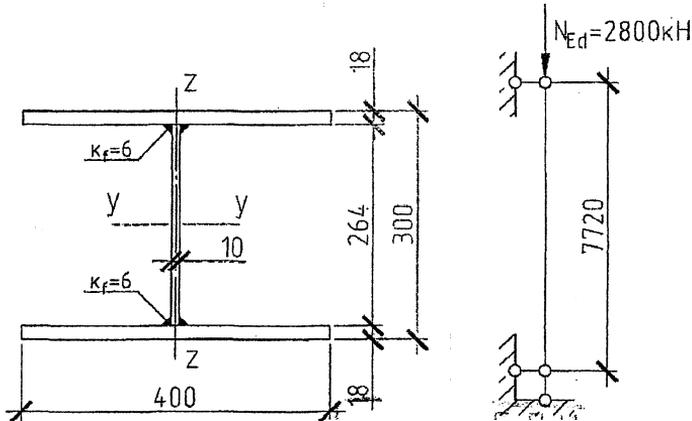


Рисунок 2.1 — Сечение и расчетная схема сварной колонны.

Геометрические характеристики сечения

$$A = 2 \cdot t_f \cdot b + t_w \cdot h_w = 2 \cdot 1,8 \cdot 40 + 1 \cdot 26,4 = 170,4 \text{ см}^2;$$

$$I_y = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b \cdot t_f^3}{12} + t_f \cdot b \cdot \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{1 \cdot 26,4^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{40 \cdot 1,8^3}{12} + 1,8 \cdot 40 \cdot \left(\frac{26,4 + 1,8}{2} \right)^2 \right) = 30200,8 \text{ см}^4;$$

$$I_z = \frac{h_w \cdot t_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{t_f \cdot b^3}{12} \right) = \frac{26,4 \cdot 1^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{1,8 \cdot 40^3}{12} \right) = 19202,2 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{30200,8}{170,4}} = 13,3 \text{ см}; \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{19202,2}{170,4}} = 10,62 \text{ см};$$

$$I_t = \frac{b \cdot t_f^3 \cdot 2 + t_w^3 \cdot h_w}{3} = \frac{1,8 \cdot 40^3 \cdot 2 + 1^3 \cdot 26,4}{3} = 164,32 \text{ см}^4;$$

$$I_w = \frac{I_y \cdot (h - t_f)^2}{4} = \frac{30200,8 \cdot (30 - 1,8)^2}{4} = 6004227,4 \text{ см}^6.$$

Определение класса сечения колонны. Уточняем предел текучести стали С255. При $t_f = 18 \text{ мм} \Rightarrow f_y = 245 \text{ МПа}$ (т. 2.3 [1]).

$$\text{Свес полки } c = \frac{b - (t_w + 2k_f)}{2} = \frac{400 - (10 + 2 \cdot 6)}{2} = 189 \text{ мм}.$$

$$\text{Т.к. } 10 \cdot \varepsilon = 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} = 9,79 < \frac{c}{t_f} = \frac{189}{18} = 10,5 < 14 \cdot \varepsilon = 14 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} = 13,71, \text{ то}$$

полка относится к 3 классу.

$$\text{Расчетная высота стенки } c = h_w - 2 \cdot k_f = 264 - 2 \cdot 10 = 244 \text{ мм}.$$

$$\text{Т.к. } \frac{c}{t_w} = \frac{244}{10} = 24,4 < 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} = 32,32, \text{ то стенка относится к 1 классу.}$$

Сечение колонны относится к поперечному сечению 3-го класса.

Проверка прочности поперечного сечения. Расчетное значение несущей способности $N_{c,Rd}$ поперечного сечения класса 3 согласно т. 3.2 [1]

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{170,4 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 4072,9 \text{ кН}.$$

$$\text{Т.к. } \frac{N_{Rd}}{N_{c,Rd}} = \frac{2800}{4072,9} = 0,69 < 1,0, \text{ то несущая способность поперечного сечения по}$$

прочности обеспечена.

Проверка устойчивости при продольном изгибе. Вычисление условных гибкостей элемента

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{y,or}}{i_y \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{772}{13,3 \cdot 93,9 \cdot 0,979} = 0,59; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{l_{z,or}}{i_z \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{772}{10,6 \cdot 93,9 \cdot 0,979} = 0,74.$$

Выбор кривых потери устойчивости:

– относительно оси у-у: $t_f < 40 \text{ мм}$ (т. 3.11 [1]) – кривая b. Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $a_y = 0,34$ (т. 3.10 [1]);

– относительно оси z-z: $t_f < 40 \text{ мм}$ (т. 3.11 [1]) – кривая c. Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $a_z = 0,49$ (т. 3.10 [1]).

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,59 - 0,2) + 0,59^2] = 0,74;$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,74 - 0,2) + 0,74^2] = 0,905;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,746 + \sqrt{0,74^2 - 0,59^2}} = 0,842;$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,905 + \sqrt{0,905^2 - 0,739^2}} = 0,701;$$

$$\chi_{min} = 0,701.$$

Расчётное значение несущей способности по устойчивости

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,701 \cdot 170,4 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 2851,08 \text{ кН}.$$

Т.к. $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{2800}{2851,08} = 0,983 < 1,0$, то несущая способность поперечного сечения по

устойчивости при продольном изгибе обеспечена.

Проверка устойчивости при крутильной и изгибно-крутильной форме потери устойчивости. Для элементов с двумя осями симметрии в сечении потеря устойчивости по изгибно-крутильной форме не характерна, поэтому в настоящем примере выполняется проверка только по крутильной форме потери устойчивости.

Критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по крутильной форме п.3.3.2 [1]

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_\omega}{l^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{17,03^2} \cdot \left(0,81 \cdot 10^4 \cdot 164,32 + \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 6004227,4}{772^2} \right) = 11792,9 \text{ кН},$$

где $i_0 = \sqrt{i_y^2 + i_z^2} = \sqrt{13,3^2 + 10,61^2} = 17,03 \text{ см}.$

Условная гибкость элемента при крутильной форме потери устойчивости (т. 3.13 [1])

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,T}}} = \sqrt{\frac{170,4 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{11792,9}} = 0,595.$$

Выбор кривой потери устойчивости осуществляется относительно оси z-z: $t_f < 40 \text{ мм}$, тогда согласно т. 3.11 [1] – кривая с. Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $\alpha_y = 0,49$ (т. 3.10 [1]).

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0,2) + \bar{\lambda}_T^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,595 - 0,2) + 0,595^2] = 0,774;$$

$$\chi_T = \frac{1}{0,774 + \sqrt{0,774^2 - 0,595^2}} = 0,788.$$

Расчётное значение несущей способности элемента по крутильной форме потери устойчивости

$$N_{bT,Rd} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,788 \cdot 170,4 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 3210,9 \text{ кН}.$$

Проверка устойчивости $\frac{N_{Ed}}{N_{bT,Rd}} = \frac{2800}{3210,9} = 0,872 < 1,0.$

Несущая способность элемента по крутильной форме потери устойчивости обеспечена.

2.2 Подбор сечения центрально сквозной колонны

Пример 2.2. Подобрать сечение центрально-сжатой сквозной колонны из стали С245 по ГОСТ 27772. Расчетная нагрузка на колонну $N_{Ed} = 1600$ кН. Геометрическая длина колонны $l = 8500$ мм.

Требуемая площадь сечения ветви колонны

$$A \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{m0}}{2 \cdot \chi_{min} \cdot f_y} = \frac{1600 \cdot 1,025}{2 \cdot 0,75 \cdot 245 \cdot 10^{-1}} = 44,63 \text{ см}^2,$$

где $f_y = 245 \text{ МПа}$ – предел текучести для стали С245 (т. 2.3 [1]);

$$\gamma_{m1} = \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = \frac{1,025}{1,00} = 1,025 \text{ – частный коэффициент безопасности при определении несущей}$$

способности элемента по устойчивости (т. 2.8 [1]);

$\chi = 0,75$ – понижающий коэффициент для соответствующей формы потери устойчивости (предварительно рекомендуется принимать в пределах 0,7...0,85).

Принимаем сечение ветвей из двух двутавров № 35Б1 по ГОСТ 26020-83 (таблица 2.1).

Таблица 2.1 – Геометрические характеристики двутавра № 35Б1 по ГОСТ 26020-83

h , мм	b , мм	t_f , мм	t_w , мм	R , мм	A_0 , см ²	J_{y0} , см ⁴	J_{z0} , см ⁴	i_{y0} , см	q_1 , кг/м
346	155	8,5	6,2	18	49,53	10060	529,6	3,27	38,9

Компоновка поперечного сечения. Соединение ветвей осуществляем на планках. Зададимся гибкостью ветви колонны $\lambda_b = 25$ ($\lambda_b < \lambda_x$, в противном случае возможна потеря устойчивости ветви ранее потери устойчивости колонны в целом). Определим расстояние между ветвями колонны из условия равноустойчивости $\lambda_y = \lambda_x$.

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_b^2} = \sqrt{63,02^2 - 25^2} = 57,85 > 40.$$

$$b = \frac{l_x}{\alpha_2 \cdot \lambda_x} = \frac{850}{0,52 \cdot 57,85} = 28,26 \text{ см},$$

где $\alpha_2 = 0,52$ (для сечения из 2-х швеллеров полками внутрь $\alpha_2 = 0,44$, прил. 15[6]).

Принимаем $b = 31$ см (рисунок 2.2а). Проверим наличие зазора между внутренними гранями ветвей колонны $b_1 = b - b_f = 310 - 155 = 155 \text{ мм} > 150 \text{ мм}$.

Требуемое расстояние между планками $l_b = \lambda_b \cdot i_b^2 = 25 \cdot 3,27 = 81,75 \text{ см}$.

Принимаем $l_b = 51 \text{ см}$.

Определяем размеры планки. Ширина планки

$$b_b = b_1 + 2 \cdot (4,0 + 5,0) = 14,5 + 2 \cdot 4,5 = 23,5 \text{ см. Принимаем } b_b = 24 \text{ см.}$$

Высоту планки d_b назначаем в пределах $(0,5..0,75)b$.

$$d_b = (0,5 + 0,75) \cdot b = 0,6 \cdot 31 = 18,6 \text{ см.}$$

Принимаем $d_b = 19 \text{ см}$. Толщина планки принимается в пределах $t_b = 8..12 \text{ мм}$.

Принимаем $t_b = 8 \text{ мм}$.

Расстояние между осями планок $a = l_b + d_b = 51 + 19 = 80 \text{ см}$.

Вычисляем коэффициент эффективности μ .

$$I_y(I_x) = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_{ch} + 2I_{ch} = 0,5 \cdot 31^2 \cdot 49,53 + 2 \cdot 529,6 = 24858,4 \text{ см}^4,$$

где $A_{ch} = A_0$ – площадь поперечного сечения одной ветви, см. таблицу 2.1;

$I_{ch} = I_{x0}$ – момент инерции ветви, см. таблицу 2.1.

$$i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2 \cdot A_{ch}}} = \sqrt{\frac{24858,4}{2 \cdot 49,53}} = 15,84 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = \frac{850}{15,84} = 53,66.$$

В соответствии с требованиями таблицы 6.8 [3] при $\lambda_2 \leq 75 \Rightarrow \mu = 1,0$.

Момент инерции эффективного сечения сквозного элемента с планочной решеткой (п. 6.4.3.1 [3])

$$I_{eff} = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_{ch} + 2 \mu \cdot I_{ch} = 0,5 \cdot 31^2 \cdot 49,53 + 2 \cdot 1,0 \cdot 529,6 = 24858,4 \text{ см}^4.$$

Сдвиговая жесткость колонны S_v (п.6.4.3.1 [3])

$$s_v = \frac{24 \cdot E \cdot I_{ch}}{a^2 \cdot \left[1 + \frac{2 \cdot I_{ch} \cdot h_0}{n \cdot I_b \cdot a} \right]} = \frac{24 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 529,6}{80^2 \cdot \left[1 + \frac{2 \cdot 529,6 \cdot 31}{2 \cdot 457,3 \cdot 80} \right]} = 28787 \text{ кН} <$$

$$< \frac{2 \pi^2 \cdot E \cdot I_{ch}}{a^2} = \frac{2 \cdot 3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 529,6}{80^2} = 34267 \text{ кН},$$

где $I_b = \frac{t_b \cdot d_b^3}{12} = \frac{0,8 \cdot 19^3}{12} = 457,3 \text{ см}^4$ – момент инерции сечения одной планки в плоскости решетки;

$n = 2$ – количество плоскостей планочной решетки.

Для элемента с двумя одинаковыми ветвями расчетное усилие $N_{ch,Ed}$ (п. 6.4.1 [3]).

$$N_{ch,Ed} = 0,5 \cdot N_{Ed} + \frac{M_{Ed} \cdot h_0 \cdot A_{ch}}{2 I_{eff}} = \frac{1600}{2} + \frac{3778,7 \cdot 31 \cdot 49,53}{2 \cdot 24858,4} = 916,7 \text{ кН},$$

где $M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0 + M'_{Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} = \frac{1600 \cdot 1,7}{1 - \frac{1600}{7124}} = 3778,7 \text{ кНсм}$, расчетное значение максимального

момента в середине длины сквозного элемента с учетом эффектов второго порядка;

$M'_{Ed} = 0$ – расчетное значение максимального момента, возникающего в середине длины сквозного элемента без учета эффектов второго порядка;

$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff}}{L^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 24858,4}{850^2} = 7124 \text{ кН}$, – эффективная критическая сила в сквозном элементе;

$e_0 = \frac{L}{500} = 850/500 = 1,7 \text{ см}$ – начальное искривление.

Определяем класс поперечного сечения. Уточняем предел текучести стали С245.
При $t_f = 8,5 \text{ мм} \Rightarrow f_y = 245 \text{ МПа}$ (т. 2.3 [1]).

Расчетная высота стенки $c = h - 2(t_f + r) = 346 - 2(8,5 + 18) = 293 \text{ мм}$.

Т.к. $\frac{c}{t_w} = \frac{293}{6,2} = 47,2 > 42 \varepsilon = 42 \sqrt{\frac{235}{245}} = 41,1 \Rightarrow$ то стенка относится к 4 классу.

Эффективную площадь сечения определяем в соответствии с п. 4.4 [4]

$$\lambda_p = \frac{\frac{c}{t_w}}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_f}} = \frac{47,2}{28,4 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} \cdot \sqrt{4}} = 0,848.$$

Т.к. $\lambda_p > 0,67$ то $\rho = \frac{\lambda_p - 0,055(3 + \varphi)}{\lambda_p^2} = \frac{0,848 - 0,055 \cdot 4}{0,848^2} = 0,873,$

где $\varphi = 1$ (т. 4.1 [4]).

$$A_{eff,0} = (A_{eff,ch}) = A_{ch} - (1 - \rho) \cdot t_w \cdot c = 49,53 - (1 - 0,873) \cdot 6,2 \cdot 10^{-2} \cdot 293 = 47,22 \text{ см}^2.$$

Устойчивость ветви колонны относительно оси $z_0 - z_0$.

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{245}} = 91.$$

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda}_{ch,z} = \frac{l_b}{\lambda_1 \cdot \sqrt{I_{z,0} / A_{eff,0}}} = \frac{80}{91 \cdot \sqrt{529,6 / 47,22}} = 0,263.$$

Выбор кривой потери устойчивости осуществляется относительно оси $z_0 - z_0$: тогда согласно т. 3.11 [1] – кривая *b*. Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $\alpha_x = 0,34$ (т. 3.10 [1]).

$$\phi_x = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{ch,z} - 0,2) + \bar{\lambda}_{ch,z}^2] = 0,5 [1 + 0,34(0,263 - 0,2) + 0,263^2] = 0,545;$$

$$\chi_x = \frac{1}{\phi_x + \sqrt{\phi_x^2 - \lambda_{ch,z}^2}} = \frac{1}{0,545 + \sqrt{0,545^2 - 0,263^2}} = 0,978.$$

Устойчивость ветви колонны относительно оси $y - y$.

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda}_{ch,y} = \frac{L_{eff}}{\lambda_1 \cdot \sqrt{I_{y,0} / A_{eff}}} = \frac{850}{91 \cdot \sqrt{10060 / 47,22}} = 0,633.$$

Выбор кривой потери устойчивости осуществляется относительно оси $y - y$: тогда согласно т. 3.11 [1] – кривая *a*. Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $\alpha_y = 0,21$ (т. 3.10 [1]).

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,21(0,633 - 0,2) + 0,633^2] = 0,745;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_{ch,y}^2}} = \frac{1}{0,745 + \sqrt{0,745^2 - 0,633^2}} = 0,879.$$

Проверка устойчивости.

$$\chi = \min(\chi_x; \chi_y) = \min(0,978; 0,879) = 0,879.$$

$$N_{ch,Rd} = \chi_{min} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1} = \frac{0,879 \cdot 47,22 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 992,1 \text{ кН}.$$

$$\frac{N_{ch,Ed}}{N_{ch,Rd}} = \frac{916,7}{992,1} = 0,924 < 1.$$

Проверка планок и швов согласно 6.4.1 (7) [3]. Проверка планок сквозной колонны должна выполняться для крайней панели на поперечную силу V_{Ed}

$$V_{Ed} = \pi^2 \cdot \frac{M_{Ed}}{L} = 3,14^2 \cdot \frac{41,8}{8,5} = 48,5 \text{ кН}.$$

$$\text{Сдвиг в 1 планке } V_{b,Ed} = \left(\frac{V_{Ed}}{2}\right) \cdot \frac{a}{h_0} = \left(\frac{48,5}{2}\right) \cdot \frac{99}{31} = 77,44 \text{ кН}.$$

$$\text{Момент в 1 планке } M_{b,Ed} = \left(\frac{V_{Ed}}{2}\right) \cdot \frac{a}{2} = \left(\frac{48,5}{2}\right) \cdot \frac{99}{2} = 1200,4 \text{ кНсм}.$$

$$\text{Расчетное сопротивление сварного шва } f_{vw,s} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_{w\gamma_{M2}}} = \frac{37 / \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,3} = 20,54 \text{ кН/см}^2.$$

Катег сварного шва, прикрепляющего планки принимаем равным $k_1 = 8$ мм.

Эффективная толщина сварных швов $a = k_1 \cdot \cos 45^\circ = 0,8 \cdot 0,707 = 0,566$ см.

$$\tau_V = \frac{V_{b,Ed}}{d_b \cdot a} = \frac{77,44}{19 \cdot 0,566} = 7,2 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau_M = \frac{M_{b,Ed}}{d_b^2 \cdot a / 6} = \frac{1200,4}{19^2 \cdot 0,566 / 6} = 35,3 \text{ кН / см}^2;$$

Т.к. $\sqrt{\tau_V^2 + \tau_M^2} = \sqrt{9,7^2 + 47,5^2} = 48,9 \text{ кН / см}^2 > f_{vw,d} = 20,54 \text{ кН / см}^2$, то увеличиваем высоту планки до $d_b = 26 \text{ см}$ (рисунок 2.2б).

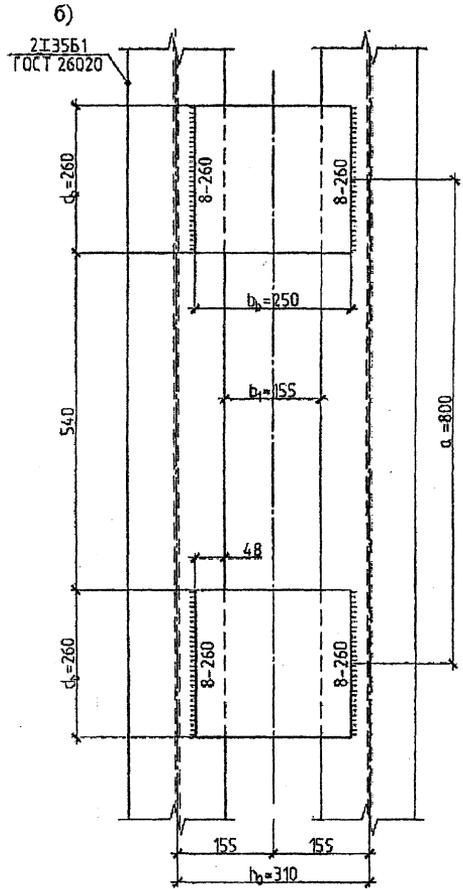
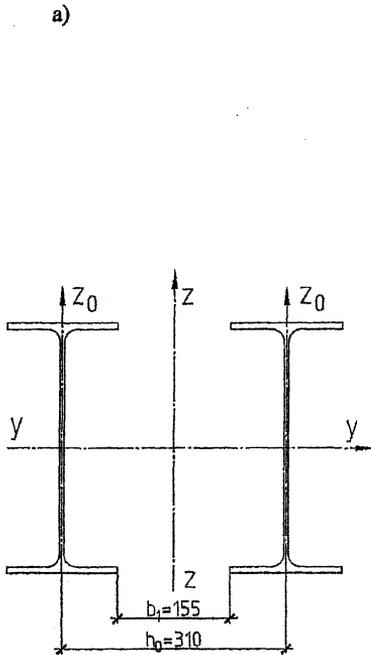


Рисунок 2.2 – Сечение (а) и расположение планок сквозной колонны (б)

$$\tau_V = \frac{V_{b,Ed}}{d_b \cdot a} = \frac{77,44}{26 \cdot 0,566} = 5,26 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau_M = \frac{M_{b,Ed}}{d_b^2 \cdot a / 6} = \frac{1200,4}{26^2 \cdot 0,566 / 6} = 18,82 \text{ кН / см}^2;$$

Т.к. $\sqrt{\tau_V^2 + \tau_M^2} = \sqrt{5,26^2 + 18,82^2} = 19,54 \text{ кН / см}^2 < f_{vw,d} = 20,54 \text{ кН / см}^2$.

3 Сварные соединения

3.1 Расчёт нахлесточного сварного соединения

Пример 3.1. Рассчитать соединение внахлестку растянутого элемента из полосовой стали С285 по ГОСТ 27772 сечением – 200×10 мм к листу толщиной 12 мм (рисунок 3.1). При условии равнопрочности элемента и его прикреплении лобовым и двумя фланговыми швами — определить наименьшую длину нахлестки.

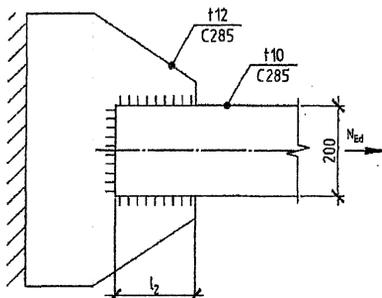


Рисунок 3.1 – Нахлесточное соединение из двух листов

Определяем предельное усилие, воспринимаемое элементом. Предел текучести f_y и предел прочности f_u листового проката из стали С285 по ГОСТ 27772 определяем по т. 2.3 [1] для толщины проката $t=12$ мм: $f_y = 265$ Н/мм² и $f_u = 380$ Н/мм². Тогда расчетное значение несущей способности листа $N_{Ed} = f_y \cdot A = 26,5 \cdot 20 \cdot 1 = 530$ кН.

Катет равнобедренного углового шва для ручной сварки в нижнем положении принимаем $k_f = 8$ мм. Эффективная толщина сварных швов $a = k_f \cdot \cos 45^\circ = 0,8 \cdot 0,707 = 0,566$ см. В соответствии с т. 4.1 [1] для ручной электродуговой сварки принимаем электроды типа Э42 по ГОСТ 9467.

По т. 4.6 [1] принимаем $\beta_w = 0,85$. Частный коэффициент безопасности для сварных швов $\gamma_{M2} = 1,3$ (т. 2.8 [1]). Рассчитываем несущую способность на единицу длины сварного шва и сопротивление сварного шва соответственно

$$F_{w,Rd} = f_{w,Rd} a = 19,85 \cdot 0,566 = 11,24 \text{ кН/см,}$$

$$f_{w,Rd} = f_{w,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{380 / \sqrt{3}}{0,85 \cdot 1,3} = 19,85 \text{ кН/см}^2.$$

Эффективная длина лобового шва $l_{en,1} = l_1 - 2a = 20 - 2 \cdot 0,566 = 18,868$ см.

Расчетное значение несущей способности лобового шва

$$N_{Ed,1} = F_{w,Rd} l_{en,1} = 11,24 \cdot 18,868 = 212,08 \text{ кН.}$$

Определяем усилие, приходящееся на каждый фланговый шов

$$N_{Ed,2} = (N_{Ed} - N_{Ed,1}) / 2 = (530 - 212,08) / 2 = 158,96 \text{ кН.}$$

$$\text{Эффективная длина флангового шва } l_{en,2} = \frac{N_{Ed,2}}{F_{w,Rd}} = \frac{158,96}{11,24} = 14,14 \text{ см.}$$

Длина нахлестки $l_2 = l_{en,2} + 2a = 14,14 + 2 \cdot 0,566 = 15,27$ см.

Принимаем $l_2 = 16$ см.

$$F_{w,Rd} = f_{w,d} \cdot a = 20,54 \cdot 0,42 = 8,63 \text{ кН/см};$$

$$f_{w,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{37 / \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,3} = 20,54 \text{ кН/см}^2,$$

где $\beta_w = 0,8$ поправочный коэффициент (т. 4.6 [1]).

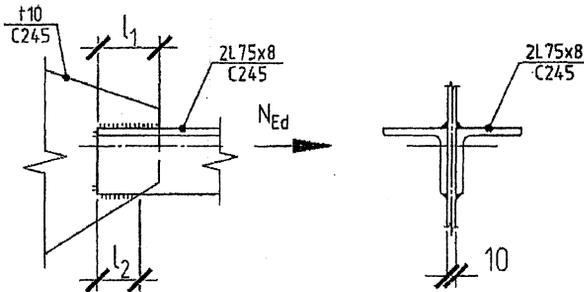


Рисунок 3.3 – Сварной узел фермы

Определяем расчетные усилия на сварные швы

— по обуху уголка $N_{Ed,1} = 0,7 \cdot 425 = 297,5 \text{ кН};$

— по перу уголка $N_{Ed,2} = 0,3 \cdot 425 = 127,5 \text{ кН}.$

Определяем эффективную длину сварного шва по обуху уголка

$$l_{eff1} = \frac{N_{Ed1}}{2F_{w,Rd}} = \frac{297,5}{2 \cdot 8,63} = 17,24 \text{ см}.$$

Конструктивная длина шва $l_1 = l_{eff1} + 2a = 17,24 + 2 \cdot 0,42 = 18,08 \text{ см}.$

Принимаем $l_1 = 19,0 \text{ см}.$

Эффективная длина сварного шва по перу уголка $l_{eff2} = \frac{N_{Ed2}}{2F_{w,Rd}} = \frac{127,5}{2 \cdot 8,63} = 7,39 \text{ см}.$

Конструктивная длина шва $l_2 = l_{eff2} + 2a = 7,39 + 2 \cdot 0,42 = 8,23 \text{ см}.$

Принимаем $l_2 = 9,0 \text{ см}.$

Для снятия концентрации напряжений сварные швы заводим за грань на величину 2 катета шва, т.е. $2 \cdot k_f = 2 \cdot 6 = 12 \text{ мм}.$

3.4 Расчёт крепления стального настила к балкам

Пример 3.4. Рассчитать сварные швы, прикрепляющие стальной настил к прокатным балкам (рисунок 3.4). Сталь С255 по ГОСТ 27772. Пролет настила 1,2 м, толщина 0,8 см.

Опираие настила на параллельные балки позволяет считать, что он изгибается по цилиндрической поверхности. Для расчета такого настила мысленно вырежем из него полосу единичной ширины, закрепленную по концам неподвижными шарнирами (рисунок 3.4).

Определим усилие растяжения H на 1 см настила

$$H = k_{FL} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot \left[\frac{a}{l} \right]^2 \cdot E_1 \cdot t_n =$$

$$= 1,0 \cdot 1,5 \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot \left[\frac{1}{123} \right]^2 \cdot 23076,92 \cdot 0,8 = 4,51 \text{ кН/см}.$$

где $k_{FL} = 1,0$ – коэффициент для соответствующего класса надежности (т. 1.2В [1]);

$$\left[\frac{a}{l} \right] = \frac{1}{n_0}, \text{ при } l=1,2 \text{ м } n_0=123 \text{ (т. 1.17 [1]);}$$

$$E_1 = \frac{E}{1-\nu^2} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{1-0,3^2} = 230769,2 \text{ МПа} - \text{цилиндрический модуль деформации;}$$

$\nu = 0,3$ – коэффициент Пуассона (т. 2.7 [1]);

$E = 2,1 \cdot 10^5$ – модуль упругости стали (т. 2.7 [1]).

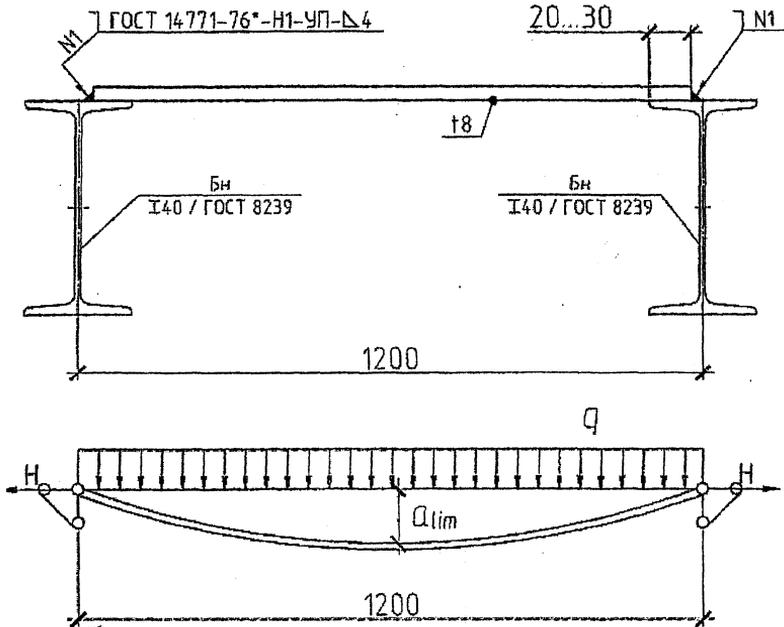


Рисунок 3.4 – К расчету крепления настила

Для крепления настила принимаем дуговую сварку (ГОСТ 14771-76*) в углекислом газе (ГОСТ 8050-85) сварочной проволокой СВ-08Г2С (ГОСТ 2246-71*) $\varnothing 1,4-2$ мм.

Расчетное сопротивление сдвигу сварного шва

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{380 \cdot 10^{-1}}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,3} = 19,85 \text{ кН/см}^2,$$

где $\beta_w = 0,85$ – поправочный коэффициент (т. 4.6 [1]).

Эффективную высоту сварного шва определяем из условия 4.2 (т. 4.4 [1])

$$a = \frac{H}{f_{vw,d}} = \frac{4,52}{19,85} = 0,23 \text{ см.}$$

Катет сварного углового шва, прикрепляющего настил к балкам

$$k_f = \frac{a}{\cos 45^\circ} = \frac{0,23}{\cos 45^\circ} = 0,33 \text{ см.}$$

Окончательно по т. 4.3 [1] принимаем минимально допустимое значение k_f в зависимости от толщины наиболее толстого из свариваемых элементов: для двутавра №40 по ГОСТ 8239-89 при толщине полки $t_f = 14,2$ мм, $k_f = 4$ мм.

3.5 Расчёт поясных швов составной балки

Пример 3.5. Рассчитать поясные швы составной балки при этажном сопряжении балок. Сечение составной балки приведено на рисунке 3.5. Сталь балки – С285 по ГОСТ 27772. Расчетная равномерно-распределенная нагрузка на балку составляет 123,91 кН/м. Пролет балки – 16 м.

Статический момент полки (отсеченной части)

$$S_1 = b_f \cdot t_f \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 24 \cdot 2,0 \cdot \left(\frac{136}{2} + \frac{2,0}{2} \right) = 3312 \text{ см}^3.$$

Момент инерции составной балки в опорной части

$$I_1 = \frac{t_w \cdot k_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{1,0 \cdot 136^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{24 \cdot 2^3}{12} + 24 \cdot 2 \cdot \left(\frac{136}{2} + \frac{2}{2} \right)^2 \right) = 666709,3 \text{ см}^4.$$

Расчетная поперечная сила в сечении 1-1 под ближайшей к опоре балкой настила

$$V_{1-1} = \frac{q \cdot (l - a)}{2} = \frac{123,91 \cdot (16 - 0,668)}{2} = 949,9 \text{ кН}.$$

Сила сдвига, приходящаяся на 1 см балки, определяется через касательные напряжения

$$F_1 = \frac{V_{1-1} \cdot S_1}{I_1} = \frac{949,9 \cdot 2816}{666709,3} = 4,01 \text{ кН / см}.$$

Расчетное давление от балки настила на единицу длины

$$V_1 = \frac{F}{l_{ef}} = \frac{161,98}{14} = 11,57 \text{ кН / см},$$

где l_{ef} – условная длина распределения местного давления, $l_{ef} = b + 2t_f = 10 + 2 \cdot 2 = 14 \text{ см}$.

$$\text{Тогда } F_{w,Ed} = \sqrt{F_1^2 + V_1^2} = \sqrt{4,01^2 + 11,57^2} = 12,25 \text{ кН / см}.$$

Соединение поясов составной балки со стенкой осуществляем двухсторонними поясными швами. Для сварки пояса со стенкой принимаем автоматическую сварку (ГОСТ 8713-97) под флюсом АН-60 (ГОСТ 9087-81*) проволокой СВ-08ГА (ГОСТ 2246-71*) Ø3–5 мм (т. 4.1 [1]). Расчетное сопротивление сдвигу сварного шва определяем по формуле 4.3 [1]

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{38 / \sqrt{3}}{0,85 \cdot 1,3} = 19,85 \text{ кН / см}^2,$$

где $\beta_w = 0,85$ поправочный коэффициент (т. 4.6 [1]).

Эффективную высоту сварного шва определяем из формулы 4.2 [1]

$$a = \frac{F_{w,Ed}}{n_w \cdot f_{vw,d} \cdot l_w} = \frac{12,25}{2 \cdot 19,85 \cdot 1} = 0,31 \text{ см},$$

где $l_w = 1 \text{ см}$ – расчетная длина сварного шва.

$n_w = 2$ – количество сварных швов, прикрепляющих полку к стенке балки.

Катет сварного шва $k_f = a / \cos 45^\circ = 0,31 / 0,707 = 0,44 \text{ см}$.

В соответствии с требованиями т. 4.3 [1] при $t_f = 20 \text{ мм}$ для автоматической сварки принимаем $k_f = 5 \text{ мм}$.

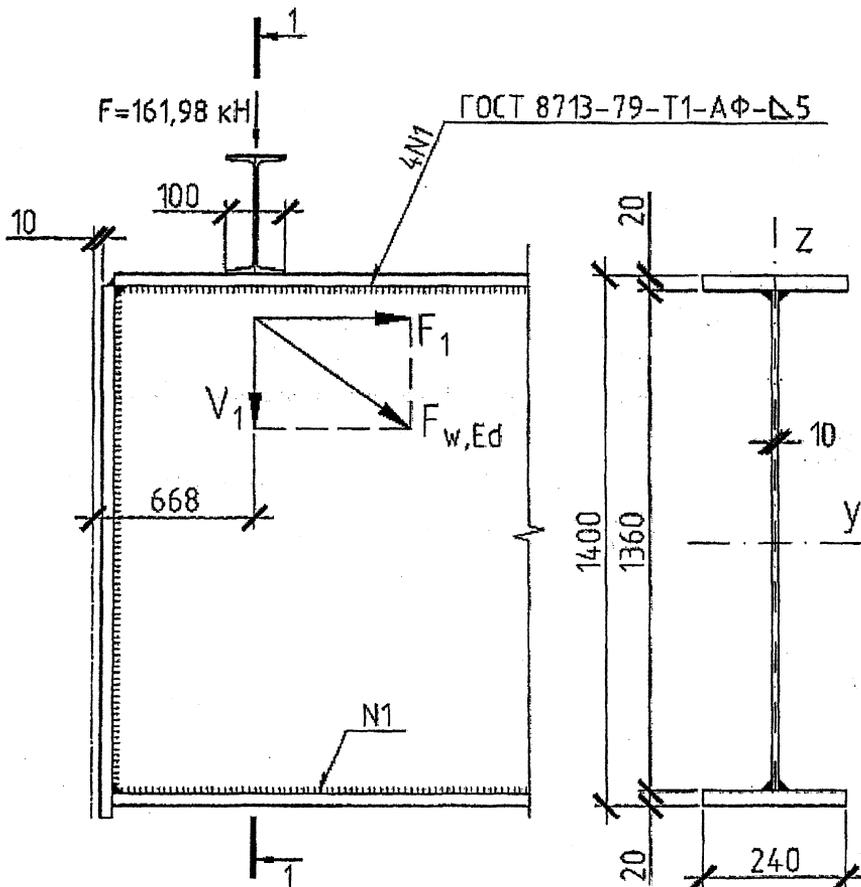


Рисунок 3.5 – К расчету поясных швов составной балки

4 Болтовые соединения

4.1 Расчет и конструирование стыкового соединения на болтах класса точности В

Пример 4.1. Запроектировать стыковое соединение двух листов сечением 360×20 мм из стали С245 по ГОСТ 27772, воспринимающих продольное усилие $N_{Бд} = 1100$ кН, на болтах класса точности В.

Данное соединение относится к категории А: срезное соединение. Следовательно, для конструирования соединения принимаем болты М20 класса прочности 4.8. Диаметр отверстий d_0 для болтов класса точности В принимаем 21 мм. Толщину накладок t принимаем 12 мм.

Болтовое соединение конструируем таким образом, чтобы плоскость среза проходила через гладкую часть болта, тогда коэффициент $\alpha_v = 0,6$ (т. 5.5 [1]); площадь поперечного сечения стержня болта $A = 3,14$ см² (т. 5.3 [1]). В соответствии с т. 5.2 [1] значение номинального временного сопротивления на растяжение болта класса прочности 4.8 $f_{ub} = 400$ МПа. По т. 5.1 [1] принимаем значение частного коэффициента безопасности $\gamma_{M2} = 1,3$.

Определяем расчетную несущую способность одного болта на срез $F_{v,Rd}$ при двух плоскостях среза в соответствии с т. 5.5 [1] по формуле

$$F_{v,Rd} = n_v \cdot \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot \frac{0,6 \cdot 400 \cdot 3,14 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 115,94 \text{ кН.}$$

Расчетную минимальную несущую способность болтового соединения на смятие $F_{b,Rd}$ вычисляем в соответствии с т. 5.5 [1] по формуле

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 2,5 \cdot \frac{0,635 \cdot 370 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 2}{1,3} = 180,73 \text{ кН,}$$

где $f_u = 370$ МПа — временное сопротивление стали класса С245 по ГОСТ 27772 для листового проката толщиной $t = 20$ мм по ТКП EN 1993-1-1;

$d = 2$ см — номинальный диаметр болта;

$t = 2$ см — меньшее из значений толщины соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении;

$$\alpha_b = 0,635 \text{ — меньшее из значений } \alpha_d = \min(0,635; 0,861), \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{400}{370} = 1,081 \text{ и } 1,0.$$

Принимаем рядовое расположение болтов. В соответствии с п. 5.8 [1] и т. 5.9 [1], расстояние до края элемента вдоль e_1 и поперек действия усилия e_2 должно быть не менее $1,2d_0 = 1,2 \cdot 21 = 25,2$ мм. Принимаем $e_1 = e_2 = 40$ мм. Шаг болтов вдоль действия усилия p_1 должен быть не менее $2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 21 = 46,2$ мм, поперек действия усилия p_2 — не менее $2,4d_0 = 2,4 \cdot 21 = 50,4$ мм (т. 5.9 [1]). Принимаем $p_1 = p_2 = 70$ мм.

Определяем значения α_d и k_1 :

а) вдоль действия усилия:

$$\text{— для крайних болтов } \alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{40}{3 \cdot 21} = 0,635;$$

$$\text{— для средних болтов } \alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{70}{3 \cdot 21} - \frac{1}{4} = 0,861;$$

б) поперек действия усилия:

— для крайних болтов

$$k_1 = 2,5 \text{ — наименьшее из значений } 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40}{21} - 1,7 = 3,63 \text{ и } 2,5;$$

— для средних болтов

$$k_1 = 2,5 \text{ — наименьшее из значений } 1,4 \cdot \frac{D_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{70}{21} - 1,7 = 2,967 \text{ и } 2,5.$$

Определяем требуемое количество болтов по одну сторону стыка:

$$n \geq \frac{N_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd})} = \frac{1100}{115,94} = 9,49.$$

Принимаем 10 болтов. Конструкция стыкового соединения листов на накладках представлена на рисунке 4.1.

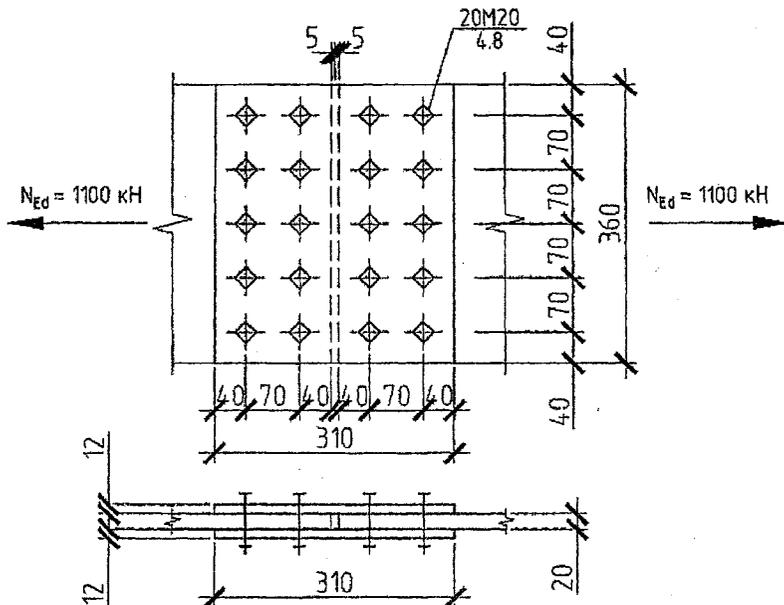


Рисунок 4.1 – Стыковое соединение листов на болтах класса точности В

Проверяем прочность листа на растяжение в соответствии с п. 3.1.3 [1]

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{1100}{1306,3} = 0,842 < 1,0,$$

где $N_{t,Rd}$ — расчетное значение несущей способности на растяжение,

$$N_{t,Rd} = \min(N_{p,Rd}; N_{t,Rd}).$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии

$$N_{p,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 1721 \text{ кН},$$

где $A = 36 \cdot 2 = 72 \text{ см}^2$ — площадь поперечного сечения листа брутто;

$f_y = 245 \text{ МПа}$ — номинальное значение предела текучести стали С245 для листового проката толщиной $t = 20 \text{ мм}$ по ГОСТ 27772;

$\gamma_{M0} = 1,025$ — частный коэффициент безопасности при определении несущей способности поперечных сечений по прочности (т. 2.8 [1]).

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов

$$N_{b,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 51 \cdot 370 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 1306,3 \text{ кН},$$

где $A_{net} = 2 \cdot (36 - 5 \cdot 2,1) = 51 \text{ см}^2$ — площадь поперечного сечения листа нетто.

$$N_{t,Rd} = \min(N_{p,Rd}; N_{b,Rd}) = \min(1721; 1306,6) = 1306,3 \text{ кН}$$

4.2 Расчёт и конструирование стыкового соединения на высокопрочных болтах

Пример 4.2. Запроектировать стыковое соединение двух листов сечением $360 \times 20 \text{ мм}$ из стали С275 по ГОСТ 27772, воспринимающих продольное усилие $N_{Ed} = 1250 \text{ кН}$. Болтовое соединение категории С — в предельном состоянии по несущей способности.

Для конструирования стыка принимаем высокопрочные болты М20 класса прочности 10.9. Диаметр отверстий под болты d_0 принимаем 22 мм. Толщина накладок $t = 12 \text{ мм}$.

Для поверхностей трения принимаем класс обработки А — поверхности, продуваемые дробью или песком, с удаленной сыпучей ржавчиной, без коррозионных язв. В соответствии с т. 5.7 [1] $\mu = 0,5$.

Определяем расчетную несущую способность на сдвиг поверхностей трения, стянутых одним болтом, по формуле (5.3а):

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \mu n}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} = \frac{1,0 \cdot 2 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 172 = 137,6 \text{ кН},$$

где $k_s = 1,0$ — коэффициент, принимаемый по т. 5.6 [1];

$n = 2$ — количество поверхностей трения соединяемых элементов;

$\gamma_{M3} = 1,25$ — частный коэффициент безопасности, т. 5.1 [1];

$F_{p,C} = 172 \text{ кН}$ — усилие предварительного натяжения, определяемое по т.5.1 [1].

Болтовое соединение конструируем таким образом, чтобы плоскость среза проходила через гладкую часть болта, тогда коэффициент $\alpha_v = 0,6$ (т. 5.5 [1]); площадь поперечного сечения стержня болта $A = 3,14 \text{ см}^2$ (т. 5.3 [1]). В соответствии с т. 5.2 [1] номинальное значение временного сопротивления на растяжение болта класса прочности 10.9 $f_{ub} = 1000 \text{ МПа}$. В соответствии с т. 5.1 [1] значение частного коэффициента безопасности $\gamma_{M2} = 1,3$.

Расчетную минимальную несущую способность болтового соединения на смятие $F_{b,Rd}$ вычисляем по формуле в соответствии с т. 5.5 [1]

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 2,5 \cdot \frac{0,606 \cdot 370 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 2}{1,3} = 172,48 \text{ кН},$$

где $f_u = 370 \text{ МПа}$ — номинальное значение временного сопротивление стали класса С245 по ГОСТ 27772 для листового проката толщиной $t = 20 \text{ мм}$;

$d = 2 \text{ см}$ — номинальный диаметр болта;

$t = 2 \text{ см}$ — меньшее из значений толщин соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении;

$\alpha_b = 0,606$ — меньшее из значений $\alpha_d = \min(0,606; 0,811)$, $\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{1000}{370} = 2,703$ и 1,0.

Расстояние до края элемента вдоль e_1 и поперек усилия e_2 должно быть не менее $1,2d_0 = 1,2 \cdot 22 = 26,4 \text{ мм}$. Принимаем $e_1 = e_2 = 40 \text{ мм}$. Шаг болтов вдоль действия усилия p_1 должен быть не менее $2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 22 = 48,4 \text{ мм}$, поперек усилия p_2 — не менее $2,4d_0 = 2,4 \cdot 22 = 52,8 \text{ мм}$ (п. 5.8 [1] и т. 5.9 [1]). Принимаем $p_1 = p_2 = 70 \text{ мм}$.

Определяем значения α_d и k_1 :

а) вдоль действия усилия:

— для крайних болтов $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{40}{3 \cdot 22} = 0,606$;

— для средних болтов $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{70}{3 \cdot 22} - \frac{1}{4} = 0,811$

б) поперек действия усилия:

— для крайних болтов

$k_1 = 2,5$ — меньшее из значений $2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40}{22} - 1,7 = 3,39$ и $2,5$;

— для средних болтов

$k_1 = 2,5$ — меньшее из значений $1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{70}{22} - 1,7 = 2,75$ и $2,5$.

Определяем требуемое количество болтов по одну сторону стыка

$$n \geq \frac{N_{Ed}}{F_{v,Ed}} = \frac{1250}{137,6} = 9,08,$$

где $F_{v,Ed} = \min(F_{s,Rd}; F_{b,Rd}) = \min(137,6; 172,48) = 137,6$ кН.

Принимаем 10 болтов. Конструкция стыкового соединения листов на накладках представлена на рисунке 4.2.

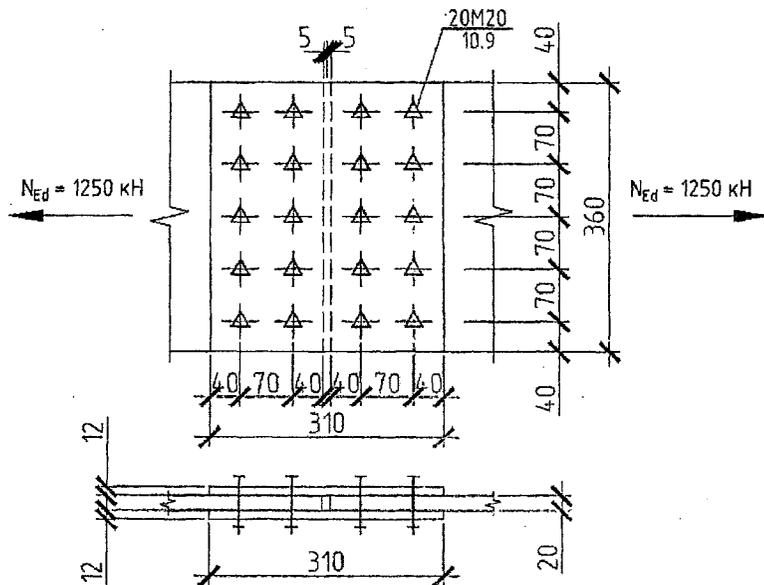


Рисунок 4.2 – Стык листов на болтах с предварительным натяжением класса прочности 10.9

Проверяем прочность листа на растяжение в соответствии с п. 3.1 [1]

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{1250}{1171,2} = 0,982 < 1,0,$$

где $N_{t,Rd}$ — расчетное значение несущей способности на растяжение;

$$N_{t,Rd} = \min(N_{p1,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = \min(1861,47; 1280,8; 1293,7) = 1280,8 \text{ кН.}$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии $N_{p,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72 \cdot 265 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 1861,47 \text{ кН}$,

где $A = 36 \cdot 2 = 72 \text{ см}^2$ — площадь поперечного сечения листа брутто;

$f_y = 265 \text{ МПа}$ — номинальное значение предела текучести стали С275 для листового проката толщиной $t = 20 \text{ мм}$;

$\gamma_{M0} = 1,025$ — частный коэффициент безопасности (т. 2.8 [1]).

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 50 \cdot 370 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 1280,8 \text{ кН}$$

где $A_{net} = 2 \cdot (36 - 5 \cdot 2,2) = 50 \text{ см}^2$ — площадь поперечного сечения листа нетто.

Для фрикционных соединений категории С

$$N_{t,Rd} = N_{p,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{50 \cdot 265 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 1293,7 \text{ кН}$$

4.3 Фланцевое соединение категории D

Пример 4.3. Запроектировать фланцевое соединение элементов из гнутых сварных труб квадратного сечения 140x8 по ГОСТ 30245 из стали С245 по ГОСТ 27772. Растягивающее усилие $N_{Ed} = 800 \text{ кН}$. Сталь фланцев С345 по ГОСТ 27772. Соединение без предварительного натяжения болтов — категория D (рисунок 4.3).

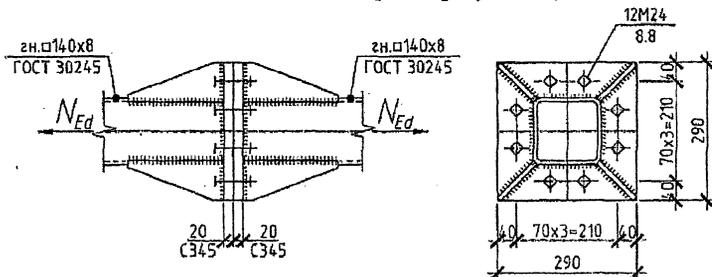


Рисунок 4.3 — Фланцевое соединение категории D (на болтах класса точности В)

Принимаем болты М24 класса прочности 4.8. В соответствии с т. 5.5 расчетная несущая способность одного болта на растяжение

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 3,52 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 97,48 \text{ кН}$$

где $k_2 = 0,9$ — для болта с обычной головкой (т. 5.5 [1]);

$f_{ub} = 400 \text{ МПа}$ — номинальное значение временного сопротивление болта на растяжение класса прочности 4.8 (т. 5.2 [1]);

$A_s = 3,52 \text{ см}^2$ — площадь сечения нетто болта (т. 5.3 [1]);

$\gamma_{M2} = 1,3$ — частный коэффициент безопасности (т. 5.1 [1]).

Толщину фланца принимаем равной 20 мм. Тогда в соответствии с т. 5.5 расчетная несущая способность соединения на вырывание

$$E_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_p t_p f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 3,14 \cdot 3,6 \cdot 2 \cdot 470 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 490,4 \text{ кН}$$

где $f_u = 470 \text{ МПа}$ — предел прочности стали С345 по ГОСТ 27772 для листового проката толщиной $t = 20 \text{ мм}$ (т. 2.3 [1]);

$t_p = 20 \text{ мм}$ — толщина пластины под головкой болта или гайкой;

$d_m = 36$ мм – среднее значение расстояний между краями и гранями головки болта или гайки, принимаемое по меньшему из значений.

Требуемое количество болтов

$$n \geq \frac{N_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = \frac{750}{\min(97,48; 490,4)} = 7,69.$$

Принимаем 8 болтов. Под болты принимаем нормальные круглые отверстия, $d_0=26$ мм (т. 5.10 [1]). В соответствии с т. 5.9 [1] минимальное расстояние между центрами отверстий $2,2d_0 = 2,2 \cdot 26 = 57,2$ мм, принимаем 70 мм. Конструкция узла представлена на рисунке 4.3.

4.4 Фланцевое соединение категории Е

Пример 4.4. Запроектировать фланцевое соединение элементов из гнутых сварных труб квадратного сечения 140x8 по ГОСТ 30245 из стали С245 по ГОСТ 27772. Растягивающее усилие $N_{Ed} = 1300$ кН. Сталь фланцев С345 по ГОСТ 27772. Соединение с предварительным натяжением болтов – категория Е.

Для конструирования фланцевого соединения принимаем высокопрочные болты М24 класса прочности 8.8. В соответствии с п 5.7.1(2) [1] и т. 5.8 [1] усилие предварительного натяжения $F_{p,C} = 198$ кН. Тогда расчетная несущая способность одного высокопрочного болта на растяжение

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 3,52 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 194,95 \text{ кН.}$$

Толщину фланца принимаем равной 20 мм. Тогда в соответствии с т. 5.5 [1] расчетная несущая способность соединения на вырывание

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 3,14 \cdot 3,6 \cdot 2 \cdot 470 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 490,4 \text{ кН,}$$

где $f_u = 470$ МПа – предел прочности стали С345 по ГОСТ 27772 для листового проката толщиной $t = 20$ мм (т. 2.3 [1]);

$t_p = 20$ мм – толщина пластины под головкой болта или гайкой;

$d_m = 36$ мм – среднее значение расстояний между краями и гранями головки болта или гайки, принимаемое по меньшему из значений.

Требуемое количество высокопрочных болтов

$$n \geq \frac{N_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = \frac{1300}{\min(194,95; 490,4)} = 6,67.$$

Принимаем 8 болтов. Под болты принимаем нормальные круглые отверстия, $d_0=26$ мм (т. 5.10 [1]). В соответствии с т. 5.9 [1] минимальное расстояние между центрами отверстий $2,2d_0 = 2,2 \cdot 26 = 57,2$ мм, принимаем 70 мм. Конструкция узла представлена на рисунке 4.4.

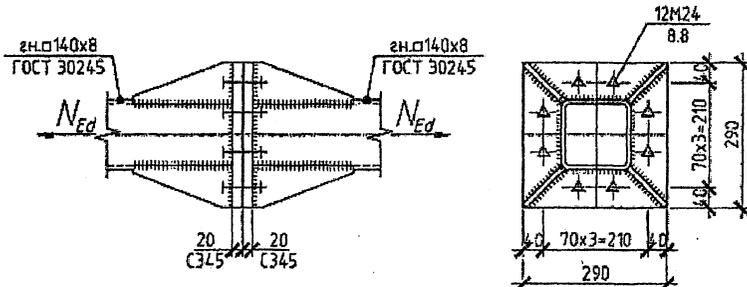


Рисунок 4.4 – Фланцевое соединение категории Е (на болтах класса прочности 8.8)

5 Расчет и конструирование узлов

5.1 Опорный узел составной балки

Пример 5.1. Запроектировать опорный узел сварной составной балки (рисунок 5.1). Сталь С245 по ГОСТ 27772. Опорная реакция балки $V_{Ed} = 1150 \text{ кН}$.

Назначаем размеры опорного ребра. Опорную часть балки из соображений центральной передачи усилия на колонну проектируем в соответствии с ТКП EN 1993-1-5 [4] (рисунок 5.1 б – с жесткой опорной частью). Ширину опорного ребра принимаем равной ширине полки в опорной части $b_r = b_l = 260 \text{ мм}$.

Определяем требуемую площадь опорного ребра

$$A_r = \frac{V_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1150 \cdot 1,025 \cdot 10}{245} = 48,11 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_{M0} = 1,025$ – частный коэффициент (т. 5.1 [1]);

$f_y = 245 \text{ МПа}$ – предел текучести стали С245 (т. 2.3 [1]).

Тогда требуемая толщина опорного ребра $t_r \geq \frac{A_r}{b_r} = \frac{48,11}{26} = 1,85 \text{ см}$.

В соответствии с т. 6.14 [1] принимаем толщину опорного ребра $t_r = 20 \text{ мм} \geq 12 \text{ мм}$.

Площадь опорного ребра сечением – 260x20 составляет $A_r = 26 \cdot 2 = 52 \text{ см}^2$

Класс сжатой полки опорного ребра

$$c_r = \frac{(b_r - t_w)}{2} = \frac{26 - 1,0}{2} = 12,5 \text{ см};$$

$$\frac{c_r}{t_r} = \frac{12,5}{2,0} = 6,25 \text{ см} < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} = 8,81.$$

Условие выполняется, следовательно, сечение опорного ребра относится к 1 классу.

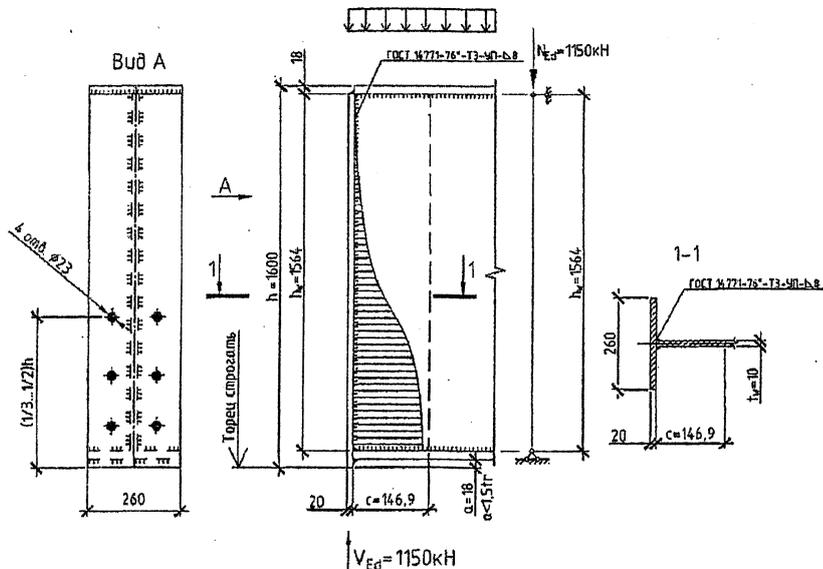


Рисунок 5.1 – Опорный участок балки

Проверка устойчивости опорного ребра по изгибной форме из плоскости стенки
 Ширина участка стенки, включенного в работу опорной стойки, определяется в соответствии с требованиями п.9.1(3) [4]

$$c = 15 \cdot \varepsilon \cdot t = 15 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} \cdot 1 = 14,69 \text{ см};$$

$$A_{cr} = A_s + c \cdot t_w = 52 + 14,69 \cdot 1 = 66,69 \text{ см}^2;$$

$$I_{cr} = \frac{t_s \cdot b_s^3}{12} = \frac{2 \cdot 26^3}{12} = 2929,33 \text{ см}^3;$$

$$i_{y,cr} = \sqrt{\frac{I_{cr}}{A_{cr}}} = \sqrt{\frac{2929,33}{66,69}} = 6,628 \text{ см};$$

$$l_{y,cr} = h_w = 156,4 \text{ см}.$$

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda} = \frac{l_{y,cr}}{i_{y,cr} \cdot 93,9 \varepsilon} = \frac{156,4}{6,628 \cdot 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}}} = 0,257.$$

Выбор кривой потери устойчивости:

– относительно оси $y-y$: $t_f < 40$ мм (т. 3.11 [1]) – кривая b . Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $\alpha_y = 0,34$ (т. 3.10 [1]);

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,257 - 0,2) + 0,257^2] = 0,543;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,543 + \sqrt{0,543^2 - 0,257^2}} = 0,979.$$

Расчётное значение несущей способности по устойчивости

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y \cdot A_{cr} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,979 \cdot 71 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 1560,6 \text{ кН}.$$

Т.к. $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1150}{1560,6} = 0,737 < 1$, то несущая способность поперечного сечения по

устойчивости при продольном изгибе обеспечена.

Расчет сварного шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке балки

Принимаем дуговую сварку по ГОСТ 14771 в углекислом газе (ГОСТ 8050) проволокой сварочной проволокой Св-08Г2С по ГОСТ 2246 диаметром $d = 1,4 \dots 2,0$ мм. Принимаем катет двустороннего сварного шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке балки $k_{f,min} = 5$ мм.

Расчетное сопротивление сварного шва соответственно

$$f_{w,d} = \frac{f_u \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{371 \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,3} = 20,54 \text{ кН/см}^2,$$

где $\beta_w = 0,8$ – поправочный коэффициент (т. 4.6 [1]);

$\gamma_{M2} = 1,3$ – частный коэффициент безопасности для сварных швов (т. 2.8 [1]).

Эффективную высоту сварного шва находим исходя из условия

$$e = \frac{1,2 \cdot F_{w,d}}{f_{w,d} \cdot l_{eff} \cdot n_w},$$

где n_w – количество сварных швов, прикрепляющих опорное ребро к стенке;

l_{eff} – эффективная длина сварного шва¹.

¹ Вследствие неравномерного распределения напряжений по высоте сварного шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке балки, эффективную длину сварного шва рекомендуется ограничить $120e \approx 85\beta_w k$,

Подставляя вместо $I_{eff} = 120a$, получим $a = \sqrt{\frac{1,2 \cdot F_{wd}}{f_{wd} \cdot n_w \cdot 120}} = \sqrt{\frac{1,2 \cdot 1150}{20,54 \cdot 2 \cdot 120}} = 0,529 \text{ см.}$

Тогда катет сварного шва $k_f \geq \frac{a}{\cos 45^\circ} = \frac{0,529}{0,707} = 0,75 \text{ см.}$

В соответствии с требованиями т. 4.3 [1] принимаем $k_f = 8 \text{ мм}$. Ребро привариваем к стенке по всей высоте сплошными швами. Опорное ребро выпускаем за пределы нижнего пояса на $18 \text{ мм} < 1,5 \cdot t_r = 1,5 \cdot 20 = 30 \text{ мм}$. Торце ребра, опирающийся на оголовок колонны, должен быть пристроган.

Для фиксации положения балки на оголовке колонны принимаем 2 болта М20. Для фиксации балок между собой принимаем 6 болтов М20, установленных в пределах высоты $(1/2 \dots 1/3) \cdot h$.

5.2 Монтажный стык составной балки на накладках на высокопрочных болтах

Пример 5.2. Запроектировать стык балки на высокопрочных болтах с накладками в середине пролета (фрикционное соединение категории С). Поперечное сечение балки представлено на рисунке 5.2. Балка из стали С345 по ГОСТ 27772. Максимальный расчетный изгибающий момент в рассматриваемом сечении $M_{Ed} = 3875 \text{ кНм}$, расчетное значение поперечной силы $V_{Ed} = 0$.

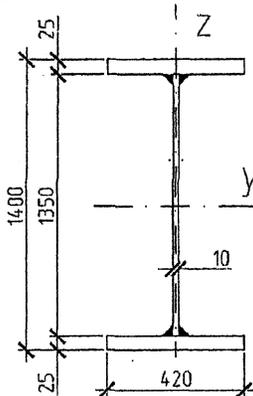


Рисунок 5.2 – Поперечное сечение балки

Для конструирования стыка принимаем высокопрочные болты М24 класса прочности 10.9. В соответствии с т. 5.11 [1] под болты принимаем нормальные круглые отверстия, тогда диаметр отверстий $d_0 = d + 2 = 26 \text{ мм}$. По т. 5.9 [1] для поверхностей трения принимаем класс обработки А – поверхности, продуваемые дробью или песком, с удаленной сыпучей ржавчиной, без коррозионных язв, тогда $\mu = 0,5$. Расчетная несущая способность на сдвиг поверхностей трения, стянутых одним болтом

$$F_{s,fd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{m3}} \cdot F_{P,C} = \frac{1,0 \cdot 2 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 247 = 197,6 \text{ кН}$$

где $\gamma_{m3} = 1,25$ – частный коэффициент (т. 5.1 [1]);

$k_s = 1,0$ – коэффициент (т. 5.6 [1]);

$F_{P,C} = 247 \text{ кН}$ – усилие предварительного напряжения (т. 5.8 [1]);

$n = 2$ – количество поверхностей трения соединяемых элементов.

Стык поясов. Каждый пояс балки перекрываем тремя накладками: -420×14 и $2 \cdot 140 \times 14$ мм общей площадью сечения

$$A_n = 1,4 \cdot (42 + 2 \cdot 18) = 109,2 \text{ см}^2 > A_f = b_f \cdot t_f = 42 \cdot 2,5 = 100 \text{ см}^2.$$

Момент инерции пояса балки $I_f = I - I_w = 1197718,75 - 205031,25 = 992687,5 \text{ см}^4$,

$$\text{где } I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 135^3}{12} = 205031,25 \text{ см}^4;$$

$$I = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{1,0 \cdot 135^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{42 \cdot 2,5^3}{12} + 42 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{135}{2} + \frac{2,5}{2} \right)^2 \right) = 1197718,75 \text{ см}^4.$$

Часть изгибающего момента, воспринимаемого поясами балки

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{Ed} \cdot I_f}{I} = \frac{3875 \cdot 992687,5}{1197718,75} = 3211,66 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\text{Усилие в поясе } N_{f,Rd} = \frac{M_{f,Rd}}{h_f} = \frac{3211,66}{1,375} = 2335,75 \text{ кН},$$

где $h_f = h_w + t_f = 1,35 + 0,025 = 1,375 \text{ м}$ – расстояние по осям поясов.

$$\text{Количество болтов крепления накладок } n = \frac{N_{f,Rd}}{F_{t,Rd}} = \frac{2335,75}{197,6} = 11,82 \text{ шт.}$$

Принимаем количество болтов $n = 12$.

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения пояса нетто в пластической стадии $N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{f,net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 79 \cdot 460 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 2515,85 \text{ кН}$,

где $\gamma_{M2} = 1,3$ – частный коэффициент (т. 5.1 [1]);

$f_u = 460 \text{ Н/мм}^2$ – предел прочности стали С345 (т. 2.3 [1]);

$A_{f,net} = 2,5 \cdot (42 - 4 \cdot 2,6) = 79 \text{ см}^2$ – площадь поперечного сечения пояса нетто по краю стыка (рисунок 5.3, сечение а – а).

Расчетное значение несущей способности пояса нетто как для фрикционных соединений категории С

$$N_{npl,Rd} = \frac{A_{f,net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{79 \cdot 305 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 2350,73 \text{ кН},$$

где $\gamma_{M0} = \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = 1,025$ – частный коэффициент безопасности при определении несущей способности поперечных сечений по прочности независимо от класса (т. 2.8 [1]);

$f_y = 305 \text{ Н/мм}^2$ – предел текучести стали С345 (т. 2.3 [1]);

Проверяем прочность пояса на растяжение.

$$\text{Т.к. } \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{N_{f,Rd}}{\min(N_{u,Rd}; N_{npl,Rd})} = \frac{2335,75}{\min(2515,85; 2350,73)} = 0,994 < 1, \text{ то прочность пояса}$$

обеспечена.

Площадь накладок нетто (рисунок 5.3, сечение б–б)

$$A_{npl} = 1,4 \cdot ((42 - 4 \cdot 2,6) + 2 \cdot (18 - 2 \cdot 2,6)) = 80,08 \text{ см}^2.$$

Т.к. $A_{npl} = 80,08 \text{ см}^2 > A_{f,net} = 79 \text{ см}^2$, то проверка прочности накладок не требуется.

Стык стенки. Толщину накладок принимаем равной толщине стенки 10 мм.

Изгибающий момент, воспринимаемый стенкой балки

$$M_{w,Rd} = \frac{M_{Ed} \cdot I_w}{I} = \frac{3875 \cdot 205031,25}{1197718,75} = 663,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимаем расстояние между крайними по высоте рядами болтов

$$a_{\max} = 1200 - 2 \cdot 60 = 1080 \text{ мм.}$$

Для перекрытия стенки балки принимаем по 2 вертикальных ряда с каждой стороны стыка. Тогда коэффициент стыка α

$$\alpha = \frac{M_{w,Rd}}{m \cdot a_{\max} \cdot F_{s,Rd}} = \frac{663,34 \cdot 100}{2 \cdot 108 \cdot 197,6} = 1,55.$$

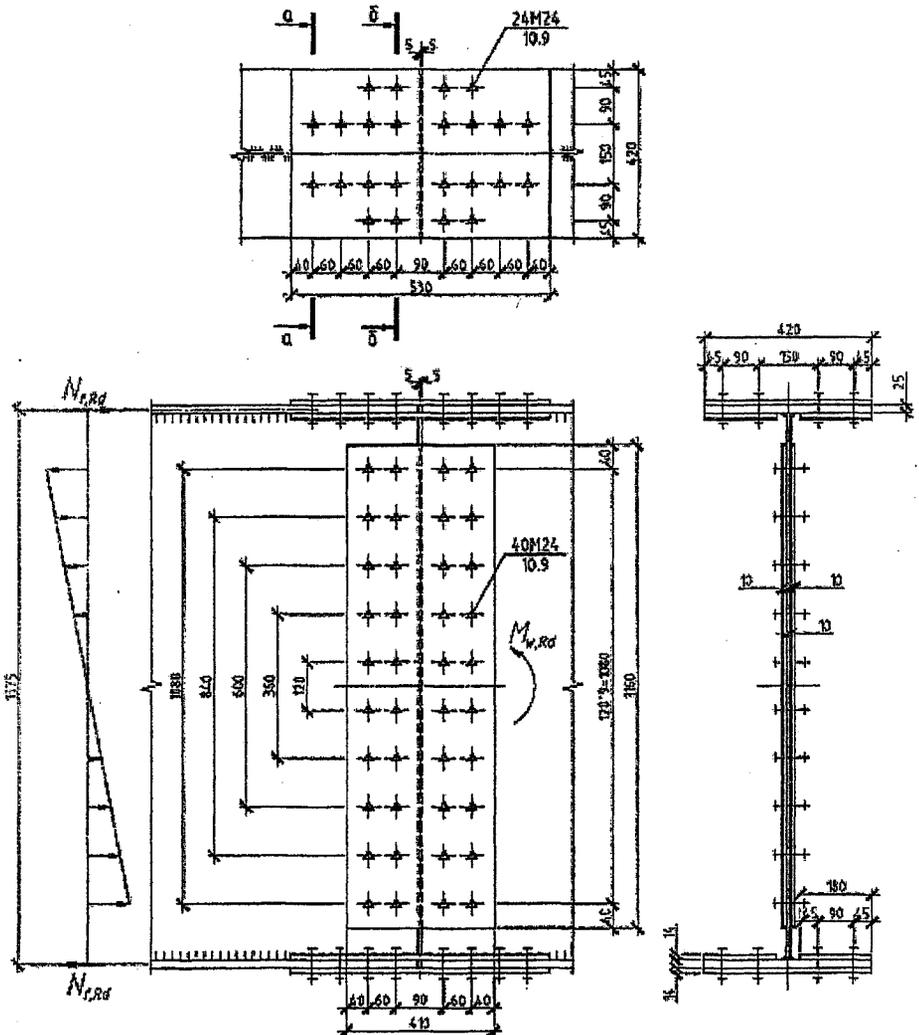


Рисунок 5.3 – Конструкция узла

По т. 5.10 [1] принимаем количество рядов болтов по вертикали $k = 10$, $\alpha = 2,04 > 1,55$. Болты расставляем по вертикали с шагом $120 \text{ мм} > p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 26 = 62,4 \text{ мм}$, по

горизонтали с шагом $60 \text{ мм} > r_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 26 = 57,2 \text{ мм}$. Максимальное расстояние по вертикали между крайними по высоте рядами болтов $a_{\max} = 9 \cdot 120 = 9 \cdot 120 = 1080 \text{ мм}$. Проверяем стык стенки по формуле:

$$N_{\max} = M_{w, \text{Rd}} \cdot \frac{\alpha_{\max}}{t \cdot \sum a_i^2} = 663,34 \cdot \frac{1,08}{2 \cdot 2,376} = 150,76 \text{ кН} < F_{s, \text{Rd}} = 197,6 \text{ кН},$$

где $\sum a_i^2 = (0,12)^2 + (0,36)^2 + (0,6)^2 + (0,84)^2 + (1,08)^2 = 2,376 \text{ м}^2$.

Конструкция стыка приведена на рисунке 5.3.

5.3 Монтажный стык составной балки на фланцах

Пример 5.3. Запроектировать стык балки на высокопрочных болтах с фланцами в середине пролета (соединение категории Е). Поперечное сечение балки представлено на рисунке 5.4. Балка из стали С345 по ГОСТ 27772. Максимальный расчетный изгибающий момент в рассматриваемом сечении $M_{Ed} = 3000 \text{ кНм}$, расчетное значение поперечной силы $V_{Ed} = 0$.

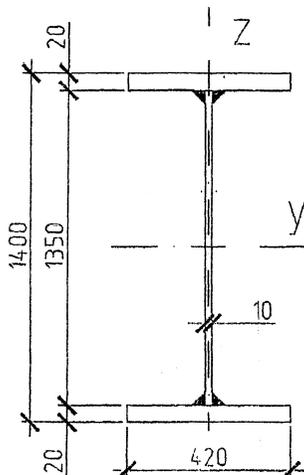


Рисунок 5.4 – Поперечное сечение балки

Принимаем болты М24 класса прочности 10.9. Предельное усилие из условия разрыва

$$\text{болтов } F_{T2, \text{Rd}} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \cdot 100 \cdot 3,52}{1,3} = 243,69 \text{ кН},$$

где $f_{ub} = 1000 \text{ Н/мм}^2$ – номинальное значение временного сопротивления для болтов (т. 5.2 [1]);

$k_2 = 0,9$ – коэффициент (т. 5.5 [1]);

$A_s = 3,52$ – площадь сечения болта при расчёте на растяжение (т. 5.3 [1]);

$\gamma_{m2} = 1,3$ – частный коэффициент для болтового соединения (т. 5.1 [1]).

Момент инерции пояса балки $I_f = I - I_w = 1009525,3 - 209621 = 799904,3 \text{ см}^4$,

где $I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 136^3}{12} = 209621 \text{ см}^4$;

$$I = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{1,0 \cdot 136^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{42 \cdot 2^3}{12} + 42 \cdot 2 \cdot \left(\frac{136}{2} + \frac{2}{2} \right)^2 \right) = 1009525,3 \text{ см}^4.$$

Часть изгибающего момента, воспринимаемого поясом балки

$$M_f = \frac{M_{ed} \cdot I_f}{I} = \frac{3000 \cdot 799904,3}{1009525,3} = 2377,07 \text{ кНм.}$$

Усилие в поясе $N_f = \frac{M_f}{h_w} = \frac{2377,07}{1,36} = 1747,8 \text{ кН.}$

Количество болтов $n = \frac{N_f}{F_{s,Rd}} = \frac{1747,8}{243,69} = 7,17 \text{ шт.}$

Из условия симметричного расположения принимаем количество болтов $n = 8$.

Дальнейшие проверки проводим, приняв размещение болтов в соответствии с рисунком 5.5.

Толщину фланца принимаем конструктивно 25 мм.

Находим несущую способность болтов, рассматривая эквивалентные Т-образные элементы для каждого горизонтального ряда болтов по отдельности. Для данного узла определяем несущую способность для двух нижних рядов болтов. Определяем геометрические размеры:

– для нижних болтов $m_1 = 6 \text{ см};$

– для фланца $m = 6 - 0,5 \cdot t_{wc} - 0,8 \cdot a_c \cdot \sqrt{2} = 6 - 0,8 \cdot 0,7 \cdot \sqrt{2} = 5,2 \text{ см.}$

Эффективную длину эквивалентного таврового элемента для нижних болтов определяем в соответствии с п. 6.2.6.4 [5].

Фланец подкреплен ребром снизу. Определяем коэффициенты

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{5,2}{5,2+4} = 0,565; \quad \lambda_2 = \frac{m_1}{m+e} = \frac{6}{5,2+4} = 0,652.$$

По рисунку 6.11 [5] коэффициент $\alpha = 5,2$. Эффективная длина эквивалентного таврового элемента для нижних болтов

$$l_{eff} = \alpha m = 5,2 \cdot 5,2 = 27,04 \text{ см.}$$

Определяем возможность появления эффекта рычага при изгибе фланца. Для этого находим зажимную длину болта, равную сумме толщин соединяемых элементов, шайбы и половины толщин головки болта и гайки $L_b = 2,5 + 2,5 + 0,4 + \frac{1,3 + 1,6}{2} = 6,85 \text{ см}$, а также

$$\text{величину } L_b^* = \frac{8,8 \cdot m^3 \cdot A_s}{l_{eff} \cdot t_f^3} = \frac{8,8 \cdot 5,2^3 \cdot 3,52}{27,04 \cdot 2,5^3} = 10,3 \text{ см.}$$

Так как $L_b < L_b^*$, то в соответствии с т. 6.2 [5] возможно появление эффекта рычага.

Определяем момент, соответствующий образованию пластического шарнира в полке

$$M_{pl,Rd} = \frac{l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{m0}} = \frac{27,04 \cdot 2,5^2 \cdot 24,5}{4 \cdot 1,025} = 1009,9 \text{ кНсм.}$$

Предельное усилие для нижнего ряда болтов из условия пластификации фланца

$$F_{T1,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd}}{m} = \frac{2 \cdot 1009,9}{5,2} = 388,41 \text{ кН.}$$

Предельное усилие для нижнего ряда болтов из условия разрыва болтов и предельного развития пластических деформаций во фланце

$$F_{T2,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd}}{m} + \frac{n \cdot F_{T3,Rd}}{n} = \frac{2 \cdot 1009,9}{5,2} + \frac{2 \cdot 388,41}{2} = 776,8 \text{ кН.}$$

Для дальнейшего расчёта принимаем $F_{i,Rd} = \min(F_{T1,Rd}; F_{T2,Rd}; F_{T3,Rd}) = 253,44 \text{ кН.}$

Предельные значения усилий для следующих рядов болтов определяем, приняв треугольный закон распределения усилий, начиная от нижнего ряда болтов и точки поворота балки в центре ее верхней полки. Для первого ряда $F_{T,Rd1} = 4 \cdot 253,44 = 1013,8 \text{ кН}$,

$$\text{для второго ряда } F_{T,Rd2} = 4 \cdot 253,44 \cdot \frac{131}{145} = 915,8 \text{ кН},$$

$$\text{для третьего } F_{T,Rd3} = 2 \cdot 253,44 \cdot \frac{111}{145} = 388,02 \text{ кН},$$

$$\text{для четвертого } F_{T,Rd4} = 2 \cdot 253,44 \cdot \frac{91}{145} = 318,8 \text{ кН},$$

$$\text{для пятого } F_{T,Rd5} = 2 \cdot 253,44 \cdot \frac{71}{145} = 248,2 \text{ кН},$$

$$\text{для шестого } F_{T,Rd6} = 2 \cdot 253,44 \cdot \frac{51}{145} = 178,28 \text{ кН},$$

$$\text{для седьмого } F_{T,Rd7} = 2 \cdot 253,44 \cdot \frac{31}{145} = 108,4 \text{ кН},$$

$$\text{для восьмого } F_{T,Rd8} = 253,44 \cdot \frac{11}{145} = 38,46 \text{ кН}.$$

По ним определяем предельный расчетный изгибающий момент узла:

$$M_{Rd} = 1013,8 \cdot 145 + 915,8 \cdot 131 + 388,02 \cdot 111 + 318,8 \cdot 91 + 248,2 \cdot 71 + 178,28 \cdot 51 + 108,4 \cdot 31 + 38,46 \cdot 11 = 369569,74 \text{ кН} / \text{см} = 3695,7 \text{ кН} / \text{м}.$$

$$\text{Проверяем условие } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{3000}{3695,7} = 0,811 < 1. \text{ Условие выполнено.}$$

Необходимо выполнить проверку для третьего ряда болтов из условия смятия фланца. Определяем момент, соответствующий образованию пластического шарнира в полке

$$M_{pl,Rd} = \frac{l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{m0}} = \frac{37,7 \cdot 2,5^2 \cdot 24,5}{4 \cdot 1,025} = 1408 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

$$\text{где } l_{eff} = \min(2\pi m_3; \pi m_3 + 2e) = \min(2 \cdot \pi \cdot 6; \pi \cdot 6 + 2 \cdot 16,5) = \min(37,7; 51,8) = 37,7 \text{ см}.$$

Предельное усилие для нижнего ряда болтов из условия пластификации фланца

$$F_{Tl,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m_3} = \frac{4 \cdot 1408}{6} = 1126,4 \text{ кН}.$$

$$\frac{F_{T,Rd3}}{F_{Tl,Rd}} = \frac{194,01}{1126,4} = 0,17 \leq 1. \text{ Условие выполнено.}$$

Катет швов, прикрепляющих стенку к фланцу, принимаем 7 мм. Швы, прикрепляющие полки к фланцам, выполняем стыковыми с полным проваром.

Проверяем несущую способность сварных швов.

$$\text{Усилие, воспринимаемое сварными швами } N_f = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{3000}{1,54 - 0,75} = 3797,4 \text{ кН}.$$

Расчетное значение сопротивления сварного шва на единицу его длины для стенки:

$$F_{w,Rd1} = f_{wvd} \cdot a \cdot 2 = 19,33 \cdot 1 = 19,33 \text{ кН} / \text{см},$$

где $a = k_f \cdot \cos 45^\circ \cdot 2 = 0,7 \cdot 0,707 \cdot 2 = 1 \text{ см}$ — эффективная высота сварного шва для крепления стенки балки к фланцу;

$$f_{wvd} = \frac{f_{wy}}{\beta_w \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{37}{0,85 \cdot \sqrt{3} \cdot 1,3} = 19,33 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$\beta_w = 0,85 \text{ — поправочный коэффициент (т. 4.6 [1]).}$$

Расчетное значение сопротивления сварного шва на единицу его длины для полки

$$F_{w,Rd2} = f_{wvd} \cdot a \cdot 2 = 19,33 \cdot 2 = 38,66 \text{ кН/см},$$

где a – эффективная высота стыкового шва, $a = t_f = 20$ мм.

Расчетное значение сопротивления сварного шва

$$F_{w,Rd} = F_{w,Rd1} \cdot l_1 + F_{w,Rd2} \cdot l_2 = 19,33 \cdot 458 + 38,66 \cdot 165 = 15222 \text{ кН},$$

где $l_1 = 2 \cdot (1,34 + 0,95) = 4,58 \text{ м} = 458 \text{ см}$;

$$l_2 = 0,42 + 6 \cdot 0,205 = 1,65 \text{ м} = 165 \text{ см}.$$

$$\eta_w = \frac{N_f}{F_{w,Rd}} = \frac{3797,4}{15222,1} = 0,249 < 1.$$

Прочность сварных швов крепления фланцев к балке обеспечена.

5.4 Шарнирное сопряжение балок

Пример 5.4а. Запроектировать шарнирное сопряжение балок, показанное на рисунке 5.6. Материал балок – сталь С235 по ГОСТ 27772. Опорная реакция второстепенной балки $V = 140 \text{ кН}$.

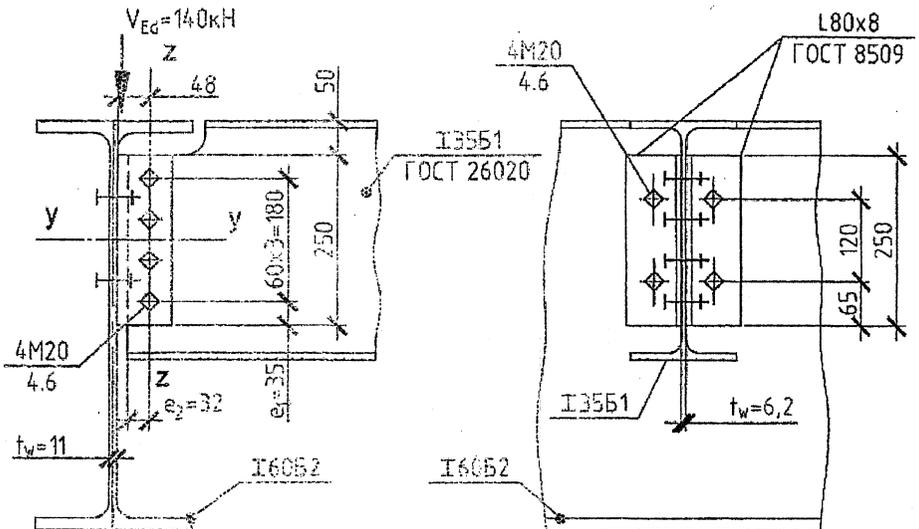


Рисунок 5.6 – Шарнирное сопряжение балок

Стык проектируем на болтах при помощи накладок из уголков L80x80x8 по ГОСТ 8509. Применяем болты M20 класса прочности 4.6. Предельное усилие, воспринимаемое одним болтом при одной плоскости среза (т. 5.5 [1]) равно

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 400 \cdot 2,45 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 45,23 \text{ кН},$$

где $f_{ub} = 400 \text{ МПа}$ – временное сопротивление болта класса прочности 4.6 (т. 5.2 [1]),

$A_s = 2,45 \text{ см}^2$ – площадь поперечного сечения болта нетто (т. 5.3 [1]).

В соответствии с т.5.11 [1] принимаем нормальные отверстия, тогда $d_0 = 22 \text{ мм}$. Тогда предельное усилие смятия наиболее толстого элемента – стенки балки двутавра 35Б1 по ГОСТ 26020 определяется при следующих параметрах (т. 5.5 [1]).

$$\text{Для крайних болтов } \alpha_b = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{35}{3 \cdot 22} = 0,53.$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{400}{400} = 1,0,$$

где $f_u = 400 \text{ МПа}$ – предел прочности стали С285 (т. 2.3 [1]).

$$k_1 = \frac{2,8e_2}{d_0} - 1,7 = \frac{2,8 \cdot 32}{22} - 1,7 = 2,37 < 2,5;$$

$$F_{d,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,37 \cdot 0,53 \cdot 400 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 0,62}{1,3} = 47,91 \text{ кН}.$$

Для дальнейших расчетов принимаем меньшее из предельных усилий $F_{v,Rd}$.

$$\text{Требуемое количество болтов } n_b = \frac{V_{Ed}}{F_{v,Ed}} = \frac{140}{45,23} = 3,1, \text{ принимаем по 4 болта М20}$$

класса 4.6. для крепления уголков к главной и балке настила. Схема расположения болтов показана на рисунке 5.6.

Проверим болты балки настила на совместное действие поперечной силы и момента, возникающего вследствие эксцентricности расположения болтов относительно точки приложения реакции.

Определим моменты инерции группы болтов относительно осей у-у и z-z

$$I_y = \sum z^2 = 2(3^2 + 9^2) = 180 \text{ см}^2; \quad I_z = 0, \quad I = I_y + I_z = 180 \text{ см}^2.$$

Максимальная перерезывающая сила, приходящаяся на болт в направлении оси у-у

$$F_y = \frac{V_{Ed} e \cdot z_{\max}}{I} = \frac{140 \cdot 4,5 \cdot 9}{180} = 31,5 \text{ кН}.$$

Перерезывающая сила, приходящаяся на болт в направлении оси z-z

$$F_z = \frac{V_{Ed}}{n_b} = \frac{140}{4} = 35 \text{ кН}.$$

Результирующая перерезывающая сила для крайних болтов

$$F_{r,Ed} = \sqrt{F_z^2 + F_y^2} = \sqrt{35^2 + 31,5^2} = 47,08 \text{ кН} < F_{d,Rd} = 47,91 \text{ кН}.$$

Сравнение произведено с предельным усилием смятия, так как болты балки настила имеют две плоскости среза, следовательно, предельное усилие на срез будет вдвое больше ранее вычисленного.

Производим расчет на выкол материала крайней зоны балки настила в соответствии с п. 5.3.1 [1]

$$\begin{aligned} V_{\text{эф},z,Rd} &= \frac{0,5f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}} \\ &= \frac{0,5 \cdot 400 \cdot 10^{-1} \cdot 8,97}{1,3} + \frac{285 \cdot 10^{-1} \cdot 8,97}{\sqrt{3} \cdot 1,025} = 282 \text{ кН} > V_{Ed} = 140 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где $A_{nt} = A_{nv} = (3p_1 + e_1 - 3,5d_0)t_w = (3 \cdot 6,0 + 3,5 - 3,5 \cdot 2,2) \cdot 0,65 = 8,97 \text{ см}^2$.

Условие прочности выполнено.

Пример 5.46. Запроектировать шарнирное сопряжение балок, показанное на рисунке 5.7. Материал балок – сталь С245 по ГОСТ 27772. Опорная реакция второстепенной балки $V = 130 \text{ кН}$. Балка настила – двутавр № 40Б1 по ГОСТ 26020-83.

Балки настила крепим на болтах к поперечным ребрам, совмещаемым с ребрами жесткости на стенке главной балки (рисунок 5.7). Сечение ребер принимаем $-120 \times 10 \text{ мм}$.

Торцы ребер должны иметь скосы 40×60 мм для пропуска поясных швов и их разгрузки от сварочных напряжений.

В соответствии с п. 5.4.1 [1] данное соединение относится к категории А: срезное соединение. Следовательно, для конструирования соединения принимаем болты М20 класса прочности 4.8. Диаметр отверстий d_0 для болтов класса точности В принимаем 21 мм. Болтовое соединение конструируем таким образом, чтобы плоскость среза проходила через резьбовую часть болта, тогда коэффициент $\alpha_v = 0,5$ для болтов классов прочности 4.8 (т. 5.5[1]); площадь поперечного сечения стержня болта $A = 2,45 \text{ см}^2$ (т. 5.3 [1]). В соответствии с т. 5.2 [1] значение номинального временного сопротивления на растяжение болта класса прочности 4.8 $f_{ub} = 400 \text{ МПа}$. По т. 5.1[1] принимаем значение частного коэффициента безопасности $\gamma_{M2} = 1,3$.

Определяем расчетную несущую способность одного болта на срез $F_{v,Rd}$ при одной плоскости среза (т. 5.5 [1])

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 400 \cdot 2,45 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 37,69 \text{ кН}$$

Расчетную минимальную несущую способность болтового соединения на смятие $F_{b,Rd}$ вычисляем в соответствии с т. 5.5 [1]

$$F_{d,Rd} = \frac{k \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,476 \cdot 370 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 0,7}{1,3} = 59,27 \text{ кН},$$

где $f_u = 370 \text{ МПа}$ — временное сопротивление стали класса С245 по ГОСТ 27772 (т. 2.3 [1]);

$d = 2 \text{ см}$ — номинальный диаметр болта;

$t = 0,7 \text{ см}$ — меньшее из значений толщин соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении.

Принимаем рядовое расположение болтов. В соответствии с таблицей 5.9 [1], расстояние до края элемента вдоль e_1 и поперек действия усилия e_2 должно быть не менее $1,2d_0 = 1,2 \cdot 21 = 25,2 \text{ мм}$. Принимаем $e_1 = e_2 = 35 \text{ мм}$. Шаг болтов поперек действия усилия p_2 — не менее $2,4d_0 = 2,4 \cdot 21 = 50,4 \text{ мм}$ (т. 5.9 [1]). Принимаем $p_1 = p_2 = 80 \text{ мм}$.

Определяем значения α_d и k_1 :

а) вдоль действия усилия:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{35}{3 \cdot 21} = 0,476;$$

$$\alpha_b = \min(\alpha_d = 0,476; \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{400}{370} = 1,081 \text{ и } 1,0) = 0,476.$$

б) поперек действия усилия:

— для крайних болтов

$$k_1 = 2,5 \text{ — наименьшее из значений } 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40}{21} - 1,7 = 3,63 \text{ и } 2,5;$$

— для средних болтов

$$k_1 = 2,5 \text{ — наименьшее из значений } 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{80}{21} - 1,7 = 3,63 \text{ и } 2,5;$$

Определяем требуемое количество болтов стыка

$$n_b = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd})} = \frac{130}{37,69} = 3,45.$$

Принимаем 4 болта. Схема расположения болтов показана на рисунке 5.7.

Сварные швы, прикрепляющие ребро к стенке балки, следует рассчитать на совместное действие F и $M = Fe$, где e — расстояние от оси болтов до угловых швов (рисунок 5.7).

Поперечные ребра жесткости привариваем сплошным швом дуговой сваркой по ГОСТ 14771-76* в углекислом газе (ГОСТ 8050-85) сварочной проволокой СВ-08Г2С (ГОСТ 2246-71*) $\varnothing 1,4-2 \text{ мм}$, угловыми сварными швами катетом 5 мм. Тогда расчетное сопротивление сдвигу сварного шва

где $A_{nt} = A_{nv} = (3\rho_1 + e_1 - 3,5d_0)t_w = (3 \cdot 8,0 + 3,5 - 3,5 \cdot 2,1) \cdot 0,7 = 14,11 \text{ см}^2$.

Условие прочности выполнено.

5.5 База центрально сжатой колонны

Пример 5.5. Законструировать базу центрально-сжатой колонны, представленной на рисунке 2.1. Расчетная нагрузка на колонну без учета ее собственного веса $N_{Ed} = 2800 \text{ кН}$.

Расчетная нагрузка на базу колонны с учетом ее собственного веса и узловой нагрузки $N_{Ed} = 2800 + g_x \cdot \gamma_f = 2800 + 10,3 \cdot 1,35 = 2813,905 \text{ кН}$,

где $g_x = (h_w \cdot t_w + 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot l \cdot \rho_{cm} = (0,264 \cdot 0,01 + 2 \cdot 0,4 \cdot 0,018) \cdot 7,72 \cdot 78,5 = 10,3 \text{ кН}$.

Расчетное сопротивление смятию под эквивалентным Т-образным элементом определим согласно ТКП EN 1993-1-8 (п. 6.2.5 [5]) и ТКП EN 1992-1-1 (п. 6.7 [1]).

Определяем расчетное значение сопротивления смятию материала под опорной плитой

$$f_{jd} = \beta_j \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = \frac{2}{3} \cdot 16,67 \cdot 2 = 22,23 \text{ МПа},$$

где β_j – коэффициент, учитывающий материал под опорной плитой, значение которого можно принять равным 2/3 при условии, что нормативное сопротивление материала стяжки (подливки) не превышает 0,2 нормативного сопротивления бетона фундамента, а толщина стяжки (подливки) не более 0,2 наименьшей ширины стальной опорной плиты. В тех случаях, когда толщина стяжки (подливки) более 50 мм нормативное сопротивление материала стяжки (подливки) следует принимать равным сопротивлению бетона фундамента;

A_{c0} – площадь нагружения; A_{c1} – максимальная расчетная площадь распределения с геометрическим подобием по отношению к A_{c0} . Принимаем $\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 2 < 3$;

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа} - \text{расчетное значение предела прочности бетона при}$$

осевом сжатии;

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона, см. п. 2.4.2.4 [2];

α_{cc} – коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность и неблагоприятных эффектов в результате неблагоприятного способа приложения нагрузки. Рекомендуемое значение равно 1,0.

Толщину плиты определяем методом итераций. По т. 6.14 [1] задаемся толщиной плиты $t = 28 \text{ мм} > t_f = 18 \text{ мм}$. Опорную плиту конструируем из стали С255 по ГОСТ 27772, $f_y = 235 \text{ МПа}$ (т. 2.3 [1]). Значение ширины свеса полки эквивалентного Т-образного сечения c определяем по п. 6.2.5 (4)

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{m0}}} = 28 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 22,23 \cdot 1,025}} = 51,92 \text{ мм}.$$

Определяем величину эффективной площади, ограниченной штриховой линией

$$A_{eff} = 2 \cdot (2 \cdot c + t_f) \cdot (b + 2 \cdot c) + (h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot c) \cdot (t_w + 2 \cdot c) = \\ = 2 \cdot (2 \cdot 5,192 + 2) \cdot (40 + 2 \cdot 5,192) + (30 - 2 \cdot 1,8 - 2 \cdot 5,192) \cdot (1 + 2 \cdot 5,192) = 1430,24 \text{ см}^2.$$

Величина давления под эквивалентным Т-образным элементом

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}} = \frac{2813,905 \cdot 10}{1430,24} = 19,79 \text{ МПа} < f_{jd} = 22,23 \text{ МПа}.$$

Условие выполнено, оставляем принятой толщину плиты.

Размеры плиты назначаем исходя из размера с. Принимаем плиту с размерами в плане 560x460 мм (рисунок 5.8).

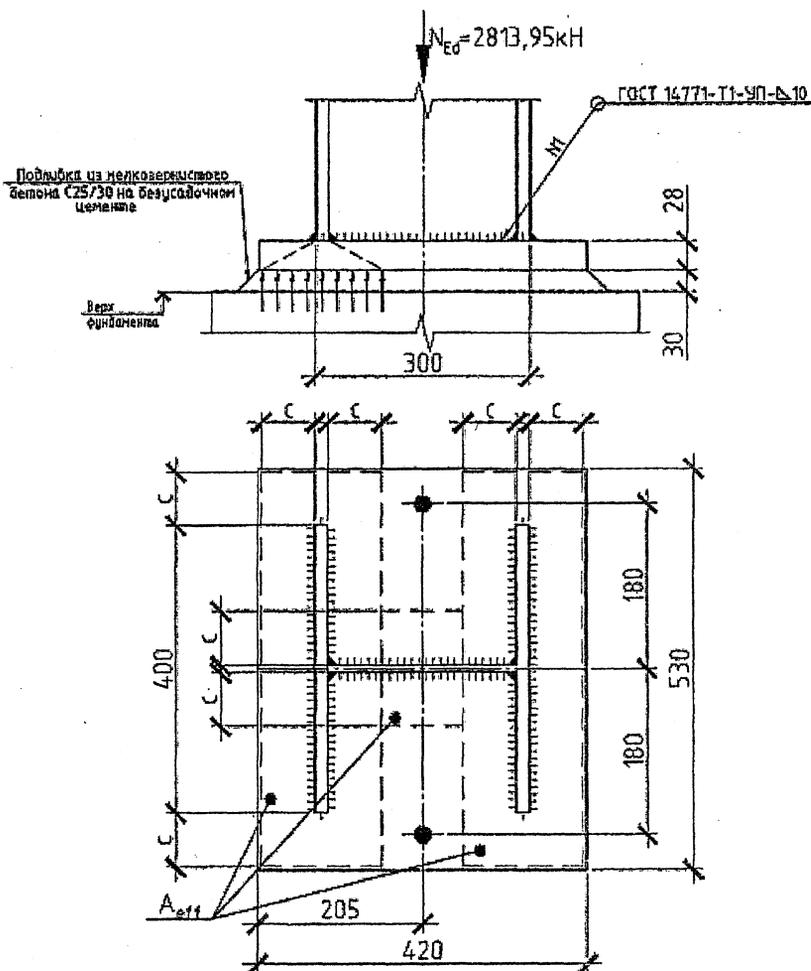


Рисунок 5.8 – К расчету базы центрально-сжатой колонны

Колонна к плите привариваем дуговой сваркой по ГОСТ 14771-76* в углекислом газе (ГОСТ 8050-85) проволокой СВ-08Г2С (ГОСТ 2246-71*) диаметром 1,4–2,0 мм, угловыми сварными швами катетом 10 мм. Усилие, действующее на 1 см длины шва

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2b + 4b_w + 2h_w} = \frac{2813,905}{2 \cdot 40 + 4 \cdot (0,5 \cdot 40 - 1) + 2 \cdot 26,4} = 13,48 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

$$F_{v,Rd} = \frac{f_u \cdot a}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{370 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0 \cdot 0,707}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,3} = 13,67 \frac{\text{кН}}{\text{см}},$$

где $\beta_w = 0,85$ – поправочный коэффициент для угловых сварных швов (т. 4.6 [1]);
 $\gamma_{M2} = 1,3$ – принято по т. 2.8 [1].

$F_{w,Ed} = 13,48 \text{ кН/см} < F_{w,Rd} = 13,67 \text{ кН/см}$ — условие прочности выполняется.
 Анкерные болты воспринимают только монтажные нагрузки, поэтому принимаем М20.

5.6 Оголовок центрально сжатой сплошной колонны

Пример 5.6. Запроектировать оголовок центрально-сжатой колонны, представленной на рисунке 2.1. Сталь С255 по ГОСТ 27772. Опирание главных балок на колонну принято шарнирным. Ширина торцевого ребра главной балки, через который передается нагрузка, $b_p = 240 \text{ мм}$. Расчетная нагрузка на оголовок колонны $N_{Ed} = 2300 \text{ кН}$.

Опорная плита оголовка колонны назначается конструктивно в пределах (20...30) мм. Принимаем $t_{pl} = 25 \text{ мм}$. Размеры опорной плиты в плане 480x420 мм (рисунке 5.9).

Опорную плиту и ребра конструируем из стали С255 по ГОСТ 27772. Расчетная длина сминаемой поверхности ребра $l_{ef} = b_r + 2 \cdot t_{pl} = 24 + 2 \cdot 25 = 29 \text{ см}$.

Толщину ребер определяем из условия прочности при сжатии

$$t_d = \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{l_{ef} \cdot f_y} = \frac{2300 \cdot 10^3 \cdot 1,025}{29 \cdot 235} = 3,46 \text{ см} > 1,2 \text{ см},$$

где $f_y = 245 \text{ Н/мм}^2$ — предел текучести стали С345 (т. 2.3 [1]).

По т. 6.14 [1] принимаем толщину ребра оголовка $t_d = 36 \text{ мм}$ из стали класса С255.

Принимаем дуговую сварку по (ГОСТ 14771-76*) в углекислом газе (ГОСТ 8050-85) проволокой СВ-08Г2С (ГОСТ 2246-71*) диаметром 1,4–2,0 мм.

Задаемся катетом сварного шва (т. 4.3 [1])

$$k_{f,\min} = 6 \text{ мм} < k_f = 10 \text{ мм} < k_{f,\max} = 1,2t_d = 1,2 \cdot 25 = 30 \text{ мм}.$$

Расчетное значение несущей способности на 1 см длины шва

$$F_{w,Rd} = \frac{f_u \cdot a}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{370 \cdot 1,0 \cdot 0,707 \cdot 10^{-1}}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,3} = 13,67 \frac{\text{кН}}{\text{см}},$$

где $\beta_w = 0,85$ — поправочный коэффициент для угловых сварных швов (т. 4.6 [1]);

$\gamma_{M2} = 1,3$ — принято по т. 2.8 [1].

Требуемую длину сварного шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке колонны находим из условия прочности угловых сварных швов 4.1 (т.4.4 [1])

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd},$$

где $F_{w,Ed} = \frac{N_{Ed}}{4l_w}$ — усилие, действующее на 1 см длины шва.

Для определения требуемой длины сварного шва приравняем $F_{w,Ed} = F_{w,Rd}$. Тогда

$$l_{ef} = \frac{N_{Ed}}{4 \cdot F_{w,Rd}} = \frac{2300}{4 \cdot 13,67} = 42,06 \text{ см}.$$

Принимаем высоту ребра $h_d = 45 \text{ см} \geq l = l_{ef} + 2 \cdot a = 42,06 + 2 \cdot 1,0 \cdot 0,707 = 43,47 \text{ см}$.

Проверяем прочность ребер на сдвиг

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{2300}{4288,7} = 0,536 < 1,0,$$

где $N_{c,Rd}$ — сопротивление сдвигу поперечного сечения,

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot 2 \cdot h_d \cdot t_d}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{235 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 45 \cdot 3,6}{1,025 \cdot \sqrt{3}} = 4288,7 \text{ кН}.$$

Прочность ребер на сдвиг обеспечена.

Проверяем прочность стенки колонны на сдвиг.

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot 2 \cdot h_d \cdot t_d}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{245 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 45 \cdot 0,8}{1,025 \cdot \sqrt{3}} = 1242 \text{ кН.}$$

Т.к. $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{2300}{1242} = 1,85 > 1,0$, условие не выполняется, следовательно, в пределах оголовка колонны требуется установка более толстого листа – ламеля. Требуемая толщина ламеля

$$t_d \geq \frac{N_{c,Rd} \cdot \gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}{f_y \cdot 2 \cdot h_d} = \frac{2300 \cdot 1,025 \cdot \sqrt{3}}{245 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 45} = 1,85 \text{ см.}$$

Принимаем ламель толщиной 20 мм. Сварку ламеля со стенкой колонны выполняем стыковым швом. Для снятия концентрации напряжения в более толстом листе выполняем скос кромок 1/5, в сварном шве наплывы и неровности обрабатываем после сварки. Конструктивное решение оголовка сплошной колонны приведено на рисунке 5.9.

Проверяем напряжение в швах, прикрепляющих ребро к опорной плите, при $k_f = 10 \text{ мм}$

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{Ed}}{\sum l_f} = \frac{2300}{58} = 39,66 \text{ кН / см} > F_{w,Rd} = 13,67 \text{ кН / см,}$$

где $\sum l_f = 2 \cdot l_f = 2 \cdot 29 = 58 \text{ см}$ – длина сварных швов, прикрепляющих опорную плиту к оголовку колонны.

Условие не выполняется, опорную реакцию передаем через строганный торец вертикального ребра (рисунок 5.11). Катет шва для крепления к опорной плите вертикального ребра назначаем конструктивно, т.е. $k_f = 7 \text{ мм}$.

Список используемых источников

1. Справочник по проектированию стальных конструкций в соответствии с требованиями Еврокодов / А.Б. Шуриц, В.И. Драган, В.В. Тур, Ю.С. Мартынов [и др.] ; под. ред. А.Б. Шурина, В.И. Драгана. – 2-е изд. – Брест : Издательство БрГТУ, 2018. – 148 с.
2. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1-2009. – Мн. : Министерство архитектуры и строительства РБ, 2010. – 191 с.
3. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1993-1-1-2009*. – Мн. : Министерство архитектуры и строительства РБ, 2014. – 88 с.
4. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций : ТКП EN 1993-1-5-2009*. – Мн. : Министерство архитектуры и строительства РБ, 2015. – 71 с.
5. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1993-1-8-2009*. – Мн. : Министерство архитектуры и строительства РБ, 2015. – 128 с.
6. Металлические конструкции : учебник для студ. высш. учеб. заведений / [Ю.И. Кудишин, В.И. Беленя, В.С. Игнатъева и др.] ; под. ред. Ю.И. Кудишина. – 10-е изд., стер. – М. : Издательский центр «Академия», 2007. – 688 с.

Учебное издание

ШУРИН Андрей Брониславович
ДРАГАН Вячеслав Игнатьевич
ЗИНКЕВИЧ Игорь Владимирович
МАРТЫНОВ Юрий Семенович
НАДОЛЬСКИЙ Виталий Валерьевич
МУХИН Анатолий Викторович

РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ТКП EN 1993-1

Рекомендовано Советом

*Брестского государственного технического университета
в качестве пособия по курсу "Металлические конструкции"
специальности 1-70 02 01 дневной и заочной форм обучения*

Ответственный за выпуск: Шурин А.Б.
Редактор: Боровикова Е.А.
Компьютерная вёрстка: Шурин А.Б.
Корректор: Никитчик Е.В.

ISBN 978-985-493-422-8



Издательство БрГТУ.
Свидетельство о государственной регистрации
издателя, изготовителя, распространителя печатных
изданий № 1/235 от 24.03.2014 г., №3/1569 от 16.10.2017 г.
Подписано в печать 21.05.2018 г.
Формат 60x84 1/16. Бумага «Снегурочка».
Гарнитура «Times New Roman».
Усл. печ. л. 3,26. Уч. изд. л. 3,5. Заказ № 576.
Тираж 25 экз. Отпечатано на ризографе учреждения
образования «Брестский государственный технический
университет». 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.