

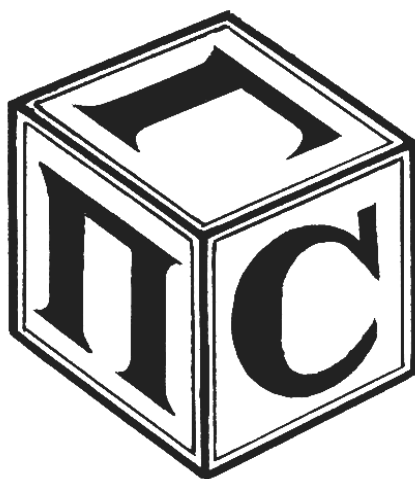
МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ  
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

# МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические рекомендации к практическим занятиям  
для студентов специальности  
6-05-0732-02 «Экспертиза и управление недвижимостью»  
очной формы обучения*

**Часть 2**



Могилев 2026

УДК 674.012.45  
ББК 38.5  
М54

Рекомендовано к изданию  
учебно-методическим отделом  
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»  
«23» декабря 2025 г., протокол № 6

Составитель ст. преподаватель И. И. Мельянцова

Рецензент ст. преподаватель Н. В. Курочкин

Приведены рекомендации по расчету настила и прокатных балок, центрально-сжатых и внецентренно-сжатых стальных колонн и их элементов, поперечной рамы и стропильной фермы производственного здания для студентов специальности 6-05-0732-02 «Экспертиза и управление недвижимостью» очной формы обучения.

Учебное издание

## МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

### Часть 2

Ответственный за выпуск	С. В. Данилов
Корректор	А. А. Подошевка
Компьютерная верстка	Н. П. Полевнича

Подписано в печать	. Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л.	. Уч.-изд. л. . Тираж 56 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:  
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования  
«Белорусско-Российский университет».

Свидетельство о государственной регистрации издателя,  
изготовителя, распространителя печатных изданий  
№ 1/156 от 07.03.2019.

Пр-т Мира, 43, 212022, г. Могилев.

© Белорусско-Российский  
университет, 2026

## Содержание

Введение.....	4
1 Расчет настила и прокатной балки.....	5
2 Проверка сечения прокатной балки.....	11
3 Конструирование и расчет узлов сопряжения балок.....	13
4 Подбор и проверка сечения центрально-сжатой колонны.....	14
5 Конструирование и расчет оголовка и базы колонны.....	18
6 Компоновка поперечной рамы производственного здания.....	21
7 Определение нагрузок на поперечную раму.....	25
8 Подготовка данных и расчет поперечной рамы производственного здания на ЭВМ. Часть 1–2.....	31
9 Расчет стропильной фермы: определение усилий, подбор и проверка сечений стержней фермы.....	32
10 Конструирование стропильной фермы. Часть 1–2.....	35
11 Подбор и проверка сечения внецентренно-сжатых колонн производственного здания. Часть 1–2.....	38
12 Конструирование и расчет базы внецентренно-сжатой колонны.....	42
Список литературы.....	43

## Введение

Методические рекомендации разработаны в соответствии с требованиями действующих ТНПА по проектированию стальных конструкций СП 5.04.01–2021 *Стальные конструкции*.

Методические рекомендации предназначены для студентов специальности 6-05-0732-02 «Экспертиза и управление недвижимостью» очной формы обучения при проведении практических занятий по учебной дисциплине и для самостоятельной работы студентов.

Материал методических рекомендаций рассчитан на получение практических навыков начального этапа освоения основ проектирования и расчета металлических конструкций и их соединений.

При использовании методических рекомендаций в процессе выполнения практических работ студентам целесообразно проверить действие технических нормативных правовых актов (ТНПА), обращая внимание на изменения и поправки к ним (при их наличии). Перечень действующих ТНПА доступен на <https://normy.by> и <https://tnpa.by>.

## 1 Расчет настила и прокатной балки

Стальной настил крепится к балкам при помощи сварки и рассчитывается на прочность и жесткость. Приварка настила к балкам делает невозможным сближение опор настила при его прогибе под нагрузкой и вызывает в нем растягивающие усилия, улучшающие работу. Путем приварки настила к поясам балки создается его частичное защемление, появляются опорные моменты, снижающие моменты и прогиб в пролете. В практических примерах этим защемлением пренебрегают в запас жесткости.

Из расчета на жесткость определяется отношение пролета настила  $l_n$  к его толщине  $t_n$

$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4n_0}{15} \left( 1 + \frac{72 \cdot E_1}{q_k \cdot n_0^4} \right), \quad (1.1)$$

где  $n_0$  – величина, обратная предельному прогибу  $f_u$ , принимаемому согласно требований [1, таблица 49];

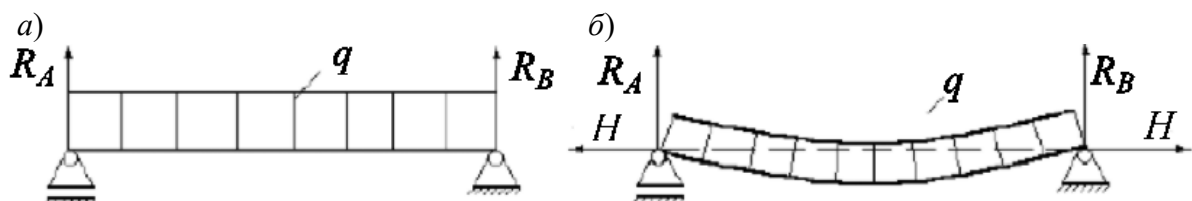
$E_1$  – цилиндрический модуль деформаций,  $E_1 = \frac{E}{(1-\nu^2)}$  (здесь  $E$  – модуль

упругости прокатной стали,  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа;  $\nu$  – коэффициент Пуассона, для стали  $\nu = 0,3$ );

$q_k$  – характеристическое значение функциональной нагрузки на настил, кН/м<sup>2</sup>; указывается в задании на проектирование.

В зависимости от отношения пролета настила  $l_n$  к его толщине  $t_n$  рассматривают две расчетные схемы (рисунок 1.1): при отношении ( $\frac{l_n}{t_n} \leq 40$ ) влиянием

продольной силы можно пренебречь и рассчитывать настил только на поперечный изгиб (см. рисунок 1.1, а); при жестком закреплении тонкого настила ( $40 < \frac{l_n}{t_n} < 300$ ) его рассчитывают на изгиб с распором (см. рисунок 1.1, б).



а – работа настила на изгиб; б – работа настила на изгиб с распором

Рисунок 1.1 – К расчету плоского стального настила

Толщину настила  $t_n$  назначают в зависимости от характеристического значения переменного воздействия  $q_k$  по таблице 1.1.

Назначив  $t_n$ , по формуле (1.1) находят  $l_n$ , или наоборот.

Таблица 1.1 – Рекомендуемые толщины стального настила

$q_k$ , кН/м <sup>2</sup>	$t_n$ , мм
Менее 10	6
11...20	8
21...25	10
26...30	12
Св. 30	14

Стальной настил представляет собой пластину, приваренную к балкам настила и нагруженную равномерно распределенной нагрузкой. При расчете листового настила из пластины условно вырезают полоску единичной ширины и длиной, равной пролету настила.

Растягивающее погонное усилие  $H$ , по которому проверяются сварные швы, прикрепляющие настил, определяется по формуле

$$H = \gamma_Q \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot f_u^2 \cdot E_1 \cdot t_n, \quad (1.2)$$

где  $\gamma_Q$  – частный коэффициент для переменных воздействий [2, таблица А.3];

$f_u$  – предельный прогиб настила [1, таблица 49];

$t_n$  – принятая толщина настила.

Расчет крепления настила к балкам настила ведем на 1 п. см длины сварного шва. Расчет сварного соединения с угловыми швами выполняют на срез (условный) по одному из двух сечений:

– при  $\frac{\beta_f f_{wf}}{\beta_z f_{wz}} \leq 1$  (по металлу шва)

$$\frac{H}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot f_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad (1.3)$$

– при  $\frac{\beta_f f_{wf}}{\beta_z f_{wz}} > 1$  (по металлу границы сплавления)

$$\frac{H}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot f_{wz} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (1.4)$$

где  $l_w$  – расчетная длина швов в сварном соединении;

$k_f$  – высота катета шва [1, таблица 39];

$\beta_f$ ,  $\beta_z$  – коэффициенты для расчета углового шва по металлу шва и по металлу границы сплавления [1, таблица 40];

$f_{wf}$ ,  $f_{wz}$  – расчетное значение прочности угловых швов на срез (условный) по металлу шва и по металлу границы сплавления [1, таблица 4];

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы [1, таблица Б.1].

При расчете по предельным состояниям несущей способности при постоянных и переходных расчетных ситуациях следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний воздействий [2, п. 6.10.2, приложение А]:

– первое основное сочетание

$$p_1 = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot \Psi_{0,1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}; \quad (1.5)$$

– второе основное сочетание

$$p_2 = \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}, \quad (1.6)$$

где  $G_{kj}$  – характеристическое значение постоянного  $j$ -го воздействия;

$Q_{ki}$  – характеристическое значение сопутствующего переменного воздействия;

$Q_{k1}$  – характеристическое значение доминирующего переменного воздействия;

$\gamma_{Gj}, \gamma_{Qi}$  – частные коэффициенты для постоянного и переменного воздействия соответственно;

$\Psi_{0,i}$  – коэффициент сочетаний воздействий, учитывающий комбинационное значение переменного воздействия;

$\xi$  – понижающий коэффициент для неблагоприятно действующего постоянного воздействия  $G$ ;  $\xi = 0,85$ .

Расчетные значения воздействий для предельных состояний несущей способности в постоянных и переходных расчетных ситуациях принимаются в соответствии с [2, таблица А.3].

Для расчета прокатных балок учитывается постоянные воздействия на балку, включая собственный вес самой балки, и переменная нагрузка. После этого с учетом расчетной схемы выполняется статический расчет.

Разрезные балки, несущие статическую нагрузку, из стали с характеристическим пределом текучести  $f_{yk} \leq 440$  МПа, для которых обеспечена общая устойчивость (сжатый пояс раскреплен жестким настилом), обеспечена местная устойчивость стенки и полка и в месте, где действует максимальный изгибающий момент  $\tau_x \leq 0,9 f_s$ , можно рассчитывать с учетом развития пластических деформаций. Тогда требуемый момент сопротивления сечения балки для случая упругопластической работы при изгибе балки в одной из главных плоскостей можно определить по формуле

$$W_{n,cal} = \frac{M_{Ed}}{c_x \cdot \beta \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (1.7)$$

где  $c_x$  – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций

[1, приложение Е]; в первом приближении принимаем  $c_x = 1,12$ ;

$\beta$  – коэффициент;  $\beta = 1$  при  $\tau_x \leq 0,5f_s$ ; при  $0,5f_s < \tau_x \leq 0,9f_s$  определяют по [1, п. 8.2.3];

$f_{yd}$  – расчетное значение предела текучести стали балки [1, таблицы А.4–А.5];

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы конструкций и элементов [2, таблица Б.1]).

По значению  $W_{n,cal}$  из сортамента в соответствии с принятым сечением (двутавр, швеллер и др.) выбирают ближайший номер профиля, у которого  $W_{n,min} \geq W_{n,cal}$ , где  $W_{n,min}$  – момент сопротивления сечения нетто, принятый по сортаменту.

Выполняют корректировку нагрузки с учетом фактического значения веса балки (в сортаменте дается вес одного погонного метра профиля) и уточняют расчетные значения усилий  $M_{Ed}$  и  $V_{Ed}$ . Также уточняют значение коэффициента  $c_x$  по [1, приложение Е].

**Пример 1** – Подобрать сечение двутавровой прокатной балки настила в балочной клетке нормального типа по следующим исходным данным: расчетное значение погонной нагрузки на балку  $q_k = 40$  кН/м; размеры балочной клетки  $l_1 = 13,5$  м,  $l_2 = 7,8$  м. Материал балки – сталь С245 ( $f_{yd} = 240$  МПа,  $f_{yk} = 245$  МПа). Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$ .

Расчетная схема балки представлена на рисунке 1.2.

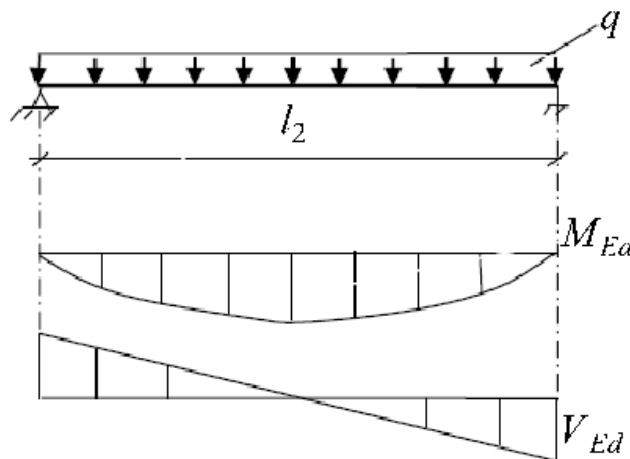


Рисунок 1.2 – Расчетная схема балки (однопролетная разрезная балка)

### Решение

Выполним предварительный подбор сечения балки без учета ее собственного веса.

Максимальный изгибающий момент  $M_{Ed}$  находим по формуле

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l_2^2}{8} = \frac{40 \cdot 7,8^2}{8} = 304,2 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (1.8)$$



Тогда требуемый момент сопротивления сечения балки для случая упруго-пластической работы при изгибе балки в одной из главных плоскостей можно определить по формуле

$$W_{n,cal} = \frac{M_{Ed}}{c_x \cdot \beta \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}. \quad (1.9)$$

Принимаем в первом приближении  $c_x = 1,12$ , тогда

$$W_{n,cal} = \frac{304200}{1,12 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,00113 \text{ м}^3 = 1130 \text{ см}^3.$$

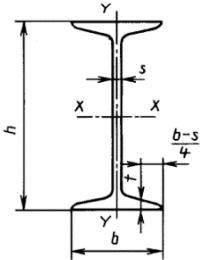
В соответствии с таблицей 1.2 принимаем прокатный двутавр № 45, имеющий следующие характеристики сечения:  $h = 450$  мм,  $b_f = 160$  мм,  $t_f = 14,2$  мм,  $t_w = 9$  мм,  $A = 84,7$  см<sup>2</sup>,  $G = 66,5$  кг/м,  $I_x = 27696$  см<sup>4</sup>,  $W_x = 1231$  см<sup>3</sup>,  $S_x = 708$  см<sup>3</sup>,  $i_x = 18,1$  см,  $I_y = 808$  см<sup>4</sup>,  $W_y = 101$  см<sup>3</sup>,  $i_y = 3,09$  см.

Таблица 1.2 – Балки двутавровые (выборка из ГОСТ 8239–89)

Но- мер про- филя	Размер, мм				$A$ , см <sup>2</sup>	$G$ , кг/м	$I_x$ , см <sup>4</sup>	$W_x$ , см <sup>3</sup>	$S_x$ , см <sup>3</sup>	$i_x$ , см	$I_y$ , см <sup>4</sup>	$W_y$ , см <sup>3</sup>	$i_y$ , см
	$h$	$b$	$t$	$s$									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
10	100	55	7,2	4,5	12	9,46	198	39,7	23	4,06	17,9	6,49	1,22
12	120	64	7,3	4,8	14,7	11,5	350	58,4	33,7	4,88	27,9	8,72	1,38
14	140	73	7,5	4,9	17,4	13,7	572	81,7	46,8	5,73	41,9	11,5	1,55
16	160	81	7,8	5	20,2	15,9	873	109	62,3	6,57	58,6	14,5	1,7
18	180	90	8,1	5,1	23,4	18,4	1290	143	81,4	7,42	82,6	18,4	1,88
20	200	100	8,4	5,2	26,8	21	1840	184	104	8,28	115	23,1	2,07
22	220	110	8,7	5,4	30,6	24	2550	232	131	9,13	157	28,6	2,27
24	240	115	9,5	5,6	34,8	27,3	3460	289	163	9,97	198	34,5	2,37
27	270	125	9,8	6	40,2	31,5	5010	371	210	11,2	260	41,5	2,54
30	300	135	10,2	6,5	46,5	36,5	7080	472	268	12,3	337	49,9	2,69
33	330	140	11,2	7	53,8	42,2	9840	597	339	13,5	419	59,9	2,79
36	360	145	12,3	7,5	61,9	48,6	13380	743	423	14,7	516	71,1	2,89
40	400	155	13	8,3	72,6	57	19062	953	545	16,2	667	86,1	3,03
45	450	160	14,2	9	84,7	66,5	27696	1231	708	18,1	808	101	3,09
50	500	170	15,2	10	100	78,5	39727	1598	919	19,9	1043	123	3,23
55	550	180	16,5	11	118	92,6	55962	2035	1181	21,8	1356	151	3,39

Окончание таблицы 1.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
60	600	190	17,8	12	138	108	78806	2560	1491	23,6	1725	182	3,54



*Примечание* –  $A$  – площадь поперечного сечения;  $h$  – высота балки;  $G$  – масса 1 м в килограммах;  $b$  – ширина полки;  $I$  – момент инерции;  $t$  – толщина полки;  $W$  – момент сопротивления;  $s$  – толщина стенки;  $S$  – статический момент полусечения;  $i$  – радиус инерции

Уточняем расчетную нагрузку на балку с учетом ее собственного веса

$$q' = q + G \cdot \gamma_G = (40 + 0,665 \cdot 1,2) = 40,798 \text{ кН/м},$$

где  $\gamma_G$  – частный коэффициент для постоянного воздействия; от собственного веса стальных конструкций  $\gamma_G = 1,2$ .

$$M_{Ed} = \frac{q' \cdot l_2^2}{8} = \frac{40,798 \cdot 7,8^2}{8} = 310,27 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed} = \frac{q' \cdot l_2}{2} = \frac{40,798 \cdot 7,8}{2} = 159,11 \text{ кН}.$$

**Пример 2** – Определить растягивающее погонное усилие, по которому проверяется прочность стального настила технологической площадки, по следующим исходным данным: характеристическое значение функциональной нагрузки на настил  $q_k = 15 \text{ кН/м}$  ( $\gamma_Q = 1,4$ ); принятая толщина настила  $t_n = 8 \text{ мм}$ ; предельный прогиб настила  $f_u = \frac{1}{250}$ ; материал настила – сталь С255 ( $f_{yd} = 240 \text{ МПа}$ ,  $f_{yk} = 245 \text{ МПа}$ ). Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$ .

*Решение*

Определяем цилиндрический модуль деформаций

$$E_1 = \frac{E}{(1 - \nu^2)} = \frac{2,06 \cdot 10^5}{(1 - 0,3^2)} = 2,26 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Определяем растягивающее погонное усилие  $H$ , по которому проверяется прочность стального настила

$$H = 1,4 \cdot \frac{3,14^2}{4} \cdot \left( \frac{1}{250} \right)^2 \cdot 2,26 \cdot 10^{11} \cdot 0,008 = 99826,48 \text{ кН/м}.$$

## 2 Проверка сечения прокатной балки

В зависимости от назначения и условий эксплуатации конструкций расчет изгибаемых элементов (балок) выполняют без учета или с учетом пластических деформаций в соответствии с классом элементов [1, п. 4.2.5]. Балки 1-го класса применяют для нагрузок всех видов и рассчитывают в пределах упругих деформаций; балки 2-го и 3-го класса применяют для статических нагрузок и рассчитывают с учетом развития пластических деформаций.

Расчет на прочность разрезных балок 2-го и 3-го класса сечения в соответствии с [1] при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ( $I_x > I_y$ ) выполняют по формуле

$$\frac{M_{Ed}}{c_x \cdot \beta \cdot W_{n,min} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.1)$$

где  $M_{Ed}$  – максимальный изгибающий момент;

$c_x$  – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций [1, приложение E];

$\beta$  – коэффициент;  $\beta = 1$  при  $\tau_x \leq 0,5 f_s$ ; при  $0,5 f_s < \tau_x \leq 0,9 f_s$  определяют по [1, п. 8.2.3];

$W_{n,min}$  – момент сопротивления сечения балки, взятый из сортамента;

$f_{yd}$  – расчетное значение предела текучести стали балки настила [1, таблицы А.4–А.5];

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы конструкций и элементов [2, таблица Б.1]).

При действии в сечении поперечной силы прочность на сдвиг определяется по формуле

$$\frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t_w \cdot f_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.2)$$

где  $V_{Ed}$  – наибольшая поперечная сила;

$S$ ,  $t_w$ ,  $I$  – геометрические характеристики сечения, принимаемые для балки из сортамента;

$f_s$  – расчетное значение прочности стали балки настила на сдвиг.

$$f_s = \frac{0,58 \cdot f_{yk}}{\gamma_m}, \quad (2.3)$$

где  $f_{yk}$  – характеристическое значение предела текучести стали балки настила, [1, таблицы А.4–А.5];

$\gamma_m$  – частный коэффициент по материалу,  $\gamma_m = 1,025$ .

Согласно требованиям [2] проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности следует выполнять из условия

$$E_d \leq C_{d,\lim}, \quad (2.4)$$

где  $C_{d,\lim}$  – предельное расчетное значение критерия оценки эксплуатационной пригодности;

$E_d$  – расчетное значение эффектов воздействий в единицах критериев эксплуатационной пригодности, определяемое при соответствующих сочетаниях воздействий (характеристического, частого и практически постоянного сочетаний).

Для балок, как и других пролетных конструкций, основными определяющими критериями пригодности к нормальной эксплуатации являются прогибы.

Для однопролетной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, проверка деформативности производится по формуле

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l_2^4}{E \cdot I_x} \leq f_u, \quad (2.5)$$

где  $q_n$  – действительное характеристическое значение погонной нагрузки на балку, кН/м<sup>2</sup>; определяется без учета коэффициентов надежности для постоянных и переменных воздействий  $\gamma_G$  и  $\gamma_Q$  с использованием значений, соответствующих выбранной балке;

$l_2$  – пролет балки, м;

$E$  – модуль упругости прокатной стали,  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа;

$I_x$  – момент инерции сечения балки;

$f_u$  – предельное значение прогиба; устанавливается в соответствии с [1, таблица 49].

**Пример** – Выполнить проверочные расчеты выбранного сечения балки по данным примера 1 из раздела 1 по первому предельному состоянию.

### Решение

Выполняем проверку прочности балки по изгибающему моменту по формуле (2.1):

$$\frac{M_{Ed}}{c_x \cdot \beta \cdot W_{n,\min} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{310,27 \cdot 10^3}{1,11 \cdot 1 \cdot 1231 \cdot 10^{-6} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,946 < 1,$$

где  $c_x = 1,11$  [1, таблица Е.1], т. к.  $\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f \cdot t_f}{t_w \cdot (h - 2t_f)} = \frac{160 \cdot 14,2}{9 \cdot (450 - 2 \cdot 14,2)} = 0,6$ .

Выполним проверку прочности по поперечной силе в опорной части балки:

$$\frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t_w \cdot f_s \cdot \gamma_c} = \frac{159,11 \cdot 10^3 \cdot 708 \cdot 10^{-6}}{27696 \cdot 10^{-8} \cdot 0,009 \cdot 138,6 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,33 < 1,$$

$$\text{где } f_s = \frac{0,58 \cdot f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{0,58 \cdot 245}{1,025} = 138,6 \text{ МПа.}$$

Условия выполняются.

### 3 Конструирование и расчет узлов сопряжения балок

*Этажное* сопряжение, при котором одна балка опирается сверху на другую, является простейшим, но из-за возможного отгиба верхнего пояса нижней балки оно может передавать небольшие опорные реакции.

В месте приложения местной нагрузки следует проверить стенку главной балки на местные напряжения  $\sigma_{loc}$ :

$$\sigma_{loc} = \frac{F_{Ed}}{t_f \cdot l_{ef}} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c, \quad (3.1)$$

где  $F_{Ed}$  – расчетное значение нагрузки (принимается равным  $V_{Ed}$  для балки настила), кН;

$l_{ef}$  – условная длина распределения нагрузки,  $l_{ef} = b_f + 2t_f$  (где  $b_f$  – ширина пояса балки настила, м;  $t_f$  – толщина поясного листа главной балки, м).

В случае, если условие (3.1) не выполняется, стенку главной балки следует укрепить ребром жесткости.

Сопряжение балок в *одном уровне* способно передать большие опорные реакции. Недостаток этого сопряжения – необходимость выреза верхней полки и части стенки балки настила.

При болтах нормальной и повышенной точности требуемое количество болтов можно найти по формуле

$$n \geq \frac{1,2V_{Ed}}{N_{b,min}}, \quad (3.2)$$

где  $N_{b,min}$  – меньшее из значений расчетного усилия для одного болта на срез или смятие.

**Пример** – Рассчитать и законструировать соединение балки настила (двутавр № 33, толщина стенки балки  $t_w = 7$  мм) с главной балкой в случае их сопряжения в одном уровне. Толщина ребер жесткости главной балки  $t_r = 6$  мм. Опорная реакция балки настила 120,2 кН. Материал балок – сталь С255.

#### *Решение*

Для крепления балки настила принимаем болты диаметром 20 мм класса точности А, класса прочности 5.8. Тогда расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом при работе на срез

$$N_{bs} = f_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 210 \cdot 10^6 \cdot 3,14 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 65940 \text{ Н} = 65,94 \text{ кН},$$

где  $f_{bs}$  – расчетное значение прочности одноболтовых соединений срезом;

$A_b$  – площадь поперечного сечения болта брутто,  $A_b = 3,14 \text{ см}^2$ ;

$n_s$  – количество плоскостей среза,  $n_s = 1$ ;

$\gamma_b$  – коэффициент условий работы болтового соединения,  $\gamma_b = 1,0$  [1].

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом при работе на смятие:

$$N_{bp} = f_{bp} \cdot d_b \cdot \Sigma t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 590 \cdot 10^6 \cdot 0,02 \cdot 0,007 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 82600 \text{ Н} = 82,6 \text{ кН},$$

где  $\Sigma t_{\min}$  – минимальная толщина элемента, сминаемая в одном направлении.

$\Sigma t_{\min} = \min(t_r; t_w) = 6 \text{ мм}$ . Значения  $f_{bp}$ ,  $\gamma_b$  взяты из [1].

Определяем количество болтов:

$$n = \frac{1,2 \cdot 120,2}{65,94 \cdot 1} = 2,19 \text{ шт.}$$

Окончательно принимаем три болта. Размещаем болты по высоте балки настила, выполняя конструктивные требования, предъявляемые к болтовым соединениям [1, таблица 41].

## 4 Подбор и проверка сечения центрально-сжатой колонны

Центрально-сжатые колонны воспринимают вертикальную продольную силу, приложенную по оси колонны, поэтому все поперечное сечение колонны испытывает равномерное сжатие.

Колонна состоит из трех основных частей: оголовка, стержня и базы.

Расчетная схема колонны определяется способом закрепления ее в фундаменте и способом прикрепления балок, передающих нагрузку на колонну.

Колонны и сжатые стержни могут быть сплошными – все оси материальные или сквозными, состоящими чаще из двух ветвей, соединенных решеткой, имеющие одну свободную ось.

### Подбор сечения сплошной колонны

Задавшись типом сечения колонны, определяем требуемую площадь сечения по формуле

$$A_{cal} = \frac{N_{Ed}}{\varphi_1 \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (4.1)$$

где  $N_{Ed}$  – продольная сила, действующая на колонну, кН;

$\varphi_1$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый по  $\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$ , тип сечения «b» [1, таблица Д.1].

Для колонн с расчетной нагрузкой до 1500 кН длиной 5...7 м в предварительных расчетах гибкость можно принять в пределах  $\lambda_1 = 90...60$ , для более мощных колонн с нагрузкой до 3000 кН –  $\lambda_1 = 60...40$ .

Затем определяют требуемые радиусы инерции сечения относительно осей x-x и y-y по формулам

$$i_{xcal} = \frac{l_x}{\lambda_1}; \quad i_{yca} = \frac{l_y}{\lambda_1}, \quad (4.2)$$

где  $l_x, l_y$  – расчетная длина стержня колонны относительно осей x-x и y-y соответственно.

Зависимость радиуса инерции для двутаврового сечения приблизительно равна  $i_x \approx 0,42h$  и  $i_y \approx 0,24b$ . Здесь  $h$  и  $b$  – высота и ширина сечения колонны. Отсюда определяем требуемые размеры колонны.

Компоновать сечение колонны необходимо с учетом следующего:

– для колонны двутаврового сечения рекомендуется принимать высоту сечения и ширину полки колонны, примерно, равными  $h \approx b$ , толщину стенки принимать в пределах  $t_w = 8...16$  мм, толщину полки  $t_f = 8...40$  мм;

– учитывать условия свариваемости, чтобы  $\frac{t_f}{t_w} \leq 3$ ;

– условия обеспечения местной устойчивости: стенки  $\frac{h_w}{t_w} \leq 60$  для малоуглеродистой и  $\frac{h_w}{t_w} \leq 50$  для низколегированной сталей, полки  $\frac{b_f}{t_f} \leq 30$  для малоуглеродистой и  $\frac{b_f}{t_f} \leq 30$  для низколегированной сталей.

С учетом всех этих требований назначается сечение колонны, так чтобы площадь колонны  $A$  была близка к  $A_{cal}$ .

Определяем геометрические характеристики сечения: площадь  $A$ , моменты инерции  $I_x$  и  $I_y$ , радиусы инерции  $i_x = \sqrt{I_x / A}$  и  $i_y = \sqrt{I_y / A}$ .

Фактическая гибкость стержня относительно осей x-x и y-y

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y}. \quad (4.3)$$

По максимальному значению  $\lambda_x$  или  $\lambda_y$  определяем условную гиб-

кость  $\bar{\lambda}_{\max}$  и находим значение коэффициента  $\varphi$ .

Проверка устойчивости принятого стержня производится по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot A} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c. \quad (4.4)$$

Перенапряжение не допускается, а недонапряжение должно быть минимальным.

Кроме проверки колонны на устойчивость, должно соблюдаться условие, при котором гибкость ее стержня должна быть меньше предельной  $\lambda_u$ , т. е.  $\lambda \leq \lambda_u$ , которую определяют по [1, таблица 33]:

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha, \quad (4.5)$$

где  $\alpha$  – коэффициент;  $\alpha = \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot A \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \geq 0,5$ .

Устойчивость поясных листов и полок центрально-сжатых элементов сплошного сечения считают обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса

(полки)  $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  не превышает значений предельной условной гибкости

свеса пояса (полки)  $\bar{\lambda}_{uf}$ , определяемых по формулам [1, таблица 10], в которых при значениях  $\bar{\lambda} < 0,8$  или  $\bar{\lambda} > 4$  принимают соответственно  $\bar{\lambda} = 0,8$  или  $\bar{\lambda} = 4$ .

При проверке устойчивости поясных листов в сварных элементах за расчетную ширину свеса  $b_{ef}$  принимают расстояние от грани стенки до края поясного листа (полки).

Если местная устойчивость полки не обеспечена, увеличивают ее толщину или уменьшают ширину (свес).

Устойчивость стенок центрально-сжатых элементов сплошного сечения

считают обеспеченной, если условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  не превышает значений предельной условной гибкости  $\bar{\lambda}_{uw}$ , определяемых по [1, таблица 9].

Стенки центрально-сжатых элементов сплошного сечения (колонн, стоек, опор и т. п.), за исключением рассчитанных с учетом геометрической нелинейности конструкций, при  $\bar{\lambda}_w \geq 2,3$  укрепляют поперечными ребрами жесткости с шагом от  $2,5h_{ef}$  до  $3h_{ef}$  [1, п.7.3.3].

**Пример** – Подобрать сечение стержня сплошной центрально-сжатой колонны двутаврового сечения, расчетное усилие, действующее на колонну  $N_{Ed} = 1500$  кН. Расчетная длина колонны относительно оси  $x$   $l_x = 490$  см, отно-



сительно оси  $y$   $l_y = 700$  см. Геометрическая длина колонны  $l = 700$  см. Материал – сталь С255 ( $f_{yd} = 240$  МПа). Модуль упругости стали  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа, плотность  $\rho = 7850 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ , частный коэффициент для расчета собственного веса стальных конструкций  $\gamma_G = 1,2$ , коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$ .

### Решение

Зададимся гибкостью  $\lambda_1 = 90$ , тогда  $\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 3,07$ .

Определяем  $\varphi_1$  по [1, таблица Д.1],  $\varphi_1 = 0,629$ .

Определим требуемые площадь сечения колонны и радиусы инерции без учета собственного веса колонны

$$A_{cal,1} = \frac{N_{Ed}}{\varphi_1 \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{1500 \cdot 10^3}{0,629 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,0099 \text{ м}^2;$$

$$i_{xcal} = \frac{l_x}{\lambda_1} = \frac{490}{90} = 5,44 \text{ см}; \quad i_{yca} = \frac{l_y}{\lambda_1} = \frac{700}{90} = 7,78 \text{ см}.$$

Определим расчетные высоту и ширину колонны:

$$h_{cal} = \frac{i_{xcal}}{\alpha_1} = \frac{5,44}{0,42} = 12,95 \text{ см}; \quad b_{cal} = \frac{i_{yca}}{\alpha_2} = \frac{7,78}{0,24} = 32,41 \text{ см}.$$

По найденным величинам скомпонуем сечение колонны. Назначим  $h = 300$  мм,  $b_f = 300$  мм ( $h \geq b$ ),  $t_w = 8$  мм,  $t_f = 14$  мм,  $h_w = 272$  мм.

Геометрические характеристики скомпонованного сечения:

$$A = 2b_f t_f + h_w t_w = 2 \cdot 30 \cdot 1,4 + 30 \cdot 0,8 = 108 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \left( \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{0,8 \cdot 27,2^3}{12} +$$

$$+ 2 \left( \frac{30 \cdot 1,4^3}{12} + 30 \cdot 1,4 \left( \frac{27,2 + 1,4}{2} \right)^2 \right) = 18532,47 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \left( \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} \right) = 2 \left( \frac{1,4 \cdot 30^3}{12} \right) = 6300 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{18532,47}{108}} = 13,1 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{6300}{108}} = 7,64 \text{ см}.$$

Определим гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{490}{12,95} = 37,84; \quad \lambda_y = \frac{700}{7,64} = 91,62.$$

Так как  $\lambda_y > \lambda_x$ , проверку устойчивости колонны выполняем относительно оси  $y$ - $y$ .  $\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 91,62 \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 3,12$ . Определяем  $\varphi_y$  по [1, таблица Д.1],  $\varphi_1 = 0,618$ .

Уточним расчетное усилие в колонне с учетом собственного веса колонны

$$N_{Ed} = 1500 + (108 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5 \cdot 7 \cdot 1,2) = 1507,12 \text{ кН}.$$

Проверим принятое сечение колонны:

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_y \cdot A \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{1507,12}{0,618 \cdot 108 \cdot 24 \cdot 1} = 0,94 < 1.$$

Устойчивость колонны обеспечена.

## 5 Конструирование и расчет оголовка и базы колонны

### *Расчет и конструирование базы колонны*

База является опорной частью колонны и служит для передачи усилий с колонны на фундамент. Конструктивное решение базы зависит от типа и высоты сечения колонны, способа ее сопряжения с фундаментом, принятого метода монтажа колонн.

*Расчет баз с траверсами.* Сопротивление бетонного элемента, подвергнутого местному действию сжимающей нагрузки, проверяют из условия

$$N_{Ed} \leq \alpha_u \cdot f_{cud} \cdot A_{c0}, \quad (5.1)$$

где  $N_{Ed}$  – равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия  $A_{c0}$ ;

$\alpha_u$  – коэффициент, зависящий от распределения напряжений по площади смятия и величины минимальных и максимальных напряжений сжатия, при упрощенном расчете допускается принять  $\alpha_u = 1$ .

Из формулы (5.1) выражают площадь плиты в плане.

Толщина плиты определяется ее работой на изгиб, как пластинки, опертой

на торец колонны, траверсы и ребра:

$$t_p = \sqrt{\frac{6M}{f_{yd}\gamma_c}}, \quad (5.2)$$

где  $M$  – наибольший изгибающий момент на полосе единичной ширины в пластинках, опертых на четыре или три стороны.

Усилие стержня колонны передается на траверсу через сварные швы, длина которых определяет высоту траверсы. Если ветви траверсы прикрепляют к стержню колонны четырьмя швами (каждая ветвь колонны приваривается к траверсе двумя швами), то получить требуемую высоту траверсы можно по формуле

$$h_{tr} = \frac{N_{Ed}}{4\beta_f k_f f_{wf}} + 1 \text{ см}. \quad (5.3)$$

Высота траверсы должна быть не менее 300 мм и не более  $85\beta_f \cdot k_f$ .

Швы крепления ветви траверсы к опорной плите рассчитывают на полное усилие, действующее в колонне.

Подобранное сечение траверсы проверяют на прочность по нормальным напряжениям:

$$\sigma = \frac{6M}{t_{tr} \cdot h_{tr}^2} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c, \quad (5.4)$$

где  $M$  – изгибающий момент в опорном сечении траверсы, определяемый как для двухконсольной балки на двух опорах, загруженной равномерно распределенной нагрузкой на траверсу от реактивного давления грунта.

### ***Расчет и конструирование оголовка колонны***

Оголовок служит для передачи на стержень колонны нагрузки от опирающихся на них конструкций.

Высота ребра определяется по длине вертикальных швов, приваривающих ребро:

$$h_r = \frac{N}{4\beta_f k_f f_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см}. \quad (5.5)$$

При этом длина сплошных сварных швов не должна превышать  $85\beta_f k_f$ .

Толщину ребра оголовка принимают из условия смятия:

$$t_r = \frac{N_{Ed}}{l_p f_p}, \quad (5.6)$$

где  $l_p$  – длина сминаемой поверхности, равная ширине опорного ребра балки плюс две толщины плиты оголовка колонны, м;

$f_p$  – расчетное значение прочности стали на смятие торцевой поверхности;

$$f_p = \frac{f_{uk}}{\gamma_m}.$$

Принятая толщина ребра оголовка проверяется на срез

$$\tau = \frac{N_{Ed}}{2h_r t_r} \leq f_s \cdot \gamma_c. \quad (5.7)$$

При малых толщинах стенок двутавров (швеллеров) сквозной колонны их необходимо проверить также на срез в месте прикрепления к ним ребер. Допускается в пределах высоты оголовка сделать стенку более толстой.

**Пример 1** – Определить размеры опорной плиты базы центрально-сжатой сквозной колонны. Сечение колонны – два двутавра 35Б1 ( $h = 346$  мм). Расчетное усилие в колонне  $N_{Ed} = 4150$  кН;  $f_{cud} = 16,67$  МПа; класс бетона фундамента – С25/30.

*Решение*

Требуемая площадь опорной плиты

$$A_p = \frac{4150 \cdot 10^3}{16,67 \cdot 10^6} = 2489,5 \text{ см}^2.$$

Назначаем толщину траверсы  $t_t = 10$  мм. Вылет консольной части плиты принимается  $c = 40$  мм. Тогда ширина плиты

$$B_{nl} = h + 2 \cdot (t_t + c) = 34,6 + 2 \cdot (1,0 + 4) = 44,6 \text{ см}.$$

Принимаем  $B_{nl} = 45$  см. Требуемая длина плиты

$$L_{nl} = \frac{A_{nl}}{B_{nl}} = \frac{2489,5}{45} = 55,32 \text{ см}.$$

Получаем плиту с размерами в плане  $570 \times 450$  мм.

Среднее напряжение в бетоне под плитой

$$\sigma_f = \frac{N_{Ed}}{B_{nl} \cdot L_{nl}} = \frac{4150 \cdot 10^3}{0,57 \cdot 0,45} = 16,18 \text{ МПа} < f_{cud} = 16,67 \text{ МПа}.$$

Прочность бетона фундамента обеспечена.

**Пример 2** – Рассчитать оголовки сквозной колонны центрально-сжатой колонны. Сечение – два двутавра 35Б1 ( $t_w = 6,2$  мм). Расчетное усилие в колонне  $N_{Ed} = 1990$  кН. Сварка механизированная в среде углекислого газа проволокой

СВ-08Г2С,  $\beta_f = 0,9$ ,  $\beta_f = 1,05$ ,  $f_{wf} = 215$  МПа. Материал колонны – сталь С345К. Ширина опорного ребра балки  $b_{on} = 250$  мм.

### Решение

Толщину опорной плиты оголовка назначаем конструктивно 20 мм. Задаемся катетом сварного шва  $k_{f,min} = 6$  мм  $< k_f = 7$  мм  $< k_{f,max} = 1,2 \cdot 6,2 = 7,44$  мм.

Высоту ребра оголовка определяем требуемой длиной швов, передающих нагрузку на стержень колонны (длина швов не должна быть больше  $85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,007 = 0,535$  м):

$$h_r = \frac{1990000}{4 \cdot 0,007 \cdot 0,7 \cdot 215 \cdot 10^6} = 0,472 \text{ м.}$$

Принимаем  $h_r = 0,48$  м.

Толщину ребра оголовка определяем из условия сопротивления на смятие под полным опорным давлением:

$$t_r = \frac{N_{Ed}}{l_p f_p} = \frac{1990000}{0,29 \cdot 427 \cdot 10^6} = 0,01607 \text{ м,}$$

где  $l_p = 0,25 + 2 \cdot 0,02 = 0,29$  м;

$f_p = 427$  МПа для стали С345 с  $f_{uk} = 470$  МПа.

Принятую толщину  $t_r = 0,018$  м ребра проверяем на срез:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{1990000}{2 \cdot 0,48 \cdot 0,018} = 115162037 \text{ МПа} = \\ &= 115,16 \text{ МПа} < f_s \cdot 1,0 = \frac{0,58 \cdot 345}{1,025} \cdot 1,0 = 195,22 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Условие выполняется.

## 6 Компоновка поперечной рамы производственного здания

Проектирование каркаса производственного здания начинается с компоновки поперечной рамы. Исходными данными являются размеры цеха (пролет, длина, высота до уровня головки кранового рельса), а также грузоподъемность и режим работы кранов, тип местности и др. Компоновку начинают с установления основных габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы.

**Пример** – Выполнить компоновку поперечной рамы одноэтажного производственного здания пролетом  $L = 24$  м, оборудованного двумя мостовыми кранами грузоподъемностью  $Q = 100$  т, группа режимов работы кранов АЗ. Длина здания – 96 м, отметка головки кранового рельса  $H_1 = 10$  м. Шаг попе-

речных рам  $L_1 = 12$  м. Район строительства – г. Гродно. Ригель проектируется в виде стропильной фермы; высота фермы на опоре – 3 м; уклон кровли  $i = 1/12$ . Тип покрытия – стальной профилированный настил.

*Решение*

Конструктивная схема поперечной рамы одноэтажного однопролетного производственного здания представлена на рисунке 6.1.

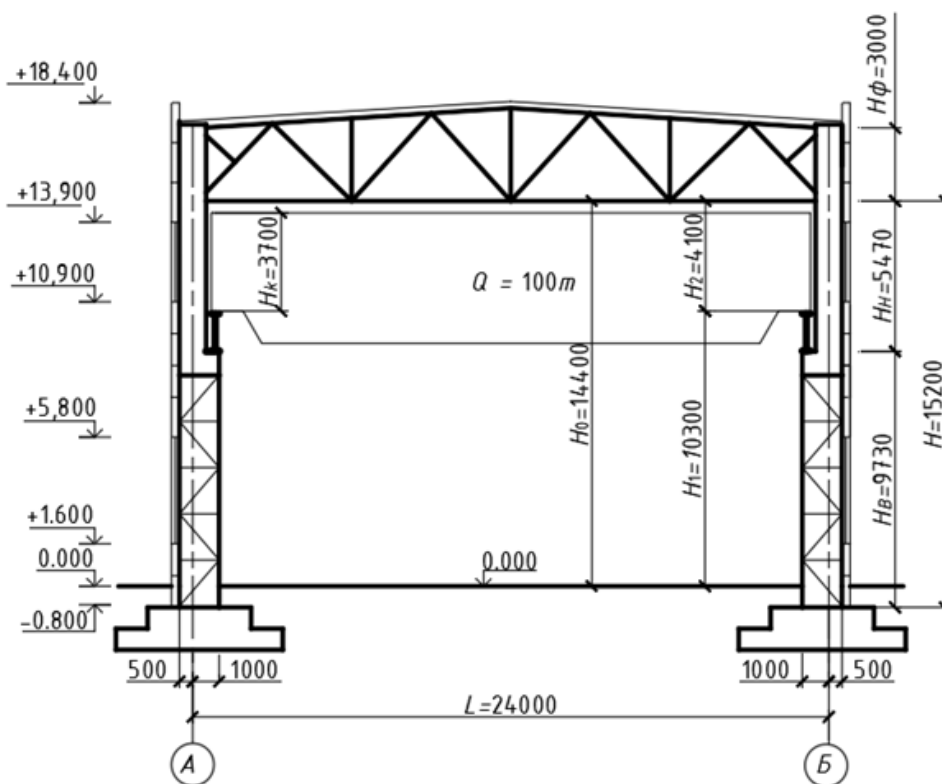


Рисунок 6.1 – Схема поперечной рамы одноэтажного производственного здания

Высоту здания от уровня пола до низа стропильных конструкций  $H_0$  определяем по формуле

$$H_0 = H_1 + H_2, \quad (6.1)$$

где  $H_1$  – расстояние от уровня пола до головки кранового рельса (дано в исходных данных);

$H_2$  – расстояние от головки кранового рельса до низа стропильных конструкций покрытия; определяется в зависимости от высоты мостового крана  $H_K$ .

$$H_2 = H_{\kappa} + \delta + f, \quad (6.2)$$

где  $H_k$  – расстояние от головки кранового рельса до верхней точки тележки крана (таблица 6.1). Для крана грузоподъемностью  $Q = 100$  т  $H_k = 3700$  мм;

$\delta$  – зазор между верхней точкой тележки крана и строительными конструкциями; устанавливается требованиями техники безопасности (прини-

маем  $\delta = 100$  мм);

$f$  – размер, учитывающий прогиб конструкций покрытия (ферм, связей), принимаемый равным 200...400 мм в зависимости от величины пролета; принимаем  $f = 300$  мм.

Справочные данные для мостовых кранов представлены в таблице 6.1.

Таблица 6.1 – Справочные данные мостовых кранов

$Q$ , т	$L$ , м	$H_k$ , мм	$B_1$ , мм	$B_2$ , мм	$K$ , мм	$F_{k1}$ , кН	$F_{k2}$ , кН	$G_T$ , т	$G_k$ , т	Тип рельса
30	24	2750	300	6300	5100	260		8,7	35	КР-70
	30	2750	300	6300	5100	280		8,7	41	
	36	2750	300	6800	5600	320		8,7	56,5	
50	24	3150	300	6860	5600	380		13,5	48,5	КР-80
	30	3150	300	6860	5600	415		13,5	59,5	
	36	3150	300	6860	5600	455		13,5	73,1	
80	24	4000	400	9100	4350	353	373	33,0	105	КР-100
	30	4000	400	9100	4350	373	402	33,0	120	
	36	4000	400	9100	4350	392	422	33,0	130	
100	24	3700	400	9600	4600	410	439	37,0	113	КР-120
	30	4000	400	9600	4600	449	469	37,0	133	
	36	4000	400	9600	4600	469	489	37,0	143	
125	24	4000	400	9400	4600	479	508	39,0	118	КР-120
	30	4000	400	9400	4600	508	538	39,0	133	
	36	4000	400	9400	4600	528	567	39,0	153	

*Примечание* –  $Q$  – грузоподъемность крана, т;  $L$  – пролет здания, м;  $H_k$  – высота крана, мм;  $B_1$  – свес крана, мм;  $B_2$  – ширина крана, мм;  $K$  – база крана, мм;  $F_{k1}$  и  $F_{k2}$  – максимальные нормативные вертикальные давления колес крана, кН;  $G_T$  – масса тележки, т;  $G_k$  – масса крана с тележкой, т

$$H_2 = 3700 + 100 + 300 = 4100 \text{ мм.}$$

$$H_0 = 10000 + 4100 = 14100 \text{ мм.}$$

Размер  $H_0$  принимается кратным 1,2 м – до высоты 10,8 м и кратным 1,8 м при большей высоте. Если при этом приходится несколько увеличить высоту цеха, то изменяют размер  $H_1$ , а размер  $H_2$  оставляют минимально необходимым; принимаем  $H_0 = 14400$  мм.

Общая высота колонны рамы от низа базы до низа ригеля  $H$  определяется по формуле

$$H = H_{\epsilon} + H_n, \quad (6.3)$$

где  $H_{\epsilon}$  – длина верхней части ступенчатой колонны,  $H_{\epsilon} = h + h_p + H_2$ ;

$h$  – высота подкрановой балки; предварительно можно принять равной  $(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{10})$  длины подкрановой балки (шага поперечных рам); принимаем  $h = 1,2$  м;

$h_p$  – высота кранового рельса (таблица 6.2); принимаем  $h_p = 170$  мм.

Таблица 6.2 – Рельсы крановые

Тип рельса	Высота рельса $h_p$ , мм	Масса 1 м рельса $m_p$ , кг	Площадь поперечного сечения $A_p$ , см <sup>2</sup>	Момент инерции сечения, см <sup>4</sup>	
				$I_x$	$I_y$
КР-50	90	29,85	38,02	357,54	111,42
КР-60	105	50,03	50,99	654,6	195,88
КР-70	120	52,83	67,3	1081,99	327,16
КР-80	130	63,69	81,13	1547,4	432,39
КР-100	150	88,96	113,32	2864,73	940,98
КР-120	170	118,1	150,44	4923,79	1694,83
КР-140	190	153,49	195,63	7427,23	2483,4

$$H_e = 1200 + 170 + 4100 = 5470 \text{ мм.}$$

Длину нижней части колонны определяем по формуле

$$H_n = H_0 - H_e + (600 \dots 1000), \quad (6.4)$$

где  $(600 \dots 1000)$  – обычно принимаемое заглубление опорной плиты башмака колонны ниже нулевой отметки пола; принимаем заглубление 800 мм.

Тогда

$$H_n = 14400 - 5470 + 800 = 9730 \text{ мм.}$$

$$H = 5470 + 9730 = 15200 \text{ мм.}$$

Полная высота здания

$$H_\Sigma = H + H_\phi + \frac{L}{2} \cdot i = 15200 + 3000 + \frac{24000}{2} \cdot \frac{1}{12} = 19200 \text{ мм.}$$

Одновременно с определением размеров поперечной рамы осуществляем разбивку стен и остекления по высоте. Высоту первого яруса остекления принимаем не более 12 м, второго яруса – не более 5 м. Верхняя панель должна быть выше кровли (чтобы образовать парапетную стенку).

Привязка наружной грани колонны к оси колонны может быть нулевой, 250 и 500 мм. Нулевую привязку принимают в зданиях без мостовых кранов, а также в невысоких зданиях (при шаге колонн 6 м), оборудованных кранами грузоподъемностью не более 30 т. Привязку  $a = 500$  мм принимают для относительно высоких зданий с кранами грузоподъемностью 100 т и более, а также для зданий с кранами групп режимов работы А5–А8. В остальных случаях  $a = 250$  мм.

Принимаем привязку  $a = 500$  мм, а ширину сечения верхней части колонны  $h_B = 1000$  мм.



При назначении ширины сечения нижней части ступенчатой колонны необходимо учитывать, чтобы кран при движении вдоль цеха не задевал колонну, расстояние от оси подкрановой балки до оси колонны должно быть не менее

$$L_B \geq B_1 + (h_B - a) + 75, \quad (6.5)$$

где  $B_1$  – размер части кранового моста, выступающей за ось рельса; принимаем из таблицы 6.1  $B_1 = 400$  мм;

75 – зазор между краном и колонной, принимаемый по требованиям безопасности.

$$L_B = 400 + (1000 - 500) + 75 = 975 \text{ мм.}$$

Пролеты мостовых кранов имеют модуль 500 мм, поэтому  $L_B$  должен быть кратным 250 мм. Учитывая это,  $L_B = 1000$  мм.

Пролет крана

$$L_K = L - 2 \cdot L_B = 24000 - 2 \cdot 1000 = 22000 \text{ мм.}$$

Ширина сечения нижней части колонны равна

$$h_H = L_B + a = 1000 + 500 = 1500 \text{ мм.}$$

В зданиях с интенсивной работой кранов (группы режимов работы А5–А8) для частого осмотра и ремонта крановых путей в стенках верхних частей колонн устраиваются проходы шириной не менее 400 мм и высотой 2000 мм. В нашем примере проход в верхней части колонны не нужен, т. к. режим работы кранов А3.

## 7 Определение нагрузок на поперечную раму

При расчете поперечной рамы учитываются следующие виды нагрузок: постоянные и переменные (снеговые, ветровые и крановые при наличии). Нагрузки, действующие на раму, определяют в соответствии с действующими ТНПА. Расчетные значения воздействий определяются в зависимости от их характеристических значений умножением их на частные коэффициенты в соответствии с [2, таблица А.3].

### *Постоянная нагрузка*

Постоянная нагрузка складывается из нагрузки на ригель и нагрузки на колонну. Постоянная нагрузка на ригель рамы принимается равномерно распределенной по длине ригеля. В распределенную поверхностную нагрузку входят: нагрузка от кровли, конструкций фермы, связей.

Пример нагрузки на 1 м<sup>2</sup> кровли представлен в таблице 7.1.

Таблица 7.1 – Поверхностная распределенная нагрузка от кровли здания

Состав покрытия	Характеристическое значение $g_k$ , кПа	Частный коэффициент $\gamma_G$	Расчетное значение $g_d$ , кПа
1 Гидроизоляция	0,16	1,3	0,208
2 Утеплитель минераловатный $\gamma = 2 \text{ кН/м}^3$ , $t = 200 \text{ мм}$	0,4	1,3	0,52
3 Пароизоляционная пленка	0,05	1,3	0,065
4 Стальной профилированный настил Н75-75-0,8 ГОСТ 24045	0,112	1,2	0,134
5 Металлоконструкции шатра покрытия	0,44		0,528
Итого	1,162		1,455

Расчетная равномерно распределенная линейная нагрузка на ригель рамы определяется по формуле

$$q = \frac{g_d \cdot L_1}{\cos \alpha}, \quad (7.1)$$

где  $L_1$  – шаг колонн;

$\alpha$  – угол наклона кровли к горизонту.

Расчетный вес колонны можно определить, воспользовавшись данными таблицы 7.2.

Таблица 7.2 – Расход стали на конструктивные элементы производственных зданий

Грузоподъемность мостовых кранов, т	Расход стали на колонны, кН/м <sup>2</sup>	Расход стали на подкрановые балки, кН/м <sup>2</sup>
20	0,25	0,2
30	0,3	0,3
50	0,35	0,4
80	0,4	0,5
100	0,5	0,6
125	0,6	0,7

### **Снеговая нагрузка**

Согласно [3] для постоянных/переходных расчетных ситуаций характеристические снеговые нагрузки на покрытия следует вычислить по формуле

$$s = \mu_i C_e C_t s_k, \quad (7.2)$$

где  $\mu_i$  – коэффициент формы снеговых нагрузок,  $\mu_i = \mu_1 = 0,8$ ;

$s_k$  – характеристическое значение снеговых нагрузок на грунт [3, таблица НП 1.1];

$C_e$  – коэффициент окружающей среды,  $C_e = 1$ ;

$C_t$  – температурный коэффициент,  $C_t = 1$ .

Расчетная погонная равномерно распределенная нагрузка от снега на ригель рамы равна

$$q_s = s \cdot \gamma_Q \cdot L_1, \quad (7.3)$$

где  $\gamma_Q$  – частный коэффициент для снеговой нагрузки;  $\gamma_Q = 1,6$  при отношении характеристического значения снеговой нагрузки к полной нагрузке на элемент конструкции, включая нагрузку от его собственного веса (более 0,5);  $\gamma_Q = 1,5$  – в других случаях.

### ***Ветровая нагрузка***

В соответствии с [4] ветровые воздействия переменны во времени. Они действуют в форме давления на внешние поверхности наружного ограждения зданий, а вследствие его проницаемости – также и на внутренние поверхности.

Базовое значение скорости ветра

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}, \quad (7.4)$$

где  $v_b$  – базовая скорость ветра, определяемая как функция направления ветра и времени года, на высоте 10 м над уровнем земли для типа местности II;

$v_{b,0}$  – основное значение базовой скорости ветра [4, таблица НП 1.1], м/с;

$c_{dir}$  – коэффициент, учитывающий направление ветра; установлен в [4], рекомендуемое значение составляет 1,0;

$c_{season}$  – сезонный коэффициент; установлен в [4], рекомендуемое значение составляет 1,0.

Средняя скорость ветра  $v_m(z)$  на высоте  $z$  над уровнем земли зависит от шероховатости местности, орографии и базового значения скорости ветра  $v_b$ :

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b, \quad (7.5)$$

где  $c_r(z)$  – коэффициент, учитывающий тип местности;

$c_0(z)$  – орографический коэффициент [4, п. 4.3.3].

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right), \quad (7.6)$$

где  $z$  – базовая высота для скоростного напора, принимается равной высоте до верхней отметки;

$z_0$  – параметр шероховатости [4, таблица 4.1];

$k_r$  – коэффициент местности, зависит от параметра шероховатости поверхности  $z_0$ ; определяется по формуле

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,ji}} \right)^{0,07}, \quad (7.7)$$

где  $z_{0,ji}$  принимается по [4, таблица 4.1].

Интенсивность турбулентности  $l_v(z)$  на высоте  $z$ :

$$l_v(z) = \frac{k_i}{c_0(z) \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right)}, \quad (7.8)$$

где  $k_i$  – коэффициент турбулентности,  $k_i = 1$ ;

$c_0(z)$  – орографический коэффициент. Влияниями орографии можно пренебречь, если средний уклон местности с наветренной стороны менее  $3^\circ$ .

Пиковое значение скоростного напора на высоте  $z$ :

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z), \quad (7.9)$$

где  $\rho$  – плотность воздуха,  $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ .

Ветровое давление  $w_e$ , действующее на внешние поверхности конструкций здания, следует определять по формуле

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (7.10)$$

где  $q_p(z_e)$  – пиковое значение скоростного напора ветра;

$z_e$  – базовая высота для внешнего давления;

$c_{pe}$  – аэродинамический коэффициент внешнего давления.

Ветровое давление  $w_e$ , действующее на внутренние поверхности конструкций здания, следует вычислять по формуле

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}, \quad (7.11)$$

где  $q_p(z_i)$  – пиковое значение скоростного напора ветра;

$z_i$  – базовая высота для внутреннего давления;

$c_{pi}$  – аэродинамический коэффициент внутреннего давления.

Схема здания и распределение ветровых нагрузок согласно [4] представлены на рисунке 7.1.

Коэффициенты наружного давления  $c_{pe,10}$  и  $c_{pe,1}$  для зон А–Е представлены в таблице 7.3.

Учет ветрового давления, приложенного к внутренним поверхностям кон-

струкций зданий, выполним с использованием аэродинамического коэффициента внутреннего давления  $c_{pi}$ , который, в случае невозможности определения приемлемого параметра проницаемости наружного ограждения или в случае невозможности расчета, принимает самое неблагоприятное значение из +0,2 и -0,3. При этом для  $c_{pe} < 0$  принимается суммарное значение  $(c_{pe} + c_{pi})$ , для  $c_{pe} > 0$  в расчетах учитывается величина аэродинамического коэффициента внешнего давления  $c_{pe}$ .

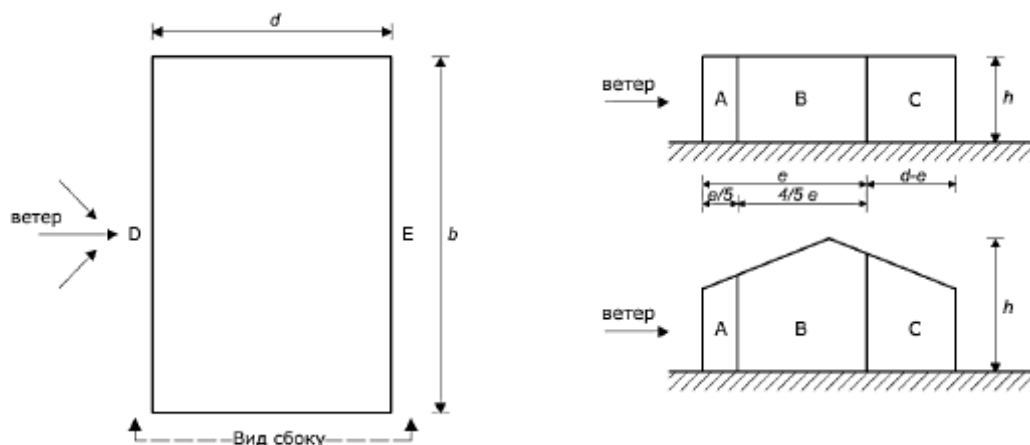


Рисунок 7.1 – Схема здания для расчета ветрового воздействия на вертикальные стены

Таблица 7.3 – Коэффициенты наружного давления  $c_{pe,10}$  и  $c_{pe,1}$

Зона	A		B		C		D		E	
$h / d$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,5	

Расчетное значение ветровой нагрузки для средней рамы  $q_w$ , кН/м, при учете самого неблагоприятного сочетания при одновременном воздействии внешнего и внутреннего давления определяется по формуле

$$q_w = c_s c_d \cdot q_p(z) \cdot L_1 \cdot \gamma_Q, \quad (7.12)$$

где  $c_s c_d$  – конструкционный коэффициент, принимаем  $c_s c_d = 1$ ;

$\gamma_Q$  – частный коэффициент; для ветрового воздействия  $\gamma_Q = 1,5$ .

Схема характерных зон для расчета ветрового воздействия на плоские покрытия, имеющие уклон менее  $\pm 5^\circ$ , представлена на рисунке 7.2.

Значения аэродинамических коэффициентов для покрытия представлены в таблице 7.4.

Подсчет расчетных значений ветровой нагрузки в характерных зонах

удобно производить в табличной форме.

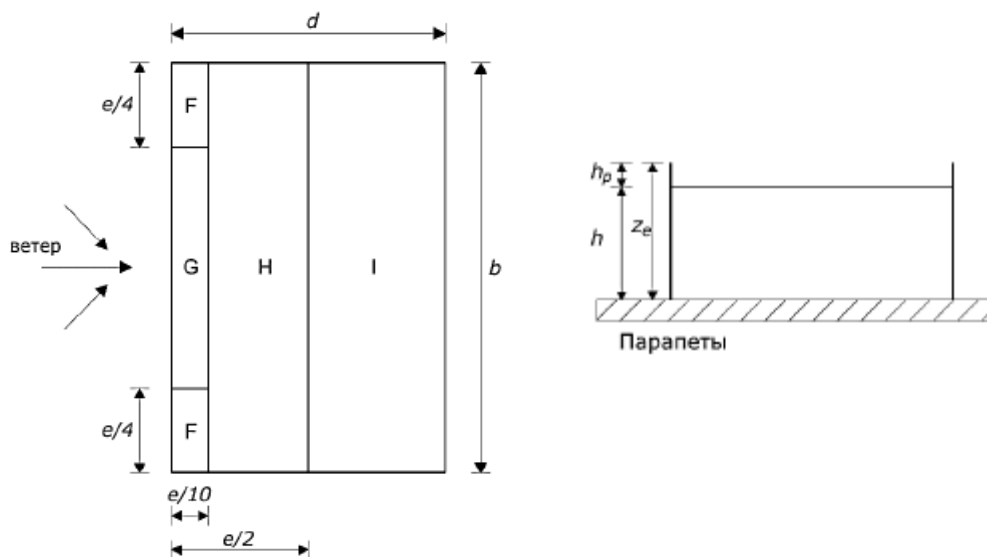


Рисунок 7.2 – Схема характерных зон для расчета ветрового воздействия на плоские покрытия ( $e = b$  или  $2h$  принимается меньшее значение)

Таблица 7.4 – Коэффициенты наружного давления  $c_{pe,10}$  и  $c_{pe,1}$

Покрытие с парапетом	Зона							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	
							-0,2	
$h_p/h = 0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	
							-0,2	
$h_p/h = 0,1$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	
							-0,2	

**Пример** – Выполнить расчет снеговой нагрузки на поперечную раму примера раздела 6. Постоянную нагрузку на раму, включая собственный вес каркаса и поверхностную распределенную нагрузку от кровли здания принять равной  $g_k = 1,2$  кПа. Вариант определения снеговой нагрузки у парапета здания не учитывать.

### Решение

В соответствии с [3, таблица НП 1.1] г. Гродно относится к к снеговому району 1а. Тогда характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт принимается равным  $s_k = 1,35$  кПа. Примем коэффициент формы снеговых нагрузок  $\mu_i = 0,8$ ; коэффициент окружающей среды  $C_e = 1,0$ ; температурный коэффициент  $C_t = 1,0$ .

Тогда характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие

$$s = \mu_i C_e C_t s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,35 = 1,08 \text{ кПа.}$$

Расчетная погонная равномерно распределенная нагрузка от снега на ригель рамы

$$q_s = s \cdot \gamma_Q \cdot L_1 = 1,08 \cdot 1,5 \cdot 12 = 19,44 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$\gamma_Q = 1,5, \text{ т. к. } \frac{s}{g_k + s} = \frac{1,08}{1,2 + 1,08} = 0,473 < 0,5.$$

## 8 Подготовка данных и расчет поперечной рамы производственного здания на ЭВМ. Часть 1–2

Современное проектирование строительных конструкций зданий и сооружений подразумевает широкое использование систем автоматизации проектных работ графических редакторов и расчетных программ. Применение инструментов численного анализа конструкций особенно актуально для статически неопределимых систем, в которых вопрос определения усилий в расчетных сечениях становится приоритетным в комплексе задач по расчету и конструированию.

Поперечные рамы являются основными несущими конструкциями здания. Они воспринимают все нагрузки, действующие на здание, и передают их на грунт.

В зависимости от конструкции сопряжения ригеля с колонной различают раму: с жесткими узлами и с шарнирным прикреплением ригеля. Достоинством рамы с жестким сопряжением является большая жесткость при воздействии горизонтальных нагрузок. Такие рамы применяют в однопролетных зданиях высотой более 10 м или при установке в здании мостовых кранов грузоподъемностью более 20 т. В иных случаях применяют рамы с шарнирным сопряжением.

На поперечную раму производственного здания действуют нагрузки: *постоянные* – от веса ограждающих и несущих конструкций здания; *переменные* – полезные, снеговые, ветровые и нагрузки от кранового оборудования (при наличии). Сбор нагрузок должен выполняться в соответствии с действующими ТНПА.

Рама рассчитывается обычными методами строительной механики (методами сил, перемещений) с учетом действительной работы каркаса, представляющего пространственную систему, и с принятием некоторых упрощений, не приводящим к большим погрешностям.

В настоящее время значительная часть расчетов при проектировании строительных конструкций выполняется при помощи программных комплексов. Существуют сотни программных продуктов, имеющих специализированное либо универсальное назначение, рынок которых развивается непрерывно и ди-

намически. Так, например, к таким программным комплексам можно отнести Autodesk Robot Structural Analysis Professional; ЛИРА-САПР, Real Steel; Advance Steel и многие другие.

Autodesk Robot Structural позволяет производить расчет конструкций, используя различные нормы проектирования. Основными этапами расчета в программных комплексах являются: составление расчетных схем, задание нагрузок, генерация РСУ и подбор сечения.

После создания геометрической схемы рамы и опор переходят к заданию нагрузок, действующих на поперечную раму и выполняют расчет модели. После расчета можно увидеть эпюры усилий, а также просмотреть результаты в табличной форме. Программа предусматривает также подбор сечения элементов рамы и формирует отчет о проверке сечений.

### **Задание для выполнения практической работы**

Выполнить статический расчет поперечной рамы одноэтажного производственного здания в программном комплексе Autodesk Robot Structural Analysis Professional или ЛИРА-САПР по исходным данным примера из раздела 6. Сопряжение ригеля с колонной и фундаментом принять жестким. Расстояние между центрами тяжести сечения верхнего и нижнего участков колонны  $l_0 = 250$  мм. Соотношения между моментами инерции нижней и верхней части

колонны принять  $\frac{I_H}{I_B} = 5$ ; между моментами инерции ригеля и нижней части колонны –  $\frac{I_P}{I_H} = 4$ .

## **9 Расчет стропильной фермы: определение усилий, подбор и проверка сечений стержней фермы**

Стальные фермы широко применяются в покрытиях промышленных и гражданских зданий.

Стропильные фермы рассчитываются на действие нагрузок, которые определяются для каждого конкретного случая индивидуально. На фермы учитываются *постоянные* и *переменные* воздействия.

К постоянным нагрузкам относятся масса покрытия (кровли), собственная масса фермы с учетом массы связей, распорок, прогонов.

Переменные – это масса технологического оборудования и трубопроводов, подвешенного транспорта, снеговая и ветровая нагрузки (иногда учитывается вес отложений производственной пыли). Ветровая нагрузка на верхний пояс учитывается в фермах с большим уклоном верхнего пояса (фермы треугольного очертания). В других типах ферм без фонаря ветровая нагрузка практически не влияет на нагрузки.

От воздействий в стержнях ферм возникают осевые усилия. При определении осевых усилий узлы ферм считаются шарнирными, а вся нагрузка приводится к узловой. Усилия в стержнях ферм определяются отдельно от каждой



нагрузки. Далее составлением расчетных сочетаний нагрузок определяют расчетные усилия для подбора сечений стержней фермы.

Усилия в стержнях фермы могут быть получены графоаналитическими методами или с помощью современных вычислительных комплексов, основанных на методе конечных элементов (SCAD, Lira, Autodesk Robot Structural Analysis, TEKLA и др).

Для ферм различают расчетные длины *в плоскости*  $l_x$  и *из плоскости* фермы  $l_y$ . Значение расчетной длины определяется, прежде всего, расстоянием между точками, закрепленными от смещений. Для раскосов и стоек такими точками в плоскости и из плоскости фермы являются геометрические центры узлов. Тоже для стержней поясов, но только в плоскости фермы. Из плоскости такими точками для стержней поясов являются узлы, закрепленные с помощью других конструктивных элементов (прогонов, связей, плит покрытия).

Расчетные длины стержней ферм определяют в соответствии с [1, таблица 25] (за исключением элементов перекрестной решетки, расчетную длину для которых определяют по [1, таблица 26]).

Элементы ферм следует проектировать, как правило, из жестких стержней. Особенно это важно для сжатых элементов, предельное состояние которых определяется потерей устойчивости. Поэтому для сжатых элементов ферм в установлены требования по предельной гибкости.

Предельная гибкость  $\lambda_u$  для сжатых элементов ферм и связей зависит от назначения стержня и степени его загруженности. Для сжатых элементов фермы: поясов, опорных раскосов и стоек  $\lambda_u = 180 - 60\alpha$ ; для других –  $\lambda_u = 210 - 60\alpha$  [1, таблицы 33, 34].

Растянутые стержни также не должны быть слишком гибкими, особенно при воздействии динамических нагрузок, которая может вызвать, например, вибрацию элементов нижнего пояса. Для растянутых стержней при статической нагрузке предельная гибкость равна 400, а при динамической нагрузке для опорных раскосов и стоек – 250 и других элементов – 350.

После определения расчетных длин производится подбор сечений стержней фермы.

Различают четыре вида напряженного состояния элементов конструкций.

1 *Центрально-растянутые стержни.*

Величину требуемой площади сечения находят по формуле

$$A_{TP} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd} \cdot \gamma_c}. \quad (9.1)$$

В случае если рассчитываемый элемент имеет ослабление сечения (отверстие для болтов), принимаем профиль с площадью на 10 %...15 % более требуемой с дальнейшей его проверкой по величине нетто.

Далее сравнивается гибкость стержня в плоскости и из плоскости изгиба фермы с предельной гибкостью ( [1, таблицы 33, 34]).

2 *Центрально-сжатые стержни.*

Требуемая площадь сечения определяется по нижеприведенной формуле,

для чего предварительно задаются гибкостью (для поясов и опорных раскосов  $\lambda = 80 \dots 100$ , для решеток  $\lambda = 100 \dots 120$ ).

$$A_{TP} \geq \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (9.2)$$

где  $\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии [1, таблица Д.1];

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы, для сжатых элементов решетки (кроме опорных) при  $\lambda > 60$   $\gamma_c = 0,8$ .

Гибкость элементов должна быть меньше предельной.

### 3 Внецентренно-растянутые стержни

Внецентренное растяжение появляется в том случае, когда растягивающая сила действует с эксцентриситетом  $e$ . Проверку прочности обычно производят по формуле

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_n} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c. \quad (9.3)$$

В частности, эксцентриситетно приложенная сила создает изгибающий момент, равный  $M = N \cdot e$ .

### 4 Внецентренно-сжатые стержни.

Требуемая площадь внецентренно-сжатого стержня определяется по формуле

$$A_{TP} = \frac{N_{Ed}}{\varphi_e \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (9.4)$$

где  $\varphi_e$  – коэффициент устойчивости при внецентренном сжатии; определяют по [1, таблица Д.3] в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$  и приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef}$ .

**Пример** – Требуется подобрать сечение верхнего центрально-сжатого пояса из двух уголков стропильной фермы по расчетному усилию  $N_{Ed} = 580$  кН. Материал фермы сталь С255 ( $f_{yd} = 240$  МПа). Расчетные длины стержня  $l_x = 3$  м,  $l_y = 3$  м. Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$ .

### Решение

Верхний пояс принимаем без изменения сечения по всей длине. Задаемся гибкостью в пределах, рекомендуемых для поясов:  $\lambda = 90$ . Принимаемому расчетному сечению соответствует тип кривой устойчивости  $c$  и, следовательно, при  $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 3,07$ .

Тогда  $\varphi = 0,555$ .

Требуемая площадь сечения

$$A_{TP} = \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{580}{0,555 \cdot 24,0 \cdot 1} = 43,54 \text{ см}^2.$$

Принимаем  $2 \perp 125 \times 9$ ,  $A = 44,0 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 3,86 \text{ см}$ ,  $i_y = 5,56 \text{ см}$ .

Гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{\ell_x}{i_x} = \frac{300}{3,86} = 77,7 < \lambda_{ux} = 127,38; \varphi_x = 0,626;$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_y}{i_y} = \frac{300}{5,56} = 54 < \lambda_{uy} = 137,4; \varphi_y = 0,77;$$

$$\alpha_x = \frac{N_{Ed}}{\varphi_x \cdot A \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{580}{0,626 \cdot 44 \cdot 24,0 \cdot 1} = 0,877;$$

$$\lambda_{ux} = 180 - 60 \cdot \alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,877 = 127,38;$$

$$\alpha_y = \frac{N_{Ed}}{\varphi_y \cdot A \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{580}{0,77 \cdot 44 \cdot 24,0 \cdot 1} = 0,71;$$

$$\lambda_{uy} = 180 - 60 \cdot \alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,71 = 137,4.$$

Проверка устойчивости стержня:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} \cdot A} = \frac{5800}{0,626 \cdot 44} = 210,57 \text{ МПа} < f_{yd} \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечена.

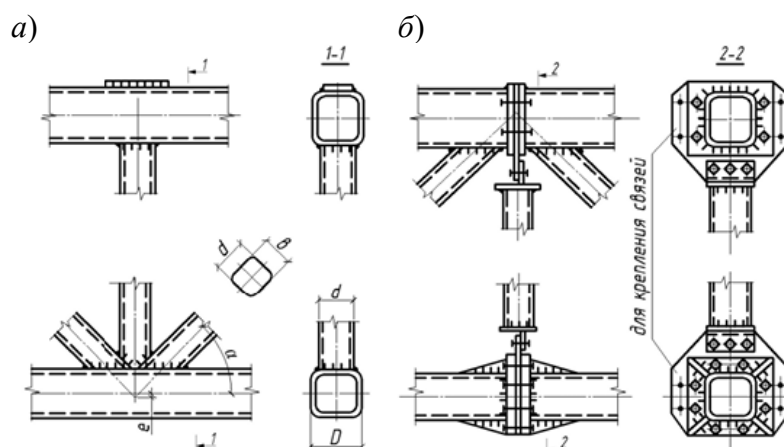
## 10 Конструирование стропильной фермы. Часть 1–2

В последнее время все более широкое применение находят фермы из гнутосварных профилей (ГСП) типа «Молодечно». При назначении сечений элементов стропильных ферм из замкнутых гнутосварных профилей следует придерживаться следующих рекомендаций:

- сечение труб принимать не менее  $80 \times 80 \times 3 \text{ мм}$ ;
- из условий сварки и коррозионной стойкости минимальная толщина стенок труб должна быть не менее  $3 \text{ мм}$ ;
- в одной ферме не рекомендуется применять профили с одинаковыми размерами сечения и отличающиеся толщиной стенок менее чем на  $2 \text{ мм}$ ;
- в одной ферме рекомендуется использовать не более 4...6 сечений;
- не допускается применять в одном отправочной марке элементов одинакового сечения из разных сталей;
- для обеспечения местной устойчивости отношение высоты стенки профиля к её толщине должно быть: для поясов – не более 45, для решётки –

не более 60.

Соединения стержней в узлах бесфасоночные, возможна расцентровка раскосов в узлах (рисунок 10.1). Верхний пояс в местах передачи нагрузки усиливают листовой накладкой, необходима герметичность соединений.



*a* – промежуточный узел фермы из прямоугольного профиля; *b* – укрупнительный узел фермы из прямоугольного профиля

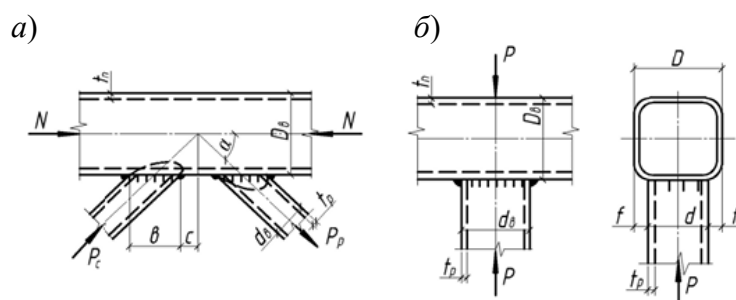
Рисунок 10.1 – Узлы фермы из прямоугольного профиля

Длина шва определяется из выражения

$$l_w = 2 \left[ \frac{d + b}{\sin \alpha} \right]. \quad (10.1)$$

В промежуточном узле катет шва, соединяющего раскос с поясом, определяют по формуле (10.1).

Пояса ферм в местах примыкания к ним раскосов могут продавливаться (рисунок 10.2).



*a* – К-образный узел фермы в местах примыкания раскосов к поясам; *b* – Т-образный узел фермы в местах примыкания раскосов к поясам

Рисунок 10.2 – Пояса ферм в местах примыкания раскосов

В результате экспериментального исследования большого количества образцов для двух типов узлов были получены выражения для предельной

силы  $P$ , действующей на пояс со стороны раскоса как функция размеров элементов узла, т. е.  $P = f(c, f, D, t, a)$ .

Для К-образных узлов при  $c > 0$  и  $d / D > 0,6$  несущую способность пояса на продавливание определяют из выражения

$$P = \frac{f_{yd} t_n^2 (b + c + \sqrt{2D \cdot f})}{f \left( 0,4 + 1,8 \frac{c}{b} \right) \cdot \sin \alpha}. \quad (10.2)$$

Для Т-образных и К-образных узлов при  $f / D > 0,25$  несущую способность пояса на продавливание устанавливают по формуле

$$P = \frac{f_{yd} t_n d_b + 8 \sqrt{D \cdot f}}{f}. \quad (10.3)$$

Если отношение  $f / D < 0,1$ , т. е. мало, определение силы  $P$  по этим формулам теряет смысл. В таких случаях разрушение узла возможно от выпучивания вертикальной стенки пояса, и силу  $P$  для обоих типов определяют из выражения

$$P = m \frac{2n \cdot f_{yd} \cdot t_n \cdot d_b}{\sin^2 \alpha}, \quad (10.4)$$

где  $n = 0,8$  при  $\frac{d_b}{t_n}$ , в других случаях  $n = 1$ .

В приведенных выражениях  $m$  учитывает снижение несущей способности стенки пояса в зоне узла при наличии продольного усилия. При  $\beta = \frac{N}{f_{yd} \cdot A} > 0,5$

( $N$  – усилие в поясе со стороны растянутого раскоса,  $A$  – площадь сечения раскоса), коэффициент  $m = 1,5 - \beta$ ; при  $\beta \leq 0,5$  –  $m = 1$ .

Несущая способность узла на продавливание будет обеспечена, если расчетное усилие в раскосе  $N_p$  будет меньше или равно силе  $P$ :

$$N_p \leq P. \quad (10.5)$$

**Пример** – Для К-образного узла стропильной фермы определить силу  $P$ , продавливающую пояс и проверить обеспеченность несущей способности узла на продавливание. Размеры поясного профиля  $D \times t = 140 \times 5$  мм ( $A = 26,36$  см<sup>2</sup>), размеры профиля раскоса  $d \times t = 120 \times 3$  мм ( $A = 13,81$  см<sup>2</sup>). Сжимающее усилие в раскосе  $N_p = 170$  кН; расчетное значение прочности по пределу текучести стали  $f_{yd} = 240$  МПа;  $c = 10$  мм; угол  $\alpha = 45^\circ$ ; длина участка линии пересечения примыкающего элемента с поясом в направлении оси пояса  $b = 14$  см;  $f = \frac{(14-12)}{2} = 1$  см.

*Решение*

Так как  $c > 0$  и  $d/D = 12/14 = 0,85 > 0,6$ , то продавливающая сила равна

$$P = \frac{240 \cdot 0,5^2 \cdot (14 + 1 + \sqrt{2 \cdot 14 \cdot 1})}{1 \cdot \left(0,4 + 1,8 \cdot \frac{1}{14}\right) \cdot 0,71 \cdot 10} = 324,5 \text{ кН.}$$

$$N_p = 170 \text{ кН} < P = 324,5 \text{ кН.}$$

Условие прочности узла на продавливание обеспечивается.

## **11 Подбор и проверка сечения внецентренно-сжатых колонн производственного здания. Часть 1–2**

В каркасах промышленных зданий могут применяться колонны трех типов: постоянного по высоте сечения, переменного по высоте сечения – ступенчатые и отдельные.

Колонны постоянного по высоте сечения обычно проектируют при кранах грузоподъемностью до 15...20 т при небольшой высоте цеха (до 8...10 м). Колонны проектируют сплошного и сквозного сечений. Большое достоинство особенно сплошных колонн их конструктивная простота и небольшая трудоемкость изготовления.

В каркасах одноэтажных производственных зданий при кранах большой грузоподъемности основным типом колонн являются ступенчатые стальные колонны, при этом наибольшее распространение получили ступенчатые колонны сплошного и сквозного сечений. Генеральные размеры колонн устанавливаются при компоновке поперечной рамы.

Рассмотрим подбор и проверку сечения внецентренно-сжатой ступенчатой колонны. Верхняя часть проектируется, как правило, двутаврового сечения. Высоту сечения колонны назначают из условия жесткости с соблюдением технологических ограничений и требований унификации.

Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, выполняют по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_e A f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (11.1)$$

где  $\varphi_e$  – коэффициент устойчивости при внецентренном сжатии; определяют по [1, таблица Д.3] в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$  и приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef}$ , вычисляемого по формуле

$$m_{ef} = \eta m, \quad (11.2)$$

где  $\eta$  – коэффициент влияния формы сечения [1, приложение Д];  
 $m$  – относительный эксцентриситет.

$$m = \frac{eA}{W_c}, \quad (11.3)$$

где  $e$  – эксцентриситет;  $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$  ( $M_{Ed}$  и  $N_{Ed}$  принимают согласно [1, п. 9.2.3]);

$W_c$  – момент сопротивления сечения, вычисленный для наиболее сжатого волокна.

Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых стержней сплошного постоянного сечения, кроме коробчатого, из плоскости действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жесткости ( $I_x > I_y$ ), совпадающей с плоскостью симметрии, а также швеллеров выполняют по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{c\varphi_y A f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (11.4)$$

где  $c$  – коэффициент, определяют по [1, п. 9.2.5];

$\varphi_y$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии.

Стержень нижней части сквозной колонны составляют из двух ветвей, связанных между собой соединительной решеткой. Основным типом соединительной решетки является раскосная треугольная решетка. сквозная колонна работает как ферма с параллельными поясами. Пояса воспринимают продольную силу  $N$  и изгибающий момент  $M$ , а решетка – поперечную силу  $V$ .

Расчет колонн производится в два этапа. На первом этапе выполняют приближенный расчет по недеформированной схеме, с помощью которой назначают площади поперечных сечений ветвей, рассматривая их самостоятельно как центрально-сжатые стержни, шарнирно подкрепленные в узлах соединительной решетки. На втором этапе проверяют устойчивость сквозного стержня в целом.

Расстояние между ветвями назначают из условия жесткости с учетом технологических и унифицированных привязок. В нижней части колонны это расстояние должно быть увязано с разностью стандартных пролетов здания и мостового крана, а также с унифицированной привязкой наружных граней к продольным осям здания.

Продольные силы в ветвях колонны определяем по формулам

$$N_{bm1} = N_{Edi} \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_{Edi}}{h_0}; \quad N_{bm2} = N_{Edj} \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_{Edj}}{h_0}, \quad (11.5)$$

где  $N_{Edi}, N_{Edj}, M_{Edi}, M_{Edj}$  – расчетные значения продольной силы и изгибающего момента при  $i$ -й и  $j$ -й комбинациях нагрузок;

$y_1, y_2$  – расстояния от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести

противоположной ветви. Так как положение центра тяжести колонны неизвестно, в первом приближении можно принять  $y_1 = 0,45 \cdot h_0$ ;  $y_2 = 0,55 \cdot h_0$ . Более точно эти расстояния можно рассчитать по формуле

$$y_i = \frac{|M_{Edj}|}{|M_{Edi}| + |M_{Edj}|} \cdot h. \quad (11.6)$$

После определения расчётных усилий в ветвях назначают площади их поперечных сечений из расчета на устойчивость каждой из них в обеих плоскостях. При этом ветвь рассматривают как центрально-сжатый стержень, расчетная длина которого в плоскости у-у равна расстоянию между узлами соединительной решетки, а в перпендикулярной плоскости – расчетной длине колонны или участка между точками закрепления колонны от смещений из плоскости действия момента. По найденной площади komponуют сечения ветвей. Все требования местной устойчивости для стенки и полка, условие свариваемости элементов принимаются так же, как и для центрально-сжатых колонн. Скомпоновав сечения ветвей, рассчитывают их фактические площади  $A_{b1}$  и  $A_{b2}$ , положение центра тяжести наружной ветви и центр тяжести всего сечения. Корректируют продольные усилия в ветвях и рассчитывают геометрические характеристики сечения обеих ветвей в целом. Выполняют проверку устойчивости соответственно ветвей колонны, оценивают принятое сечение, стремясь, чтобы недонапряжение для ветвей было минимальным.

Следующим этапом расчета является подбор сечения раскосов решетки. Расчет решетки ведут на большую из фактической и условной поперечной силы. Фактическое значение поперечной силы принимается из статического расчета рамы, а условно – как и для центрально-сжатых стержней.

Заключительной для запроектированного сечения сквозной колонны является проверка его устойчивости как единого стержня в плоскости действия момента. Проверка же устойчивости из плоскости действия момента не проводится, т. к. она обеспечена устойчивостью отдельных ветвей относительно оси у.

**Пример** – Выполнить проверку устойчивости в плоскости изгиба верхней части одноступенчатой внецентренно-сжатой колонны, сечение которой представлено на рисунке 11.1 ( $A = 0,01868 \text{ м}^2$ ). Расчетные длины колонны в плоскости изгиба  $l_{efx1} = 22,32 \text{ м}$ ,  $l_{efx2} = 16,74 \text{ м}$ ; из плоскости изгиба  $l_{efy1} = 12 \text{ м}$ ;  $l_{efy2} = 5 \text{ м}$ . Материал колонны сталь С345 ( $f_{yd} = 320 \text{ МПа}$ ). Момент, действующий в сечении,  $M_{Ed} = 1800 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

### Решение

Гибкость верхней части колонны в плоскости действия момента

$$\lambda_x = \frac{l_{efx2}}{i_x}, \quad (11.7)$$



где  $i_x$  – радиус инерции сечения,  $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$ .

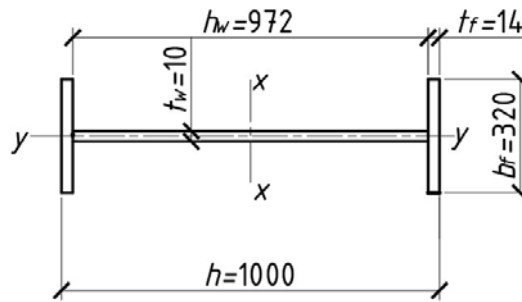


Рисунок 11.1 – Исходные данные к примеру (размеры даны в миллиметрах)

Момент инерции сечения

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h - t_f}{2} \right)^2 = \frac{0,01 \cdot 0,972^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot 0,32 \cdot 0,014 \cdot \left( \frac{1 - 0,014}{2} \right)^2 = 0,002942994 \text{ м}^3.$$

Тогда

$$i_x = \sqrt{\frac{0,0029442994}{0,01868}} = 0,397 \text{ м}.$$

$$\lambda_x = \frac{16,74}{0,397} = 42,16.$$

Условная гибкость

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 42,16 \cdot \sqrt{\frac{320 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 1,66.$$

Момент сопротивления сечения

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 0,002942994}{1} = 0,005886 \text{ м}^3.$$

Относительный эксцентриситет

$$m = \frac{eA}{W_c} = \frac{M_{Ed} \cdot A}{N_{Ed} \cdot W_c} = \frac{1800 \cdot 10^3 \cdot 0,01868}{750 \cdot 10^3 \cdot 0,005886} = 7,62.$$

Так как  $\frac{A_f}{A_w} = \frac{0,32 \cdot 0,014}{0,972 \cdot 1} = 0,461$ , то значение коэффициента влияния формы  $\eta = 1,25$  [1, таблица Д.2].

Приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = 1,25 \cdot 7,62 = 9,53.$$

Тогда  $\varphi_e = 0,138$ .

Проверку устойчивости выполняем по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_e A f_{yd} \gamma_c} = \frac{750 \cdot 10^3}{0,138 \cdot 0,01868 \cdot 320 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,91 < 1.$$

Устойчивость верхней части колонны в плоскости действия момента обеспечена.

## 12 Конструирование и расчет базы внецентренно-сжатой колонны

### *Базы сплошных колонн*

Расчет базы внецентренно-сжатой колонны выполняют в той же последовательности, что и центрально-сжатой. Вначале определяют расчетную прочность бетона на смятие  $f_{cud}$ .

Расчет базы производится на комбинацию усилий  $N_{Ed}$  и  $M_{Ed}$ , создающих наибольшее сжатие бетона у края плиты. Зная  $f_{cud}$  и задавшись шириной плиты  $B_{nl}$ , определяют ее требуемую длину  $L_{nl}$  по формуле

$$L_{nl} = \frac{N_{Ed}}{2B_{nl}f_{cud}\alpha_u} + \sqrt{\left(\frac{N_{Ed}}{2B_{nl}f_{cud}\alpha_u}\right)^2 + \frac{6M_{Ed}}{B_{nl}f_{cud}\alpha_u}}. \quad (12.1)$$

Приняв размеры плиты (рекомендуется  $B_{nl}$  и  $L_{nl}$  принимать кратно 50 мм), располагаем ее таким образом, чтобы ее середина совмещалась с центром тяжести сечения колонны. Определяем наибольшее сжимающее и наименьшие напряжения в бетоне фундамента по краям плиты базы по следующим формулам:

– наибольшие сжимающие напряжения в бетоне по краю плиты

$$\sigma_{\phi \max} = \frac{N_{Ed}}{A_{nl}} + \frac{M_{Ed}}{W_{nl}} = \frac{N_{Ed}}{B_{nl}L_{nl}} + \frac{6M_{Ed}}{B_{nl}L_{nl}^2} \leq f_{cud}\alpha_u; \quad (12.2)$$

– наименьшие сжимающие напряжения у противоположного края

$$\sigma_{\phi \min} = \frac{N_{Ed}}{A_{nl}} - \frac{M_{Ed}}{W_{nl}} = \frac{N_{Ed}}{B_{nl}L_{nl}} - \frac{6M_{Ed}}{B_{nl}L_{nl}^2} \leq f_{cud}\alpha_u; \quad (12.3)$$

Так же, как и в центрально-сжатых колоннах, траверсы, ребра жесткости и диафрагмы расчленяют плиту на участки (консольные, опертые по трем и четырем сторонам). По максимальному изгибающему моменту, действующем на одном из участков, определяют толщину плиты.

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

**Пример** – Определить наибольшие и наименьшие сжимающие напряжения плиты базы сплошной внецентренно-сжатой колонны, имеющей следующие размеры:  $L_{пл} = 1250$  мм;  $B_{пл} = 500$  мм. Расчетные усилия  $N_{ed} = 1500$  кН,  $M_{ed} = 1000$  кН. Расчетная прочность бетона фундамента на смятие с учетом  $\alpha_u = 0,75$   $f_{суд} = 13,3$  МПа.

### Решение

Опорные давления фундамента под плитой базы колонны

$$\sigma_{\phi \max} = \frac{1,5}{0,5 \cdot 1,25} + \frac{6 \cdot 1}{0,5 \cdot 1,25^2} = 10,08 \text{ МПа} < 13,3 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\phi \min} = \frac{1,5}{0,5 \cdot 1,25} - \frac{6 \cdot 1}{0,5 \cdot 1,25^2} = -5,28 \text{ МПа} < 13,3 \text{ МПа}.$$

## Список литературы

- 1 Стальные конструкции (с поправкой) : СП 5.04.01–2021. – Введ. 01.10.2021 (с отменой СНиП II-23-81\*). – Мн. : Минстройархитектуры, 2021. – 153 с.
- 2 Основы проектирования строительных конструкций : СН 2.01.01–2022. – Введ. 23.11.2022 (взамен СН 2.01.01–2019). – Мн. : Минстройархитектуры, 2022. – 65 с.
- 3 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки : СН 2.01.04–2019. – Введ. 16.12.2019 (с отменой ТКП EN 1991-1-3–2009). – Мн. : Минстройархитектуры, 2020. – 42 с.
- 4 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия : СН 2.01.05–2019. – Введ. 16.12.2019 (с отменой ТКП EN 1991-1-4–2009). – Мн. : Минстройархитектуры, 2020. – 127 с.
- 5 Кудишин, Ю. И. Металлические конструкции : учебник / Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева ; под ред. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М. : Академия, 2011. – 688 с.

**6 Жабинский, А. Н.** Металлические конструкции : электрон. учеб.-метод. комплекс по учеб. дисциплине «Металлические конструкции» для специальности 1–70 07 01 «Строительство тепловых и атомных электростанций» / А. Н. Жабинский. – Мн. : БНТУ, 2023. – 394 с.

**7 Прасол, В. Д.** Металлические конструкции в задачах и примерах : учеб.-метод. пособие : в 4 ч. Ч. 4 : Стропильные фермы / В. Д. Прасол. – Гомель : БелГУТ, 2022. – 52 с.