

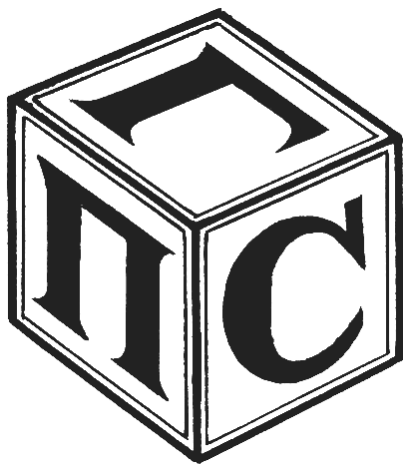
МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические рекомендации к курсовому проектированию
для студентов специальности
7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений»
очной и заочной форм 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»
«31» августа 2026 г., протокол № 1

Составители: ст. преподаватель И. И. Мельянцова;
канд. техн. наук, доц. В. С. Михальков

Рецензент ст. преподаватель Н. В. Курочкин

Приведены рекомендации для конструирования и расчета конструкций и конструктивных элементов стального каркаса одноэтажного производственного здания, подлежащих расчету при курсовом проектировании. Расчет выполнен в соответствии с требованиями СП 5.04.01–2021, СН 2.01.01–2022, СН 2.01.04–2025, СН 2.01.05–2025 и ТКП EN 1991-3–2009.

Учебное издание

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Часть 2

Ответственный за выпуск	С. В. Данилов
Корректор	И. В. Голубцова
Компьютерная верстка	Н. П. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 99 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 Исходные данные к курсовому проекту.....	5
2 Компоновка конструктивной схемы каркаса. Установление вертикаль- ных и горизонтальных размеров.....	5
3 Определение нагрузок на поперечную раму.....	9
4 Статический расчет поперечной рамы и выбор комбинаций расчетных усилий.....	21
5 Расчет и конструирование колонны.....	24
6 Расчет и конструирование стропильной фермы.....	38
Список литературы.....	45

Введение

Методические рекомендации разработаны в соответствии с требованиями действующих ТНПА по проектированию стальных конструкций СП 5.04.01–2021 [1].

Рекомендации предназначены для студентов специальности 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений» всех форм обучения, а также могут быть полезны при дипломном проектировании студентам строительного факультета.

Исходные данные для курсового проектирования принимаются по заданию, выдаваемому преподавателем.

Курсовой проект «Стальной каркас одноэтажного производственного здания» состоит из расчетно-пояснительной записки и графической части.

Расчетно-пояснительная записка включает: титульный лист; содержание (оглавление); введение; основную часть; список использованной литературы; приложение. Текст пояснительной записки приводится на стандартных страницах формата А4 (210 × 297 мм), рабочее поле которого ограничивается рамкой. Объем пояснительной записки – 50–60 листов. Текстовый материал подлежит оформлению согласно ГОСТ 2.105–95 и СТБ 7.1–2024. Текст записки последовательно, в случае необходимости, делится на разделы, подразделы, пункты и подпункты. Разделы имеют порядковые номера, обозначенные арабскими цифрами в пределах всего документа; подразделы – в пределах разделов; пункты – в пределах подразделов; подпункты – в пределах пунктов.

В графической части на элементы несущих конструкций здания разрабатываются рабочие чертежи в объеме двух листов формата А1. Графическая часть подлежит оформлению согласно требованиям ГОСТ 21.502–2016. Спецификация металлопроката может быть представлена в графической части или в расчетно-пояснительной записке в виде приложения.

При использовании методических рекомендаций в процессе курсового проектирования 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 Исходные данные к курсовому проекту

В состав пояснительной записки курсового проекта входит следующее.

- 1 Титульный лист.
- 2 Содержание.
- 3 Введение.
- 4 Исходные данные к курсовому проекту.
- 5 Компонировка конструктивной схемы каркаса. Установление вертикальных и горизонтальных размеров.
- 6 Определение нагрузок на поперечную раму.
- 7 Статический расчет поперечной рамы и выбор комбинаций расчетных усилий.
- 8 Расчет и конструирование колонны.
- 9 Расчет и конструирование стропильной фермы.
- 10 Список литературы.

Графическая часть проекта включает схему каркаса здания в плане, поперечную раму, ступенчатую колонну рамы, узел крепления подкрановой балки к колонне, стропильную ферму, схемы связей по покрытию, техническую спецификацию металла.

Количество видов, разрезов и сечений, необходимых для раскрытия конструкций, студент выбирает самостоятельно.

Для выполнения курсового проекта в задании на проектирование указываются следующие исходные данные:

- пролет здания L , м;
- шаг ферм и колонн L_1 , м;
- длина здания, м;
- отметка головки кранового рельса, м;
- грузоподъемность крана, т;
- уклон кровли;
- высота ферм на опоре;
- режим работы крана;
- тип покрытия;
- район строительства.

2 Компонировка конструктивной схемы каркаса. Установление вертикальных и горизонтальных размеров

Установление вертикальных размеров

Проектирование каркаса производственного здания начинается с компоновки его конструктивной схемы. Компонировку начинают с установления основных габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы. Вертикальные размеры привязываются к отметке уровня пола, принимая ее нулевой.



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

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 .

где H_k – расстояние от головки кранового рельса до верхней точки тележки крана (таблица 2.1);

δ – зазор между верхней точкой тележки крана и строительными конструкциями, устанавливается требованиями техники безопасности (принимается $\delta = 100$ мм);

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

Справочные данные для мостовых кранов и крановых рельс представлены в таблицах 2.1 и 2.2.

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.

Таблица 2.1 – Справочные данные для мостовых кранов

Q , т	L , м	H_k , мм	B_1 , мм	B_2 , мм	K , мм	$F_{\kappa 1}$, кН	$F_{\kappa 2}$, кН	G_T , т	G_{κ} , 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	
<i>Примечание</i> – 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; $F_{\kappa 1}$, $F_{\kappa 2}$ – максимальные нормативные вертикальные давления колес крана, кН; G_T – масса тележки, т; G_{κ} – масса крана с тележкой, т										

Таблица 2.2 – Рельсы крановые

Тип рельса	Высота рельса h_p , мм	Масса 1 м рельса m_p , кг	Площадь попе- речного сечения A_p , см ²	Момент инерции сечения, см ⁴	
				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

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

$$H = H_v + H_n, \quad (2.3)$$

где H_6 – длина верхней части ступенчатой колонны.

$$H_6 = h + h_p + H_2, \quad (2.4)$$

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

h_p – высота кранового рельса (см. таблицу 2.2).

Длину нижней части колонны H_n находим по формуле

$$H_n = H_0 - H_6 + (600 \dots 1000), \quad (2.5)$$

где размер (600...1000) – обычно принимаемое заглубление опорной плиты башмака колонны ниже нулевой отметки пола.

Полная высота здания, с учетом высоты стропильной фермы на опоре и уклона кровли (указывается в задании на проектирование), определяется по формуле

$$H_\Sigma = H + H_\phi + \frac{L}{2} \cdot i, \quad (2.6)$$

где H_ϕ – высота фермы на опоре;

L – пролет здания;

i – уклон кровли.

Одновременно с определением размеров поперечной рамы осуществляем разбивку стен и остекления по высоте. Верхняя панель должна быть выше кровли (чтобы образовать парапетную стенку).

Установление горизонтальных размеров

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 (рисунок 2.2).

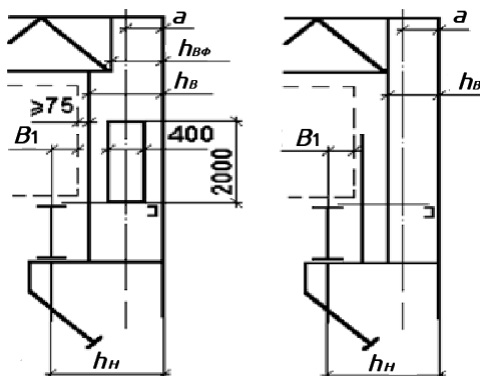


Рисунок 2.2 – Конструктивное решение верхней части ступенчатой колонны с проходом и без него

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.

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

$$L_B \geq B_1 + (h_B - a) + 75, \quad (2.7)$$

где B_1 – размер части кранового моста, выступающей за ось рельса, принимаем из таблицы 2.1;

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

h_B – высота сечения верхней части колонны, назначается с учетом наличия прохода в верхней части колонны.

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

Пролет крана определяем по формуле

$$L_{cr} = L - 2 \cdot L_B. \quad (2.8)$$

Ширина сечения нижней части колонны

$$h_H = L_B + a. \quad (2.9)$$

3 Определение нагрузок на поперечную раму

В курсовом проекте при расчете поперечной рамы учитываются следующие виды нагрузок: постоянные и переменные (снеговые, ветровые и крановые). 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 нагрузки от кровли, конструкций фермы, связей. Тип кровли производственного здания указывается в задании на курсовой проект.

Пример нагрузки на 1 м² кровли представлен в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Поверхностная распределенная нагрузка от кровли здания

Состав покрытия	Характеристическое значение g_k , кПа	Частный коэффициент γ_G	Расчетное значение g_d , кПа
1 Гидроизоляция	0,16	1,3	0,208
2 Утеплитель минераловатный $\gamma = 2$ кН/м ³ , $t = 200$ 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

$$q = \frac{g_d \cdot L_1}{\cos \alpha}, \quad (3.1)$$

где L_1 – шаг колонн;

α – угол наклона кровли к горизонту.

Расчетный вес колонны можно определить, воспользовавшись данными таблицы 3.2.

Таблица 3.2 – Расход стали на конструктивные элементы производственных зданий

Грузоподъемность мостовых кранов, т	Расход стали на колонны, кН/м ²	Расход стали на подкрановые балки, кН/м ²
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

Определим расчетные значения воздействия от собственного веса верхней и нижней частей колонны G_B и G_H . С учетом того, что на верхнюю часть колонны приходится примерно 20 % веса всей колонны, а на нижнюю – 80 %,

$$\begin{cases} G_B = \gamma_G \cdot 0,2 \cdot g_c(L/2) \cdot L_1; \\ G_H = \gamma_G \cdot 0,8 \cdot g_c(L/2) \cdot L_1, \end{cases} \quad (3.2)$$

где γ_G – коэффициент надежности по нагрузке, для расчета собственного веса

стальных конструкций принимается $\gamma_G = 1,2$;

g_c – расход стали на колонну;

L_1 – пролет здания.

Расчетная нагрузка от собственного веса колонны и ограждающих конструкций (на верхнюю F_1 , кН, и нижнюю F_2 , кН, части колонны) определяется по формулам

$$\begin{cases} F_1 = [\gamma_G \cdot (H_B - n \cdot h^*) \cdot g_{cm} \cdot L_1 + \gamma_G \cdot g_{nep} \cdot n \cdot h^* \cdot L_1] + G_B; \\ F_2 = [\gamma_G \cdot (H_H - n \cdot h^*) \cdot g_{cm} \cdot L_1 + \gamma_G \cdot g_{nep} \cdot n \cdot h^* \cdot L_1] + G_H, \end{cases} \quad (3.3)$$

где g_{cm} – поверхностная масса стен, кН/м²; можно принять $g_{cm} = 2$ кН/м²;

g_{nep} – поверхностная масса переплетов с остеклением, кН/м²; можно принять $g_{nep} = 0,35$ кН/м²;

h^* – размер модулей оконных переплетов по высоте, м;

n – количество модулей.

Значение частного коэффициента γ_G в формуле (3.3) принимается, с учетом требований [2, таблица А.3], $\gamma_G = 1,3$.

Расчетное значение равномерно распределенных нагрузок от собственного веса колонны и ограждающих конструкций можно определить как

$$q_1 = \frac{F_1}{H_B}; \quad q_2 = \frac{F_2}{H_H}. \quad (3.4)$$

Снеговая нагрузка

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

$$s = \mu_i C_e C_t s_k, \quad (3.5)$$

где μ_i – коэффициент формы снеговой нагрузки на покрытие [3, п. 7.3];

s_k – характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт [3, приложение А];

C_e – коэффициент экспозиции;

C_t – температурный коэффициент [3, таблица 7.2].

Коэффициент экспозиции C_e определяют в зависимости от топографических условий местности и геометрических размеров здания, сооружения по формуле

$$C_e = C_{top} \cdot C_s, \quad (3.6)$$

где C_{top} – топографический коэффициент [3, таблица 7.1];

C_s – размерный коэффициент, определяют для топографических условий местности (обычных и не защищенных от ветра) [3, рисунок 7.1].

Расчетная погонная равномерно распределенная нагрузка от снега на ригель рамы

$$q_s = s \cdot \gamma_Q \cdot L_1, \quad (3.7)$$

где γ_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).

Согласно [3, п. 8.2], при ветровом воздействии локальное скопление снега может образовываться на любых покрытиях, которые имеют выступающие части (элементы), создающие зоны аэродинамической тени, в которых аккумулируется снег (рисунок 3.1).

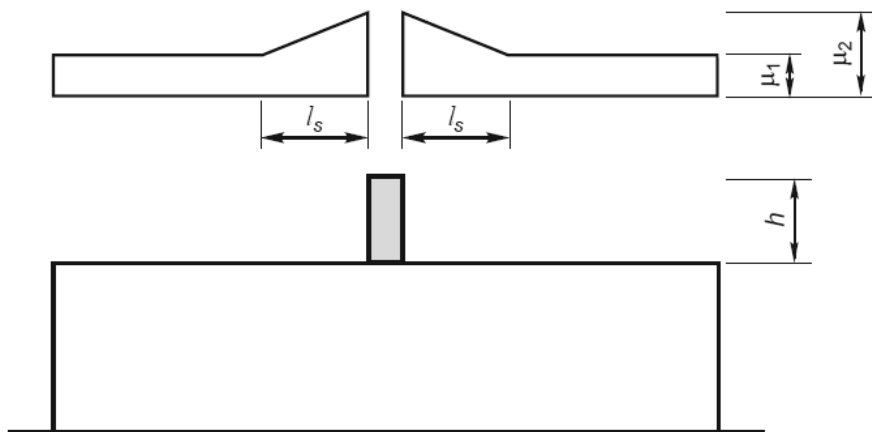


Рисунок 3.1 – Схемы приложения снеговой нагрузки на покрытиях с выступающими частями и заграждениями

Коэффициенты формы снеговой нагрузки для покрытий $\mu_1 = 0,8$. Тогда μ_2 определяют по формуле

$$\mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{s_k}, \quad (3.8)$$

где γ – удельный вес снега, принимают равным 2 кН/м^3 ;

h – высота парапета, м.

При этом $0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$.

Принимаем длину снегового заноса $l_s = 2h$, но в пределах $5 \text{ м} \leq l_s \leq 15 \text{ м}$.

Снеговая нагрузка на покрытие у парапета

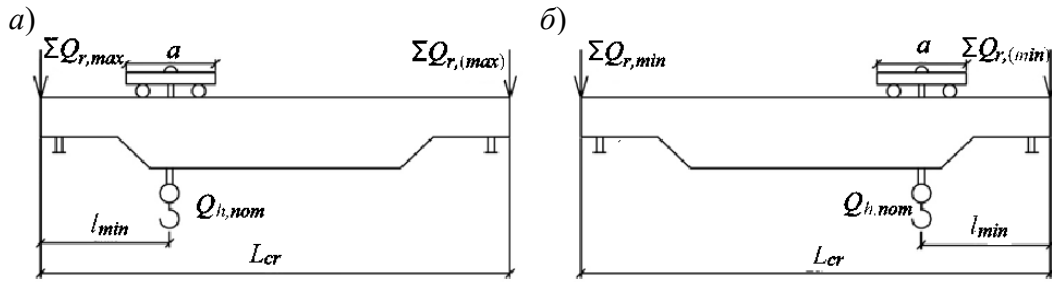
$$s_1 = \mu_2 C_e C_t s_k. \quad (3.9)$$

Расчетная погонная равномерно распределенная нагрузка от снега на ригель рамы у парапета

$$q_{s1} = s_1 \cdot \gamma_Q \cdot L_1. \quad (3.10)$$

Крановые нагрузки

В соответствии с [4] при расчете вертикальных крановых нагрузок необходимо учитывать четыре значения вертикального давления на колонну (рисунок 3.2).



а – распределение нагрузки крана под нагрузкой с целью достижения максимальной нагрузки на балку подкранового пути; б – распределение нагрузки крана без нагрузки с целью достижения минимальной нагрузки на балку подкранового пути

Рисунок 3.2 – Распределение нагрузки с целью достижения соответствующих вертикальных воздействий на балки подкрановых путей

Максимальное давление от нагруженного крана

$$\Sigma Q_{r,max} = \sum_{i=1}^n Q_{r,max} \cdot y_i. \quad (3.11)$$

В этом случае давление на противоположную колонну

$$\Sigma Q_{r,(max)} = \sum_{i=1}^n Q_{r,(max)} \cdot y_i. \quad (3.12)$$

Минимальное давление от крана без нагрузки

$$\Sigma Q_{r,min} = \sum_{i=1}^n Q_{r,min} \cdot y_i. \quad (3.13)$$

В этом случае давление на противоположную колонну

$$\Sigma Q_{r,(min)} = \sum_{i=1}^n Q_{r,(min)} \cdot y_i. \quad (3.14)$$

Эти значения вертикального давления определяются с использованием построения линии влияния реакции подкрановой балки от двух сближенных кранов (рисунок 3.3). На рисунке 3.4 приведены схемы крановой нагрузки для кра-

нов заданной грузоподъемности.

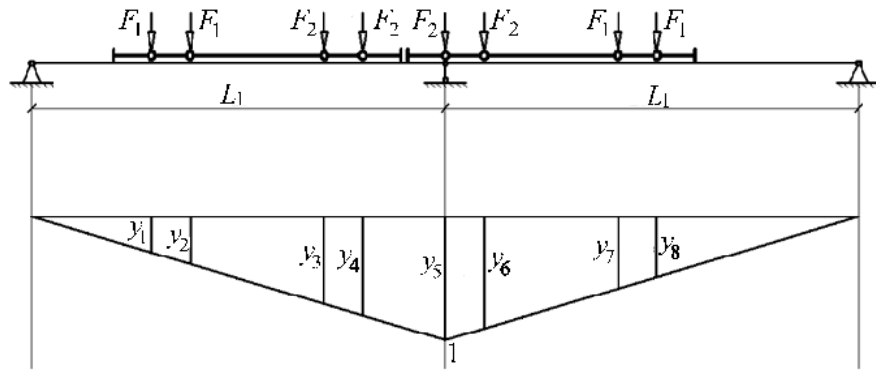
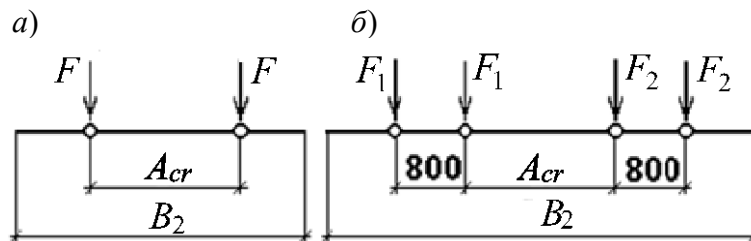


Рисунок 3.3 – Определение ординат линий влияния для кранов грузоподъемностью 80, 100 и 125 т



а – для кранов грузоподъемностью 20, 30, 50 т; б – для кранов грузоподъемностью 80, 100, 125 т

Рисунок 3.4 – Схемы крановой нагрузки

Геометрические размеры крана приведены в таблице 2.1.

В формулах (3.10)–(3.13) y_i – сумма ординат линии влияния.

Вертикальная нагрузка на одно колесо крана

$$Q_{r,\max} = \left[\frac{((Q_{h,nom} \cdot \varphi_2) + (G_T \cdot \varphi_1) \cdot (L_{cr} - l_{\min}))}{L_{cr}} + \frac{(G_{cr} - G_T) \cdot \varphi_1}{2} \right] \cdot \frac{9,8}{n_0}, \quad (3.15)$$

где $Q_{h,nom}$ – грузоподъемность крана, т;

G_T – вес тележки (см. таблицу 2.1), т;

G_{cr} – вес крана без тележки (см. таблицу 2.1), т;

L_{cr} – пролет крана, м;

$l_{\min}$ – минимальное расстояние от крюка крана до оси подкрановой балки, $l_{\min} = 0,87$ м;

n_0 – число колес по одной стороне крана;

φ_1 – коэффициент динамичности для нагрузки от собственного веса крана, учитывающий колебания, возникающие при подъеме груза над землей, принимаем $\varphi_1 = 1,1$;

φ_2 – коэффициент динамичности для нагрузки от веса груза, учитывающий

колебания, возникающие при его подъеме.

$$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 \cdot v_h, \quad (3.16)$$

где $\varphi_{2,\min} = 1,1$;

$\beta_2 = 0,34$, как для крана режима НС2 [4, таблица 2.5);

v_h – скорость подъема крюка, $v_h = 0,1$ м/с.

$$Q_{r,(\max)} = \frac{9,8 \cdot (Q_{h,nom} \cdot \varphi_2 + (G_T + G_{cr}) \cdot \varphi_1)}{n_0} - Q_{r,(\max)}; \quad (3.17)$$

$$Q_{r,(\min)} = \left[\frac{9,8 \cdot G_T \cdot \varphi_1 \cdot (L_{cr} - l_{\min})}{L_{cr}} + \frac{9,8 \cdot G_{cr} \cdot \varphi_1}{2} \right] \cdot \frac{1}{n_0}; \quad (3.18)$$

$$Q_{r,(\min)} = \frac{9,8 \cdot (G_T + G_{cr}) \cdot \varphi_1}{n_0} - Q_{r,(\min)}. \quad (3.19)$$

Для определения расчетного значения кранового воздействия применяют частный коэффициент $\gamma_{G,\sup} = 1,35$.

При определении крановых воздействий в соответствии с [4] требуется учитывать горизонтальные силы, возникающие вследствие:

- ускорения (торможения) моста крана;
- ускорения (торможения) тележки мостового крана;
- перекоса при движении вдоль подкранового пути;
- буферных сил, связанных с движением крана;
- буферных сил, связанных с движением тележки мостового крана.

Если нет дополнительных требований, то в группу одновременно действующих компонентов крановых нагрузок может быть включена только одна из перечисленных сил.

В качестве примера рассмотрим горизонтальные нагрузки от ускорения (торможения) моста крана.

При перемещении тележки вдоль моста крана возникает неравномерное давление колес крана $Q_{r,\max}$ и $Q_{r,\min}$, в результате чего горизонтальные продольные силы ускорения (торможения) $H_{L,1}$ и $H_{L,2}$ имеют разные значения. Результирующая всех сил смещается ввиду разницы значений $H_{L,1}$ и $H_{L,2}$. Движущая сила приложена в центре массы крана. Возникающий при этом изгибающий момент уравнивается поперечными усилиями $H_{T,1}$ и $H_{T,2}$, которые определяются по формулам

$$H_{T,1} = \varphi_5 \cdot \xi_2 \cdot \frac{M}{A_{cr}}; \quad (3.20)$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \cdot \xi_1 \cdot \frac{M}{A_{cr}}, \quad (3.21)$$

где φ_5 – динамический коэффициент, $\varphi_5 = 1$;
 A_{cr} – база крана.

$$\xi_2 = 1 - \xi_1; \quad (3.22)$$

$$\xi_1 = \frac{Q_{r,\max}}{Q_r}; \quad (3.23)$$

$$Q_r = Q_{r,\max} + Q_{r,(\max)}; \quad (3.24)$$

$$M = k \cdot l_s, \quad (3.25)$$

где k – движущая сила.

$$k = \mu \cdot \Sigma Q_{r,\min}^*, \quad (3.26)$$

где μ – коэффициент трения, $\mu = 0,2$.

$$\Sigma Q_{r,\min}^* = m_w \cdot Q_{r,\min}; \quad (3.27)$$

$$l_s = (\xi_1 - 0,5) \cdot L_{cr}. \quad (3.28)$$

Расчетная горизонтальная сила T , передаваемая подкрановыми балками на колонну, определяется при том же положении мостовых кранов и приложена к раме в уровне верха подкрановой балки:

$$\begin{aligned} T_1 &= H_{T,1} \cdot y_i \cdot \gamma_{G,\sup}; \\ T_2 &= H_{T,2} \cdot y_i \cdot \gamma_{G,\sup}. \end{aligned} \quad (3.29)$$

Ветровая нагрузка

В соответствии с [4] при моделировании ветровых воздействий следует учитывать их изменчивость во времени. Ветровые воздействия следует рассматривать как давление на наружные поверхности ограждающих конструкций строительного сооружения, а вследствие их проницаемости – также и на внутренние поверхности.

Дифференцированную скорость ветра, с учетом его направления и сезонности, определяют по формуле

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}, \quad (3.30)$$

где $v_{b,0}$ – основная скорость ветра, м/с [4, приложение Ж];

c_{dir} – коэффициент, учитывающий направление ветра [4, таблица К.1];

c_{season} – сезонный коэффициент [4, таблица Л.1].

Приведенную скорость ветра $v_m(z)$ следует определять на основе диффе-

ренцированной скорости v_b с учетом климатического режима ветра для конкретной местности и распределения скорости ветра по высоте строительного сооружения:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b, \quad (3.31)$$

где $c_r(z)$ – коэффициент, учитывающий тип местности на высоте z [4, п. 6.3.2];
 $c_0(z)$ – орографический коэффициент на высоте [4, п. 6.3.3].

При $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ коэффициент, учитывающий шероховатость местности на высоте z , определяют как

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad (3.32)$$

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

z_0 – параметр шероховатости [4, таблица 6.1];

$z_{\min}$ – минимальная высота шероховатости рельефа местности [4, таблица 6.1];

$z_{\max}$ – максимальная высота строительного сооружения, м; принимают равной 200 м;

k_r – коэффициент местности, зависит от параметра шероховатости поверхности z_0 .

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,\Pi}}\right)^{0,07}, \quad (3.33)$$

где $z_{0,\Pi}$ – параметр шероховатости для типа местности Π , принимается равным 0,05 м [4, таблица 6.1]

Интенсивность турбулентности ветра $l_v(z)$ на высоте z при $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ определяют по формуле

$$l_v(z) = \frac{k_i}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}, \quad (3.34)$$

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

$c_0(z)$ – орографический коэффициент на высоте z [4, таблица А.3];

z_0 – параметр шероховатости [4, таблица 6.1].

Пиковое значение скоростного напора на высоте z

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z), \quad (3.35)$$

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

Ветровое давление w_e на наружные поверхности ограждающих конструкций строительного сооружения следует определять по формуле

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (3.36)$$

где $q_p(z_e)$ – пиковое значение скоростного напора ветра на наружные поверхности ограждающих конструкций;

z_e – базовая высота над уровнем земли для определения внешнего ветрового давления;

c_{pe} – аэродинамический коэффициент внешнего давления [4, раздел 9].

Ветровое давление w_e на внутренние поверхности ограждающих конструкций строительного сооружения следует определять по формуле

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}, \quad (3.37)$$

где $q_p(z_i)$ – пиковое значение скоростного напора ветра на внутренние поверхности ограждающих конструкций;

z_i – базовая высота над уровнем земли для определения внутреннего ветрового давления;

c_{ni} – аэродинамический коэффициент внутреннего давления [4, раздел 9].

Для стен зданий, прямоугольных в плане, с их наветренной стороны распределение ветрового давления на наружные поверхности ограждающих конструкций (внешнего ветрового давления) по высоте здания определяют согласно схемам, приведенным на рисунке 3.5.

Коэффициенты наружного давления $c_{pe,10}$ и $c_{pe,1}$ для стен зданий, прямоугольных в плане, для зон А–Е представлены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Коэффициенты наружного давления $c_{pe,10}$ и $c_{pe,1}$

[illegible]

Схема здания и распределение ветровых нагрузок, согласно [4], представлены на рисунке 3.6.

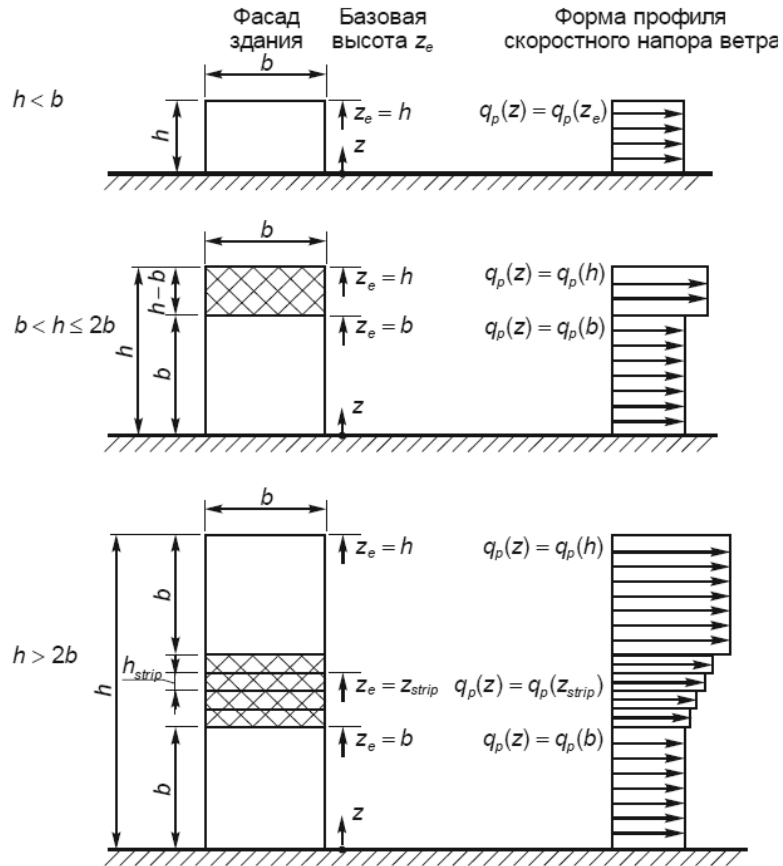
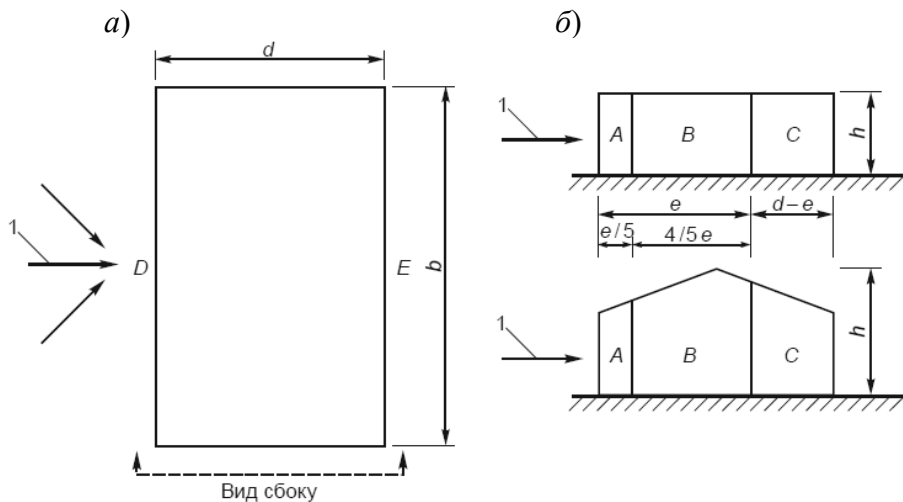


Рисунок 3.5 – Схемы распределения внешнего ветрового давления по высоте здания в зависимости от отношения высоты h к ширине b



a – вид сверху; b – вид сбоку для $e < d$

Примечание – Если значение e равно b или $2h$, определяющим является меньшее значение (где b – размер конструкции по нормали к направлению действия ветра)

Рисунок 3.6 – Схема разделения стен на зоны A–E

Учет ветрового давления, приложенного к внутренним поверхностям конструкций 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} .

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

$$q_w = c_s c_d \cdot (c_{pe} + c_{pi}) \cdot q_p(z) \cdot L_1 \cdot \gamma_Q, \quad (3.38)$$

где $c_s c_d$ – конструкционный коэффициент [4, раздел 8 и приложение Г];

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

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} .

Схема характерных зон для расчета ветрового воздействия на плоские покрытия, имеющие уклон менее $\pm 5^\circ$, представлена на рисунке 3.7.

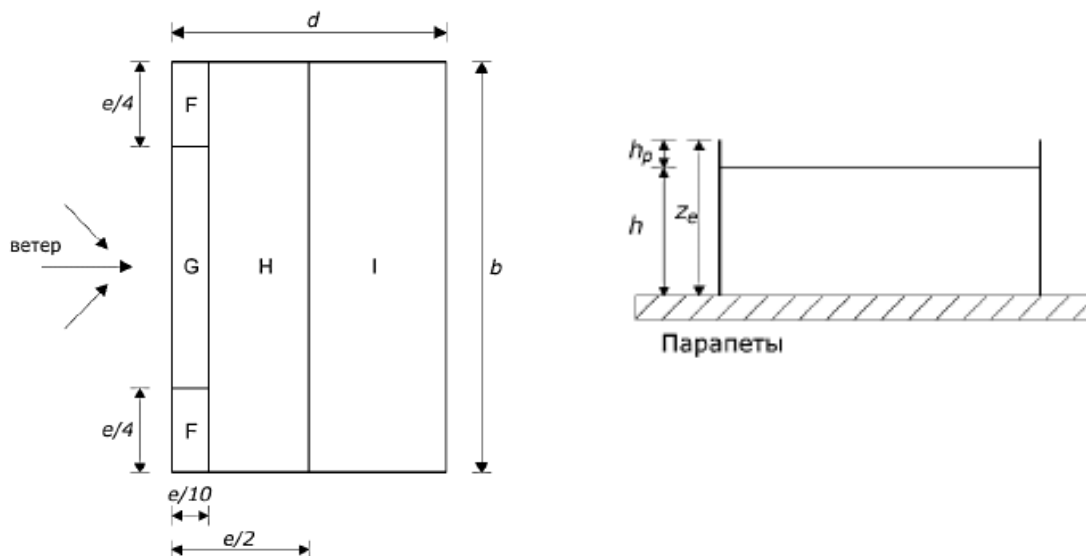


Рисунок 3.7 – Схема характерных зон для расчета ветрового воздействия на плоские покрытия ($e = b$ или $2h$, принимается меньшее значение)

Значения аэродинамических коэффициентов для покрытия представлены в таблице 3.4.

Подсчет расчетных значений ветровой нагрузки в характерных зонах удобно производить в табличной форме.

Таблица 3.4 – 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	

4 Статический расчет поперечной рамы и выбор комбинаций расчетных усилий

Поперечные рамы являются основными несущими конструкциями здания. Они воспринимают все нагрузки, действующие на здание, и передают их на грунт. Поперечная рама состоит из колонн и ригеля, которым является стропильная ферма.

В зависимости от конструкции сопряжения ригеля с колонной различают раму с жесткими узлами и с шарнирным креплением 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.

Расчетная схема рамы является многократно статически неопределимой сквозной системой с жесткими узлами. Принято, что при использовании легких ферм можно пренебрегать жесткостью узлов при определении усилий (т. е. считать их шарнирными), а сквозные элементы рамы (колонны, ферма) заменять сплошными эквивалентной жесткости. Весьма малыми углами поворота верхних узлов рамы при действии горизонтальных нагрузок и изгибающих моментов можно пренебречь, т. е. считать ригель бесконечно жестким.

Таким образом, при расчете поперечных рам стальных каркасов промышленных зданий используются упрощенные расчетные схемы, которые резко сокращают трудоемкость расчета и дают погрешности, практически не влияющие на результаты расчета. Оси стоек в расчетной схеме совпадают с центрами тяжести верхнего и нижнего сечений колонны. В ступенчатых колоннах центры тяжести верхней и нижней частей расположены не на одной оси, и поэтому стойка рамы имеет горизонтальный уступ, равный расстоянию между геометрическими осями колонн (рисунок 4.1).

По опыту проектирования производственных зданий известно, что расстояние между центрами тяжести сечений верхнего и нижнего участков колонны можно принять

$$e_0 = (0,45 \dots 0,55) \cdot h_H - 0,5 \cdot h_B, \quad (4.1)$$

где h_H , h_B – ширина сечений нижнего и верхнего участков колонны соответственно.

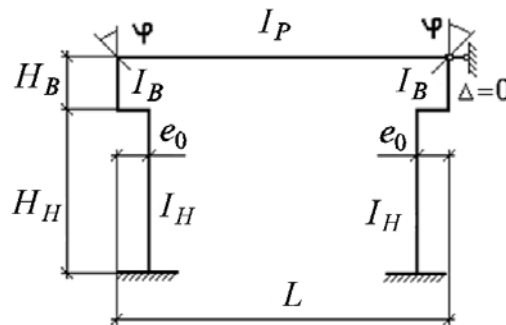


Рисунок 4.1 – Расчетная схема поперечной рамы

Для статического расчета рамы достаточно знать только соотношения моментов инерции элементов рамы, а не их абсолютные значения. Эти соотношения можно принять в пределах

$$\frac{I_H}{I_B} = 5 \dots 10; \quad \frac{I_P}{I_H} = 2 \dots 6, \quad (4.2)$$

где I_H , I_B , I_P – моменты инерции нижней и верхней частей колонны и ригеля соответственно.

На поперечную раму производственного здания действуют нагрузки: *постоянные* – от веса ограждающих и несущих конструкций здания; *переменные* – снеговые, ветровые и нагрузки от кранового оборудования.

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.

Расчет поперечной рамы методом перемещений подробно рассмотрен в [8]. Рассматриваются следующие загрузки поперечной рамы:

- постоянная нагрузка (нагрузки на ригель рамы и колонну);
- снеговая нагрузка на ригель рамы в двух вариантах;
- вертикальное давление от нагруженного крана $\sum Q_{r,\max}$ и $\sum Q_{r,(\max)}$ на противоположную колонну;
- вертикальное давление от ненагруженного крана $\sum Q_{r,\min}$ и $\sum Q_{r,(\min)}$ на противоположную колонну;
- горизонтальная крановая сила T_1 и T_2 ;
- ветровая нагрузка, включающая воздействия ветра на вертикальные стены и покрытие в характерных зонах.

Статический расчет рамы выполняется для каждого нагружения. Далее вычисляются значения усилий M , V и N в четырех расчетных сечениях левой либо правой стойки. Результаты расчета сводятся в таблицу. В результате статического расчета поперечной рамы на различные нагружения определяются усилия в расчетных сечениях: 1–1 – сечение по верху колонны; 2–2 – сечение по низу надкрановой части колонны; 3–3 – сечение по верху надкрановой части колонны; 4–4 – сечение по верху заделки колонны в фундамент.

Нагрузка на расчетной схеме задается в последовательных нагружениях. В первом нагружении прикладываются постоянные нагрузки. В последующих – снеговая, ветровая и крановая. Согласно [2], расчетные значения эффектов воздействий E_d следует определять, применяя сочетания воздействий, которые рассматриваются как действующие одновременно. Каждое сочетание воздействий включает доминирующее переменное или особое воздействие.

Общая форма записи эффектов воздействий для основного сочетания имеет следующий вид:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i};$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.3)$$

где $G_{k,j}$ – характеристическое значение постоянного воздействия;

$Q_{k,i}$ – характеристическое значение сопутствующего переменного воздействия;

$Q_{k,1}$ – характеристическое значение доминирующего переменного воздействия;

$\gamma_{G,j}, \gamma_{Q,i}$ – частные коэффициенты для постоянного и переменного воздействия соответственно;

$\psi_{0,i}$ – коэффициент для комбинационного значения переменного воздействия;

ξ – понижающий коэффициент для неблагоприятного постоянного воздействия G .

Значения частных коэффициентов принимаются согласно требованиям [2].

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 динамически. 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 нагру-

зок, 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.

При расчете поперечной рамы при помощи программных комплексов необходимо задавать характеристические значения нагрузок, а сочетания воздействий следует выполнять со значениями частных коэффициентов согласно требованиям действующих ТНПА.

5 Расчет и конструирование колонны

В каркасах промышленных зданий наибольшее распространение получили ступенчатые колонны сплошного и сквозного сечений.

Верхнюю надкрановую часть колонн конструируют обычно в виде составного или прокатного двутавра. Подкрановую часть колонн крайних рядов здания чаще всего принимают несимметричного сечения, а средних – симметричного. Подкрановые ветви нижней части колонн всегда проектируют из двутавра. Здесь предпочтения следует отдавать прокатным профилям.

Генеральные размеры колонн устанавливаются при компоновке поперечной рамы.

Определение расчетной длины

Колонну промышленного здания можно представить, как стержень, подверженный ступенчатому сжатию с изгибом, имеющим жесткое защемление нижнего конца и упругое закрепление от поперечного смещения и поворота (при жестком присоединении ригеля) верхнего конца. Решить задачу устойчивости такого стержня довольно сложно, поэтому вводят ряд допущений: идеализируют условия опирания верхнего конца стержня, загружают силами в узлах и уступах, вводят значения осредненных коэффициентов.

В общем случае расчетная длина стержня определяется по формуле

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (5.1)$$

где μ – коэффициент расчетной длины, зависит от закрепления концов колонны, ее типа, соотношения моментов инерции и нагрузки.

Расчетная длина одноступенчатой колонны *в плоскости рамы* для нижней и верхней частей вычисляется по формулам

$$l_{efx1} = \mu_1 \cdot l_1; \quad l_{efx2} = \mu_2 \cdot l_2, \quad (5.2)$$

где μ_1 – коэффициент расчетной длины для нижнего участка колонн, принима-

ется при закреплении верхнего конца от поворота, но с возможностью его возможного смещения (рисунок 5.1) по [1, таблица К.2].



Рисунок 5.1 – К определению расчетных длин колонн

В [1, таблица К.2] коэффициенты расчетной длины принимаются в зависимости от параметров n и α_1 :

$$n = \frac{I_2 \cdot l_1}{I_1 \cdot l_2}; \alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{I_1}{\beta \cdot I_2}}, \quad (5.3)$$

где I_1, I_2, l_1, l_2 – моменты инерций сечений и длины нижнего и верхнего участков колонны соответственно;

β – соотношение усилий в нижней и верхней частях колонны.

Коэффициент расчетной длины для верхнего участка колонны определяется по формуле

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} \leq 3. \quad (5.4)$$

Расчетная длина колонн *из плоскости рамы* (в направлении вдоль здания) принимается равной расстоянию между закрепленными от смещения из плоскости точками (опорами колонн, подкрановыми балками, узлами крепления связей и ригелей и т. д.). При этом должны учитываться фактические условия закрепления концов колонн. С учетом вышеизложенного расчетная длина из плоскости рамы рассчитывается по формулам

$$l_{efy1} = \mu_{y1} \cdot l_1; l_{efy2} = \mu_{y2} \cdot (l_2 - h_{n\bar{o}}), \quad (5.5)$$

где μ_{y1} – коэффициент расчетной длины ($\mu_{y1} = 0,7$ при решении базы колонн, обеспечивающей их защемление из плоскости рамы; $\mu_{y1} = 1$ во всех остальных случаях);

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

$h_{n\bar{o}}$ – высота подкрановой балки.

Расчет верхней части колонны

Верхняя часть ступенчатой колонны проектируется, как правило, двутаврового сечения.

Расчет начинают с ориентировочного определения требуемой площади сечения по формуле

$$A_{cal} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd} \cdot \gamma_c} \left(1,25 + 2,2 \frac{e}{h} \right), \quad (5.6)$$

где e – эксцентриситет, $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$;

h – высота сечения колонны, $h = h_B$.

Расчетные усилия M_{Ed} и N_{Ed} принимаются для надкранового участка ступенчатой колонны.

Требуемое сечение верхней части колонны представлено на рисунке 5.2.

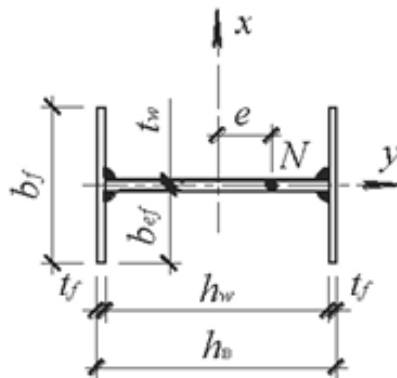


Рисунок 5.2 – Сечение верхней части колонны

Далее, с учетом сортамента металла, компонуют сечение стержня колонны.

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

Для обеспечения устойчивости колонны из плоскости действия момента ширина полки (или ширина более нагруженного пояса несимметричного сечения) принимается в пределах $b_f \geq (1/20 \dots 1/30)$ высоты колонны.

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

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

После компоновки сечения верхней части колонны определяют ее геометрические характеристики, гибкость и условную гибкость, после чего следует

проверка на прочность и устойчивость в обеих плоскостях.

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

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_e A f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (5.7)$$

где φ_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} .

$$m_{ef} = \eta m, \quad (5.8)$$

где η – коэффициент влияния формы сечения [1, приложение Д];

m – относительный эксцентриситет.

$$m = \frac{eA}{W_c}, \quad (5.9)$$

где 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

$$\frac{N_{Ed}}{c \varphi_y A f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (5.10)$$

где c – коэффициент, определяют по [1, п. 9.2.5] в зависимости от значения относительного эксцентриситета m_x ;

φ_y – коэффициент устойчивости при центральном сжатии.

При определении величины относительного эксцентриситета, используемого для вычисления коэффициента c , за расчетный момент принимается для стержней с концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента, максимальный момент в пределах средней трети длины, но не менее половины наибольшего момента по длине стержня.

При гибкости $\bar{\lambda}_y > 3,14$ коэффициент c не должен превышать значений $c_{\max}$, определяемых по [1, приложение Д]; если $c > c_{\max}$, вместо c принимают $c_{\max}$.

При отношении ширины сечения к его высоте менее 0,3 $c = 0,3$.

После выполненных проверок на устойчивость и прочность при необходимости (при недонапряжении колонны более чем на 5 % или при ее перенапряже-

нии) производят корректировку сечения колонны и повторно делают проверки.

Расчет на прочность внецентренно-сжатых колонн выполнять не требуется, если значение приведенного эксцентриситета $m_{ef} \leq 20$ отсутствуют ослабления сечения и при одинаковых значениях изгибающих моментов, принятых в расчетах на устойчивость и прочность. В иных случаях необходимо смотреть порядок расчета, изложенный в [1, п. 9.1].

Предельная гибкость основных колонн каркаса

$$\lambda_{ef} = 180 - 60\alpha, \quad (5.11)$$

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

Гибкости стержня верхней части колонны относительно осей x и y λ_x и λ_y не должны превышать λ_{ef} .

Устойчивость полок (поясов) внецентренно-сжатых колонн с гибкостью $0,8 \leq \bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) \leq 4$ считают обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса

$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{f_{ydf}}{E}}$ не превышает значений предельной условной гибкости свеса пояса $\bar{\lambda}_{uf}$, определяемых по [1, таблица 24].

Для двутавровых сечений при гибкости стержня $0,8 \leq \bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) \leq 4$ предельная условная гибкость $\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,15 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x$, где $\bar{\lambda}_{ufc}$ – предельное значение условной гибкости свеса пояса центрально-сжатого элемента [1, пп. 7.3.8 и 7.3.9]. Для двутаврового сечения по $\bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x$.

Местная устойчивость стенки будет обеспечена, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{f_{ydw}}{E}}$ не превышает значений предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uw}$, определяемых по [1, таблица 23].

Для двутавровых сечений при $0,1 \leq m_x \leq 10$ и $s\varphi_y > \varphi_e$ предельная условная гибкость стенки следующая:

- при $\bar{\lambda}_x < 2$ $\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}_x^2$;
- при $\bar{\lambda}_x \geq 2$ $\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x$, но не более 3,1.

При $s\varphi_y < \varphi_e$ и $1 \leq \alpha \leq 2$ предельная условная гибкость $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется по [1, таблица 23].

Стенки внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов сплошного сечения (колонн, стоек, опор и т. п.) при $\bar{\lambda}_w \geq 2,3$ укрепляют поперечными ребрами жесткости с шагом от $2,5h_{ef}$ до $3h_{ef}$, ширина ребер должна быть не менее

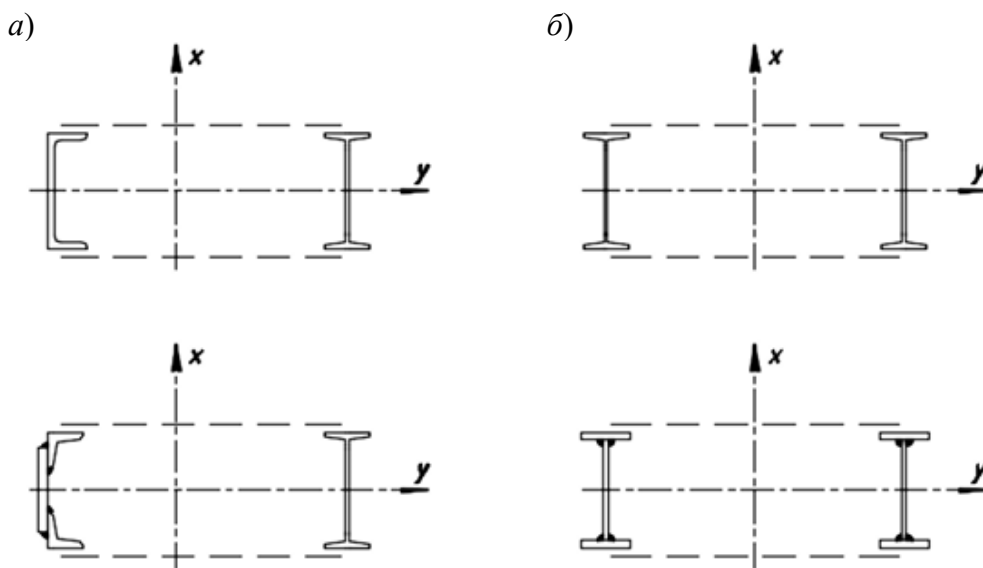
$b_r \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40$ для парных симметричных ребер и не менее $b_r \geq \frac{h_{ef}}{20} + 50$ для одно-

стороннего ребра. Толщина ребер должна быть не менее $t_r \geq 2b_r \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$.

Если стенка окажется неустойчивой, то можно увеличить ее толщину, что экономически невыгодно, или укрепить продольными ребрами жесткости.

Расчет нижней части колонны

Стержень нижней части колонны сквозной, составляют из двух ветвей, связанных между собой соединительной решеткой. Типы сечений приведены на рисунке 5.3.



а – несимметричные; б – симметричные

Рисунок 5.3 – Типы сечений сквозных колонн

Сквозная колонна работает как ферма с параллельными поясами (ветвями). Пояса воспринимают продольную силу N_{Ed} и изгибающий момент M_{Ed} , а решетка – поперечную силу V_{Ed} .

Расчетные усилия N_{Ed} и M_{Ed} для подбора сечения ветвей нижней части колонны определяют из таблицы комбинации усилий. При этом исходят из того, что положительный момент ($+M$) догружает наружную ветвь, а отрицательный ($-M$) – подкрановую ветвь.

В общем случае расчетные продольные усилия сжатия в ветвях определяются следующим образом:

$$N_{b1} = \left| N_{Ed,1} \frac{y_2}{h_0} \right| + \left| \frac{M_{Ed,1}}{h_0} \right|;$$

$$N_{b2} = \left| N_{Ed,2} \frac{y_1}{h_0} \right| + \left| \frac{M_{Ed,2}}{h_0} \right|, \quad (5.12)$$

где $N_{Ed,1}, M_{Ed,1}, N_{Ed,2}, M_{Ed,2}$ – продольные усилия и моменты (со своими знаками) для расчета ветвей колонны 1 и 2 соответственно;

y_1, y_2 – расстояния от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести соответствующей ветви соответственно (рисунок 5.4).

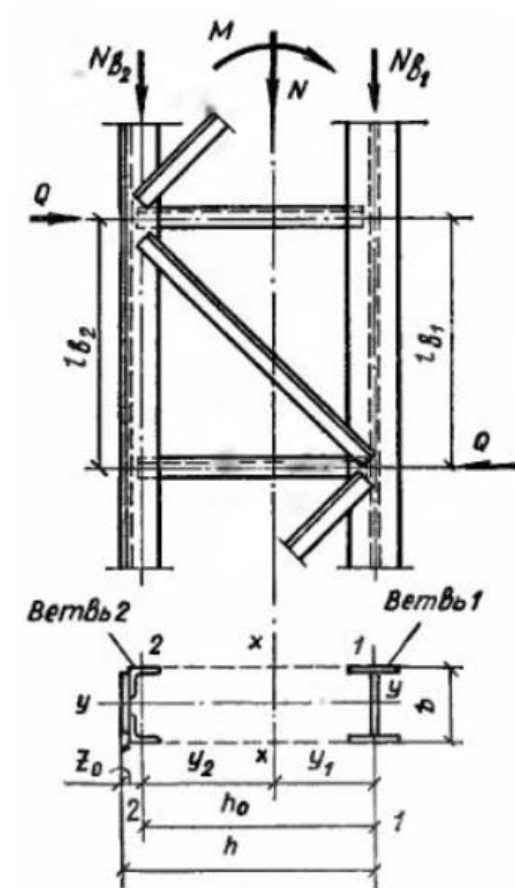


Рисунок 5.4 – К расчету нижней части колонны

Так как заранее положение центра тяжести сечения неизвестно, то в первом приближении можно принимать $y_1 = 0,45h_0$, $y_2 = 0,55h_0$, а $h_0 = h$.

Определив ориентировочные усилия в ветвях, находят требуемые площади ветвей:

$$A_{b1} = \frac{N_{b1}}{(0,7...0,9)f_{yd} \cdot \gamma_c};$$

$$A_{b2} = \frac{N_{b2}}{(0,7...0,9)f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (5.13)$$

где f_{yd} – расчетное значение предела текучести стали [1, таблицы А.1–А.3];

γ_c – коэффициент условия работы, $\gamma_c = 1,05$ для колонн одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами.

По найденной площади komponуют сечения ветвей, принимая их ширину $b \geq \left(\frac{1}{20} \dots \frac{1}{30} \right)$ высоты колонны.

Подкрановую ветвь рекомендуется проектировать из прокатных обыкновенных или широкополочных двутавров, реже – из сварных составных, а наружную ветвь – из прокатных или гнутых швеллеров или составного сечения из листа и уголков. Ширину ветвей b принимают одинаковой.

Скомпоновав сечения ветвей, определяют их фактическую площадь A_{b1} и A_{b2} , положение центра тяжести наружной ветви (расстояние z_0) и центр тяжести всего сечения, уточняют расстояния y_1 и y_2 и определяют $h_0 = h - z_0$.

По формулам (5.12) уточняют расчетные продольные усилия в ветвях и определяют геометрические характеристики сечения обеих ветвей и всего сечения в целом. Назначают тип решетки, а также, приняв угол подхода раскосов к ветвям α (близким к 45°), определяют расстояния между узлами решетки l_{e1} и l_{e2} . Затем выполняют расчет устойчивости подкрановой и наружной ветвей колонны в обеих плоскостях, как работающих на центральное сжатие.

Расчет ветвей в плоскости колонны (рамы) относительно осей 1–1 и 2–2 выполняют по формулам

$$\begin{aligned} \frac{N_{b1}}{\varphi_1 A_{b1} f_{yd} \gamma_c} &\leq 1; \\ \frac{N_{b2}}{\varphi_2 A_{b2} f_{yd} \gamma_c} &\leq 1, \end{aligned} \quad (5.14)$$

где φ_1 , φ_2 – коэффициенты устойчивости при центральном сжатии подкрановой и наружной ветвей относительно собственных осей 1–1 и 2–2 соответственно, определяемые в зависимости от условной гибкости ветвей и типа сечения каждой ветви.

Расчет ветвей из плоскости колонны (рамы) относительно оси у–у выполняют по формулам

$$\begin{aligned} \frac{N_{b1}}{\varphi_{y1} A_{b1} f_{yd} \gamma_c} &\leq 1; \\ \frac{N_{b2}}{\varphi_{y2} A_{b2} f_{yd} \gamma_c} &\leq 1, \end{aligned} \quad (5.15)$$

где φ_{y1} , φ_{y2} – коэффициенты устойчивости при центральном сжатии подкрановой и наружной ветвей относительно оси у–у соответственно, определяемые в зависимости от условной гибкости ветвей и типа сечения каждой ветви.

По выполненным проверкам устойчивости ветвей колонны оценивают

принятое сечение, при необходимости корректируя его площадь, при этом стремясь, чтобы значения деления расчетных усилий на несущую способность были как можно ближе к 1,0.

Если устойчивость ветвей колонны из плоскости не обеспечена (обычно для высоких колонн), вдоль здания между колоннами в системе связей в подкрановой части устанавливают распорки по ветвям для уменьшения расчетной длины и выполняют повторный расчет на устойчивость ветвей.

Расчет решетки нижней части колонны

Для проверки устойчивости сквозной колонны как единого стержня в плоскости рамы необходимо подобрать сечение решетки. Решетку обычно проектируют из уголков, располагаемых по граням ветвей колонны. Расчет решетки ведут на большую из фактической V_{Ed} и условной V_{fic} поперечных сил. Фактическое значение поперечной силы принимается из статического расчета рамы, а условное значение определяют по [1, п. 7.2.7].

Решетку в колоннах чаще всего проектируют из одиночных уголков. Усилия в раскосах решетки вычисляют по выражению

$$N_d = \frac{V_{\max}}{2 \sin \alpha}, \quad (5.16)$$

где α – угол между ветвями колонны и раскосами.

Усилия в стойках

$$N_{CT} = \frac{V_{\max}}{2}. \quad (5.17)$$

Расчет сечения раскосов и стоек из одиночных уголков выполняют как центрально-сжатых элементов по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_{\min} A f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (5.18)$$

где N_{Ed} – расчетное усилие в раскосе или стойке;

$$\gamma_c = 0,75.$$

Для определения значения гибкости для раскоса или стойки расчетную длину раскосов или стоек принимают равной расстоянию между узлами решетки. Радиусы инерции сечения элементов решетки принимают относительно оси с минимальной жесткостью. $\varphi_{\min}$ определяют для типа сечения «с».

Предельная гибкость для стержней решетки колонны $\lambda_u = 210 - 60\alpha$.

Проверка устойчивости колонны как единого стержня

Расчет на устойчивость колонны сквозного сечения как единого стержня в плоскости действия момента выполняют на обе комбинации усилий M_{Ed} и N_{Ed} (на которые рассчитывали ветви) по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_e A f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (5.19)$$

где A – площадь сечения нижней части колонны, $A = A_{b1} + A_{b2}$;

φ_e – коэффициент устойчивости внецентренно-сжатого элемента, принимаемый по [1, таблица Д.4] в зависимости от параметров $\bar{\lambda}_{ef}$ и m_x ;

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}};$$

$$m_x – \text{относительный эксцентриситет, } m_x = \frac{M_{Ed} A a}{N_{Ed} I_x};$$

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

I_x – момент инерции всего сечения колонны относительно свободной оси $x-x$;

$$\lambda_{ef} – \text{приведенная гибкость колонны [1, таблица 8], } \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_d}};$$

λ_x, i_x – гибкость и радиус инерции всего сечения колонны относительно оси

$$x-x, \lambda_x = \frac{l_x}{i_x}, i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}};$$

l_x – расчетная длина колонны;

A_d – суммарная площадь двух раскосов;

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

M_{Ed}, N_{Ed} – расчетные значения изгибающего момента и продольной силы соответственно, догружающие наружную (M_2 и N_2) или подкрановую (M_1 и N_1) ветви колонны.

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

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

Сопряжение верхней и нижней частей колонны

В ступенчатых колоннах сопряжение верхней части с нижней осуществляется посредством траверсы, которую, как правило, проектируют одностенчатой (рисунок 5.5).

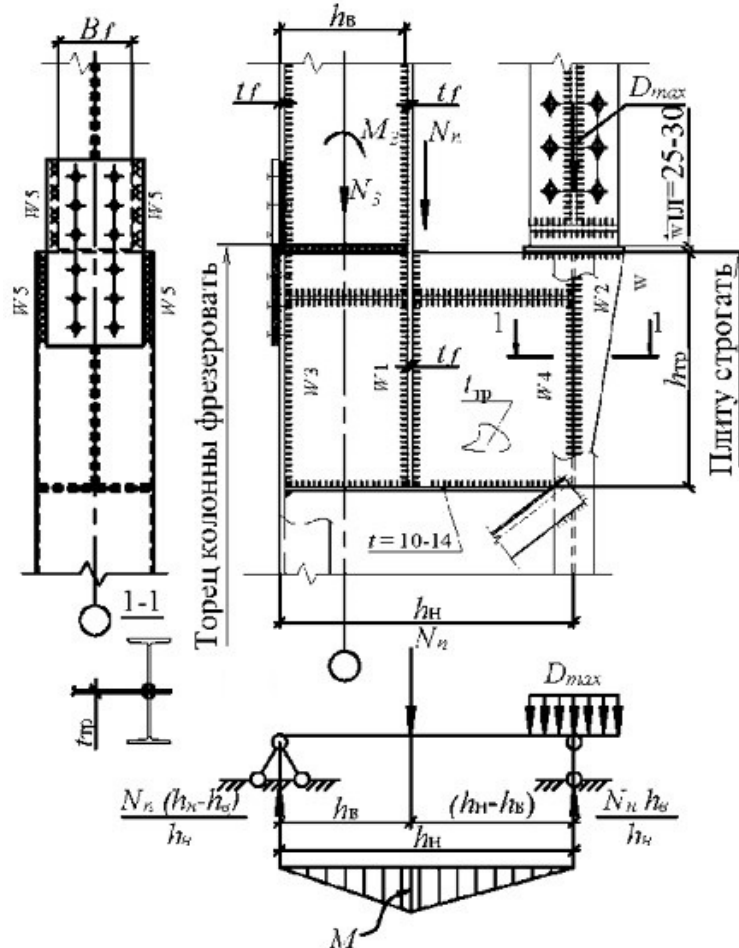


Рисунок 5.5 – Узел сопряжение верхней и нижней частей колонны и расчетная схема траверсы

Одностенчатая траверса может быть выполнена с монтажным соединением верхней части колонны в уровне уступа или выше уступа.

Высоту траверсы рекомендуется принимать $h_{тр} = (0,5...0,8)h_n$. Вертикальное давление подкрановых балок передается на траверсу сверху через горизонтальную плиту толщиной $t_{пл} = 25...30$ мм. Нижний пояс траверсы сквозной колонны, а также горизонтальные ребра сплошной колонны обычно выполняют толщиной $t = 10...14$ мм.

Толщину траверсы назначают из условия ее работы на смятие от действия силы D_{max} (максимального давления подкрановых балок) по формуле

$$t_{тр} \geq \frac{D_{max}}{l_{ef} f_p \gamma_c}, \quad (5.20)$$

где l_{ef} – расчетная длина сминаемого участка траверсы, $l_{ef} = b_p + 2t_{nl}$;

b_p – ширина опорного ребра подкрановой балки;

f_p – расчетное сопротивление смятию (при наличии пригонки) [1, таблица А.6];

γ_c – коэффициент условий работы, $\gamma_c = 1$.

Траверсу сквозной колонны рассчитывают как однопролетную балку с пролетом, равным h_n . Допустимо считать, что усилия полностью передаются только через полки верхней части колонны. Усилие в полке от продольной силы и момента, действующих в месте сопряжения на траверсу, определяют как

$$N_n = \frac{N_3}{2} + \frac{M_3}{h_B}, \quad (5.21)$$

где N_3 , M_3 – расчетные усилия над уступом колонны.

Траверсу проверяют на изгиб и срез по формулам

$$\frac{M_{mp}}{W_{mp}} \leq f_{yd} \gamma_c; \quad (5.22)$$

$$\frac{V_{mp}}{h_{mp} \cdot t_{mp}} \leq f_s \gamma_c, \quad (5.23)$$

где M_{mp} – изгибающий момент в траверсе, $M_{mp} = \frac{N_n h_B}{h_H} (h_H - h_B)$;

V_{mp} – максимальная поперечная сила, $V_{mp} = \frac{N_n h_B}{h_H} + 0,5 D_{\max}$;

W_{mp} – минимальный момент сопротивления траверсы.

Сварные швы $W1$ рассчитывают на усилие в полке N_n . Крепление траверсы к стенке ветви колонны $W4$ рассчитывают на суммарную реакцию

$$N_{w4} = \frac{N_n h_B}{h_H} + 0,5 D_{\max}. \quad (5.24)$$

Швы $W2$ приварки дополнительного ребра с противоположной стороны стенки двутавра рассчитывают на усилие, равное $0,5 D_{\max}$.

Крепление траверсы к подкрановой ветви колонны может осуществляться через прорезь в стенке двутавра. Тогда четыре сварных шва рассчитывают на суммарную реакцию

$$N_w = \frac{N_n h_B}{h_H} + D_{\max}. \quad (5.25)$$

На эту же силу N_w стенку двутавра проверяют на срез

$$\tau_w = \frac{N_w}{2h_{mp}t_w} \leq f_s \gamma_c. \quad (5.26)$$

При $\tau_w > f_s \gamma_c$ прочность стенки не обеспечена. В этом случае стенку вырезают в зоне траверсы и взамен делают более толстую вставку из листа.

Сварные швы $W3$ принимают такими же, как швы $W4$. Вертикальную накладку и сварные швы по одну сторону стыка $W5$ обычно рассчитывают на несущую способность полки $N_f = A_f f_{yd} \gamma_c$.

Расчет и конструирование баз сквозных внецентренно-сжатых колонн

Базу каждой ветви колонны конструируют и рассчитывают как базу центрально-сжатой колонны. Для исключения дополнительных моментов центр тяжести плиты совмещают с центром тяжести ветвей. Базу под каждую ветвь рассчитывают по наибольшему сжимающему усилию в ветви, которые определяются по формулам (5.12). Значения M_{Ed} и N_{Ed} принимаются в опорном сечении с фундаментом. Пример базы колонны с размерами представлен на рисунке 5.6.

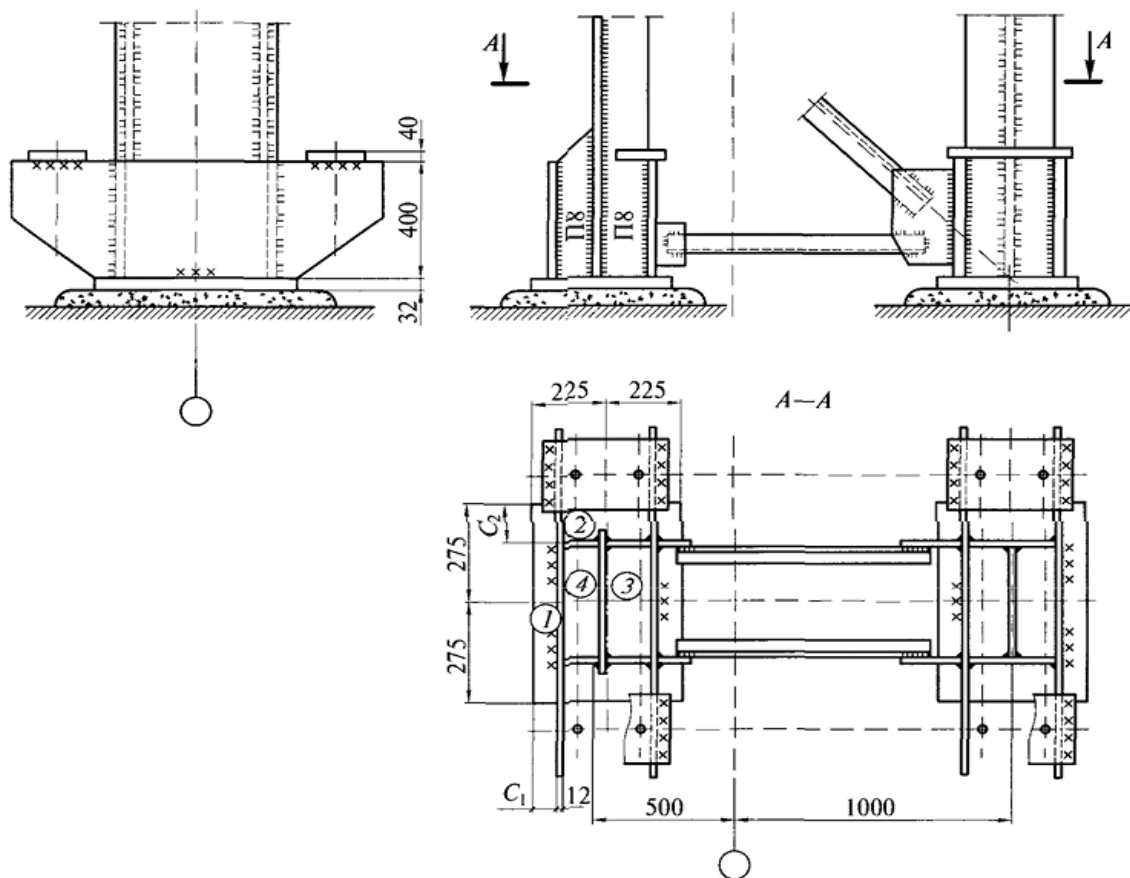


Рисунок 5.6 – Пример базы сквозной внецентренно-сжатой колонны

Для расчета анкерных болтов выбираются комбинации усилий в опорном сечении, вызывающие отрывающие усилия каждой из ветвей от фундамента. Такими усилиями являются максимальные значения моментов, отрывающих ветвь, и соответствующие им минимальные продольные усилия. Растягивающие усилия для расчета анкерных болтов под каждую ветвь определяют по формуле

$$N_a = \frac{M_{Ed, \max} - N_{Ed, \min} \cdot y_i}{h_0}, \quad (5.27)$$

где y_i – расстояние от центра тяжести сечения колонны до оси противоположной ветви.

Для восприятия этих усилий устанавливаются анкерные болты, а требуемая площадь одного болта нетто для ветви рассчитывается по формуле

$$A_{a, \text{нт}} = \frac{N_a}{n f_{ba} \gamma_c}, \quad (5.28)$$

где f_{ba} – расчетное значение прочности на растяжение фундаментных болтов [1, таблица Г.7];

n – количество болтов, устанавливаемых для базы ветви колонны.

Расчет базы внецентренно-сжатых колонн, как и для центрально-сжатых, начинают с определения расчетного сопротивления смятию бетона f_{cud} . После чего, задавшись шириной плиты B_{nl} , определяют ее требуемую длину L_{nl} :

$$L_{nl} = \frac{N_1}{2B_{nl}f_{cud}\alpha_u} + \sqrt{\left(\frac{N_1}{2B_{nl}f_{cud}\alpha_u}\right)^2 + \frac{6M_1}{B_{nl}f_{cud}\alpha_u}}, \quad (5.29)$$

где N_1 , M_1 – усилия у края плиты.

Размеры плиты принимаются кратными 50 мм. Ее располагают таким образом, чтобы ее середина совмещалась с центром тяжести сечения колонны.

Далее определяют напряжения по краям плиты:

– наибольшие сжимающие напряжения в бетоне по краю плиты

$$\sigma_{\phi \max} = \frac{N_1}{A_{nl}} + \frac{M_1}{W_{nl}} = \frac{N_1}{B_{nl}L_{nl}} + \frac{6M_1}{B_{nl}L_{nl}^2} \leq f_{cud}\alpha_u; \quad (5.30)$$

– наименьшие у противоположного края

$$\sigma_{\phi \min} = \frac{N_1}{A_{nl}} - \frac{M_1}{W_{nl}} = \frac{N_1}{B_{nl}L_{nl}} - \frac{6M_1}{B_{nl}L_{nl}^2} \leq f_{cud}\alpha_u. \quad (5.31)$$

Так же, как и в центрально-сжатых колоннах, траверсы, ребра жесткости и диафрагмы разбивают плиту на участки 1, 2, 3, 4. Для каждого из участков определяют изгибающие моменты. По максимальному из них определяют тол-

щину 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.

6 Расчет и конструирование стропильной фермы

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, подвесного транспорта, снеговая и ветровая нагрузки (иногда учитывается вес отложений производственной пыли).

В курсовом проекте учитываются постоянные воздействия, а также снеговые в двух вариантах загрузки.

При расчете ферм следует также учитывать опорные моменты, если сопряжение ферм с колоннами жесткое.

От внешней нагрузки в стержнях ферм возникают осевые усилия (растяжение или сжатие), а также изгибающие моменты. При определении осевых усилий узлы ферм считаются шарнирными, а вся нагрузка приводится к узловой, включая опорные моменты при жестком сопряжении фермы с колонной, которые заменяются парой горизонтальных сил, приложенных к опорным узлам фермы. Осевые усилия могут быть определены либо аналитически (вырезанием узлов или методом сечений), либо графически (построением диаграммы Максвелла – Кремоны), либо при помощи программных комплексов. Усилия в стержнях ферм определяются отдельно от каждой нагрузки. Далее составлением расчетных сочетаний нагрузок определяют расчетные усилия для подбора сечений стержней фермы.

Изгибающие моменты, возникающие из-за жесткости узлов ферм, учитываются только для тяжелых ферм со стержнями из двутавров и труб при отношении высоты их сечения (размер в плоскости фермы) к его длине большей $1/10$. Однако, как показывают экспериментальные исследования, изгибающие моменты, возникающие из-за жесткости узлов, не оказывают существенного влияния на напряженно-деформированное состояние стержней фермы.

Тип сечения стержней выбирается студентами самостоятельно. Для поясов и решетки фермы допускается использовать стали разной прочности, однако следует учитывать, что при больших гибкостях стержней применение сталей высокой прочности для сжатых элементов экономически нецелесообразно.

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).

Другим фактором, определяющим значение расчетной длины, является жесткость узлового соединения стержней, зависящая от сечения и конструктивного решения узла. Жесткость узлового соединения в плоскости фермы зависит еще в большей степени от количества и мощности растянутых элементов, примыкающих к данному узлу, т. к. именно растянутые элементы препятствуют повороту узла в плоскости фермы (относительно оси x). Так, в фермах с узловыми фасонками (из парных уголков) расчетная длина в плоскости фермы для промежуточных раскосов и стоек равна 0,8, а в фермах из труб – 0,8.

В общем случае расчетная длина стержня определяется по формуле

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (6.1)$$

где μ – коэффициент приведения к расчетной длине, зависящий от способа закрепления концов стержня;

l – геометрическая длина стержня (расстояние между центрами узлов).

В таблице 6.1 приведены расчетные длины элементов для наиболее распространенных случаев плоских ферм.

Таблица 6.1 – Расчетные длины сжатых элементов плоских ферм и связей

Направление продольного изгиба элемента фермы	Расчетная длина l_{ef} и $l_{ef,1}$		
	поясов	опорных раскосов и опорных стоек	прочих элементов решетки
1 В плоскости фермы l_{ef} : для ферм, кроме указанных в поз. 1б для ферм из одиночных уголков и ферм с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	l l	l l	0,80/ l 0,90/ l
2 В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы), $l_{ef,1}$: для ферм, кроме указанных в поз. 2б для ферм с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	l_1 l_1	l_1 l_1	l_1 0,90/ l_1
3 В любом направлении $l_{ef} = l_{ef,1}$ для ферм из одиночных уголков при одинаковых расстояниях между точками закрепления элементов в плоскости и из плоскости фермы	0,85/ l	l	0,85/ l
Примечание – Обозначения, принятые в таблице: l – геометрическая длина элемента (расстояние между центрами ближайших узлов) в плоскости фермы; l_1 – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, специальными связями, жесткими плитами покрытий, прикрепленными к поясу сварными швами или болтами и т. п.)			

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 установлены требования по предельной гибкости.

Предельная гибкость λ_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 и 34].

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

После определения расчетных длин производится подбор сечений стержней фермы.

При расчете стержней фермы необходимо стремиться, чтобы для подобранных сечений были обеспечены прочность и устойчивость, гибкость не превышала предельных значений и степень запаса прочности была минимальной (условие экономии материала). Кроме того, пояса фермы (особенно нижнего растянутого) обладали достаточной жесткостью из плоскости, необходимой при изготовлении, транспортировке и особенно при монтаже фермы.

Фермы из уголков. Указания по конструированию

Типы сечений элементов фермы из спаренных уголков представлены на рисунке 6.1.

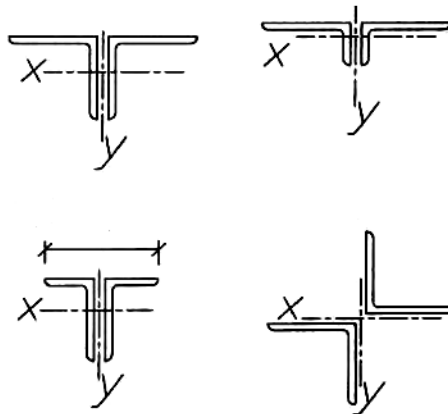


Рисунок 6.1 – Типы сечений стержней ферм из парных уголков

Растянутые стержни фермы.

Величину требуемой площади сечения находят по формуле

$$A_{cal} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd} \cdot \gamma_c}. \quad (6.2)$$

По площади сечения A_{cal} определяют площадь одного уголка и по сортаменту принимают соответствующий размер профиля, у которого общая площадь A должна быть несколько больше расчетной. При выборе уголков из сортамента предпочтение необходимо отдавать уголкам с более развитым сечением и с меньшей толщиной полки.

Сжатые стержни фермы.

Требуемая площадь сечения определяется по нижеприведенной формуле, для чего предварительно задаются гибкостью (для поясов и опорных раскосов $\lambda = 70 \dots 100$, для решеток $\lambda = 90 \dots 120$). Далее определяют условную гибкость и геометрические характеристики сечения (радиусы инерции и площадь поперечного сечения) стержней.

$$A_{TP} \geq \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (6.3)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии для типа сечения «с» [1, таблица Д1];

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

По сортаменту подбирают сечение, чтобы площадь сечения из парных уголков $A \approx A_{cal}$, радиусы инерции стержня $i_x \approx i_{x,cal}$ и $i_y \approx i_{y,cal}$. После подбора сечения определяют гибкость принятого сечения, условную гибкость по наибольшей гибкости. Кроме проверки прочности и устойчивости стержней, необходимо, чтобы гибкость стержней λ_x и λ_y была меньше предельной [1, таблица 34].

После расчета следует попытаться уменьшить число калибров сечений профилей, применяемых в ферме. Для тех элементов, площади которых близки по значению, сечения следует принять одинаковыми (по большому сечению). *В одной форме не рекомендуется принимать более 6–8 различных калибров профилей.*

Компонуя сечения стержней ферм, необходимо придерживаться следующих рекомендаций:

- сечения поясов следует выполнять постоянными или изменять не более одного раза в фермах пролетом 24 м и более, оставляя при меньших пролетах сечение поясов без изменения;

- при необходимости изменения сечения поясов рекомендуется применять профиль одной высоты, меняя его толщину или ширину;

- не следует использовать в одной конструкции ферм сечения стержней одного размера, но разных толщин или марок стали;

- при подборе профилей толщину сечения принимают не менее 5 мм для прокатных профилей и не менее 3 мм для труб и замкнутых профилей;

- при подборе сжатых элементов принимают более тонкие профили, т. е. с большими размерами сечений.

В результате расчета узлов определяются длины и катеты сварных швов.

Прикрепление элементов решетки, монтажные стыки отправочных марок ферм, узлы опирания стропильных ферм на колонны, несущие стены или подстропильные конструкции рассчитываются отдельно.

В фермах из двух уголков, составленных тавром, стержни в узлах объединяются посредством фасонки, расположенных между уголками. Крепление уголков к фасонкам осуществляется при помощи сварки или на болтах. Первый вариант является более распространенным. *В сварных фермах уголки крепятся к фасонкам фланговыми швами, концы швов выводят на торцы стержня на 20 мм.*

В узлах ферм, где проектируется изменение сечения поясов, стержни следует перекрывать накладками без включения в работу стыка фасонки. Фасонка начинает работать только в том случае, если ее продолжить за узел фермы. Стыкуемые элементы не следует смещать по высоте более чем на 1,5 %; в случае превышения этой величины в узле возникает изгибающий момент, который учитывается в расчетах.

Укрупнительный стык ферм осуществляется с помощью накладок, прикрепляемых высокопрочными болтами или сваркой.

Конструирование фермы начинается с проведения осей элементов, сходящихся в узле. *Ось любого элемента считается совпадающей с положением его центра тяжести (округляется до 5 мм).*

Минимальный профиль уголков для ферм назначают из равнополочных уголков 50×5 или из неравнополочных уголков $63 \times 40 \times 5$. Длина уголков принимается кратной 10 мм, резка осуществляется под прямым углом.

Фасонки ферм конструируются в зависимости от расположения и размеров сварных швов. Высоту фасонки рекомендуется принимать в соответствии со стандартными размерами ширины листа. *Стержни решетки приваривают к фасонке фланговыми швами, которые выводят на 20 мм на торец уголка.*

Между торцами соединяемых элементов поясов оставляют зазор 50 мм.

Для обеспечения совместной работы симметричных уголков между ними на равном расстоянии ставят соединительные прокладки шириной 60...100 мм, длиной на 20...30 мм более ширины уголка и толщиной, равной толщине фасонки, на расстоянии $40i$ для сжатых элементов и $80i$ для растянутых (i – радиус инерции уголка относительно оси, параллельной плоскости прокладки для таврового сечения и минимальной для крестового). В каждом сжатом стержне должно быть не менее двух прокладок.

Толщину опорной плиты при шарнирном опирании ферм на уровне нижнего пояса принимают не менее 20...25 мм, диаметр опорных болтов – в пределах 20...24 мм, отверстия под болты – диаметром 40...50 мм. Это дает возможность устранить неточность закладки анкеров при монтаже.

При выборе профиля по сортаменту необходимо отдавать предпочтение тонкостенным уголкам, т. к. они более устойчивы и имеют минимальную площадь ослабления отверстиями под монтажные болты. Для обеспечения необходимой жесткости стержней при транспортировке и монтаже сечение желательно компоновать из уголков с размером полки не менее 56 мм. Стержни ферм в узлах центрируются по осям, проходящим через центры тяжести сечений. Рас-

стояние от обушка до центра тяжести сечения стержня округляется в большую сторону кратно 5 мм.

Соединение элементов фермы выполняется при помощи фасонок, размещаемых в зазоре между уголками. Толщина фасонок t_f принимается исходя из наибольшего усилия в стержнях (таблица 6.2).

Таблица 6.2 – Требуемые толщины фасонок

Максимальное усилие в стержнях решетки, кН	До 150	151 ... 250	251 ... 400	401 ... 600	601 ... 1000	1001 ... 1400	1401 ... 1800	1801 ... 2200	2201 ... 2600	2601 ... 3000
Толщина фасонок, мм	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25

Допускается разница толщин фасонок в смежных узлах до 2 мм. В целях снижения величины сварочных напряжений расстояния между сварными швами решетки и поясов фермы принимаются, $a = 6 \cdot t_f - 20$ мм, но не более 80 мм. Расстояние между сварными швами решетки – не менее 50 мм. Разница в толщинах фасонок между двумя соседними узлами не должна превышать 2 мм (в отдельных случаях не более 4 мм). Например, толщины опорных фасонок бывают больше промежуточных.

Очертание фасонок определяется схемой узла и длиной сварных швов, прикрепляющих стержни к фасонке. Обычно фасонки проектируются в виде прямоугольных пластин. Для обеспечения плавной передачи усилий от элементов решетки к поясам фасонки могут изготавливаться в виде трапеций.

По возможности фасонки выпускают за обушки поясных уголков на 10...20 мм. В местах опирания прогонов или плит покрытия фасонки утапливают на 10...15 мм. Место утапливания не заваривают.

Для крепления прогонов к верхнему поясу в конструкции фермы предусматривается уголок с отверстиями для болтов. При опирании ребристых железобетонных плит покрытия верхний пояс усиливают накладками толщиной $t = 12$ мм при шаге ферм 6 м и $t = 14$ мм при шаге 12 м.

Если толщина поясных уголков менее 10 мм при шаге ферм 6 м или менее 14 мм при шаге ферм 12 м, то необходимо усилить верхний пояс ферм в местах опирания железобетонных плит покрытия. Усиление выполняется с помощью накладок толщиной 12 мм, привариваемых продольными сварными швами (расположение сварных швов – вдоль стержня).

Стержни решетки прикрепляются к фасонкам фланговыми швами. Концы швов выводятся на торцы стержней на 20 мм. Расчет сварных швов производим согласно требованиям [1, п. 14].

Для упрощения сварочных работ в одной отправочной марке должно быть не более трех различных значений катетов швов. Для облегчения конструирования узлов фермы рекомендуется катет шва по обушку принимать на 1...2 мм больше катета шва по перу.

Схема узла фермы с заводским стыком верхнего пояса показана на рисунке 6.2.

ней решетки и до края фасонки. По этим расстояниям определяются требуемая длина стержней решетки, которая обычно назначается кратной 10 мм, и размеры фасонки. На чертеже также указываются размеры сварных швов и расположение отверстий для болтов.

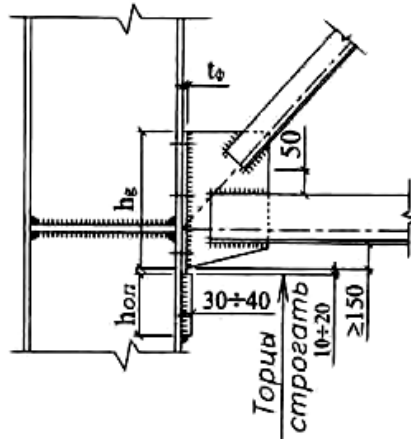


Рисунок 6.3 – Опорный узел фермы в уровне нижнего пояса

Список литературы

- 1 Стальные конструкции (с поправкой и изменением) : 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 2.01.04–2025. – Введ. 03.02.2025 (взамен СН 2.01.04–2019). – Мн. : Минстройархитектуры, 2025. – 18 с.
- 4 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием. Ч. 3 : ТКП EN 1991-3–2009 (02250). – Введ. 01.01.2010. – Мн. : Минстройархитектуры, 2010. – 73 с.
- 5 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия : СН 2.01.05–2025. – Введ. 29.12.2025 (взамен СН 2.01.05–2019). – Мн. : Минстройархитектуры, 2025. – 104 с.
- 6 Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций (с поправкой) : ГОСТ 21.502–2016. – Введ. 01.09.2018. – М. : ЦНИИПСК им. Н. П. Мельникова, 2018. – 29 с.
- 7 Горев, В. В. Металлические конструкции : учеб. пособие : в 3 т. Т. 1 : Элементы стальных конструкций / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов ; под ред. В. В. Горева. – М. : Высш. шк., 2004. – 551 с.

8 **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.

9 Воздействия на строительные конструкции, здания и сооружения / под ред. В. В. Тура, А. Б. Шурина. – Брест : БрГТУ, 2022. – 102 с.

10 **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.