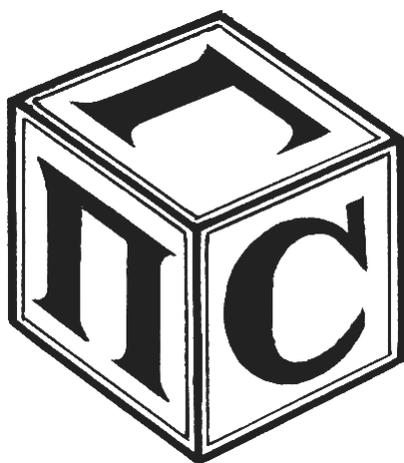


МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические рекомендации к курсовому проектированию
для студентов специальности
1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»
очной и заочной форм обучения*



Могилев 2024

УДК 69.059
ББК 38.7
Ж51

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«26» апреля 2024 г., протокол № 10

Составители: канд. техн. наук, доц. Ю. Г. Москалькова;
ст. преподаватель В. А. Ржевуцкая

Рецензент Т. А. Полякова

В методических рекомендациях приведены основные положения разработки компоновочной схемы здания, указания по расчету и конструированию напряженных конструкций покрытия (ребристых плит, стропильных балок, ферм и арок), а также определение воздействий на поперечную раму с выбором комбинаций расчетных усилий.

Учебное издание

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Ответственный за выпуск	С. В. Данилов
Корректор	А. А. Подошевка
Компьютерная верстка	Е. В. Ковалевская

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 36 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, 2024

Содержание

Введение.....	4
1 Исходные данные к курсовому проекту № 2	5
2 Разработка компоновочной схемы здания.....	5
2.1 Конструктивные особенности одноэтажных производственных зданий	5
2.2 Разбивка здания на температурные блоки.....	6
2.3 Обеспечение пространственной жесткости здания.....	6
2.4 Компоновка поперечной рамы.....	8
2.5 Выбор типа колонн и назначение размеров их поперечных сечений ...	11
2.6 Привязка колонн к разбивочным осям	12
3 Указания по расчету и конструированию напряженных конструкций покрытия.....	13
3.1 Плиты покрытия.....	13
3.2 Стропильные конструкции.....	14
4 Определение воздействий на поперечную раму.....	23
4.1 Постоянные воздействия	23
4.2 Снеговые воздействия	25
4.3 Крановые воздействия	26
4.4 Ветровые воздействия	31
5 Статический расчет поперечной рамы и выбор комбинаций расчетных усилий	35
Список литературы	37
Приложение А	38
Приложение Б	39
Приложение В.....	41

Введение

Методические рекомендации разработаны в соответствии с требованиями действующих ТНПА по проектированию железобетонных конструкций СП 5.03.01–2020 [1].

Рекомендации предназначены для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» очной и заочной 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 № 2 «Проектирование железобетонных конструкций каркаса одноэтажного здания» состоит из расчетно-пояснительной записки и графической части.

Содержание курсового проекта включает три части:

1) теоретическая – обзор конструктивных схем и конструкций одноэтажных промышленных зданий; оптимальный выбор конструкций одноэтажного промышленного здания в каркасном исполнении;

2) практическая – компоновка поперечной рамы каркаса одноэтажного промышленного здания и назначение основных параметров конструкций каркаса;

3) проектная – статический расчет одноэтажного промышленного здания в поперечном направлении. Разработка компоновочной схемы здания. Расчет, конструирование и разработка рабочих чертежей предварительно напряженной конструкции покрытия (балки, фермы, плиты покрытия). Статический расчет поперечной рамы здания. Расчет, конструирование и разработка рабочих чертежей колонны. Расчет, конструирование и разработка рабочих чертежей отдельного фундамента под колонну. Оформление графической части и пояснительной записки.

Расчетно-пояснительная записка включает: титульный лист; содержание (оглавление); введение; основную часть; список литературы; приложения. 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 ГОСТ 7.1–2003. Текст записки последовательно 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.

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 № 2

В состав пояснительной записки курсового проекта входят.

1 Титульный лист.

2 Содержание.

3 Введение.

4 Исходные данные к курсовому проекту.

5 Разработка компоновочной схемы здания.

6 Расчет предварительно напряженной конструкции покрытия: балки, фермы, плиты покрытия (согласно заданию на курсовое проектирование).

7 Определение воздействий на поперечную раму.

8 Статический расчет поперечной рамы здания с выбором комбинаций расчетных усилий.

9 Расчет и конструирование колонны.

10 Расчет и конструирование отдельного фундамента под колонну.

11 Список литературы.

Графическая часть проекта включает 2 листа чертежей формата А1.

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

Для выполнения курсового проекта в задании на проектирование указываются следующие исходные данные согласно таблицам А.1–А.3: величина и количество пролетов здания, м; шаг колонн, м; длина здания, м; отметка головки кранового рельса, м; грузоподъемность крана, т; тип стропильной конструкции покрытия; район строительства и характеристика грунта.

2 Разработка компоновочной схемы здания

2.1 Конструктивные особенности одноэтажных производственных зданий

Несущей основой одноэтажных производственных зданий являются поперечные рамы, расставленные по длине зданий на определенном расстоянии, называемым шагом. Поперечные рамы связаны в единую жесткую систему продольными элементами покрытия, стен, подкрановыми балками и системой связей. Поперечные рамы совместно с продольными элементами составляют каркас здания, воспринимающий действующие на него воздействия. Все здание делится на отдельные самостоятельные блоки, границами которых являются температурные швы. В этой связи при расчете каркаса необходимо рассматривать один отдельно взятый температурный блок с приложенными к нему воздействиями.

Несущими конструкциями каркаса здания являются колонны, заделанные в фундаментах, ригели покрытия (балки, фермы или арки), опирающиеся на колонны, подкрановые балки, устанавливаемые на консоли колонн. В случае

несоответствия шага стоек (колонн) шагу ригелей применяются подстропильные конструкции, которые опираются на стойки каркаса здания.

При компоновке конструктивной схемы здания решают следующие вопросы: выбор и компоновка конструктивной схемы покрытия; разбивка здания на температурные блоки; обеспечение пространственной жесткости здания и жесткости диска покрытия; компоновка поперечной рамы.

2.2 Разбивка здания на температурные блоки

При большой протяженности здание в продольном направлении делят температурно-усадочными (температурно-осадочными) швами на отдельные блоки. Швы выполняют на спаренных колоннах, разнесенных от поперечной оси на 500 мм в обе стороны.

Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами (длина температурного блока) в зданиях при расчетных зимних температурах наружного воздуха выше минус 40 °С, назначаемые без расчета конструкций на воздействие температуры и усадки бетона, не должны превышать:

- для отапливаемых одноэтажных каркасных зданий из сборного железобетона – 72 м;
- для неотапливаемых зданий того же типа – 60 м.

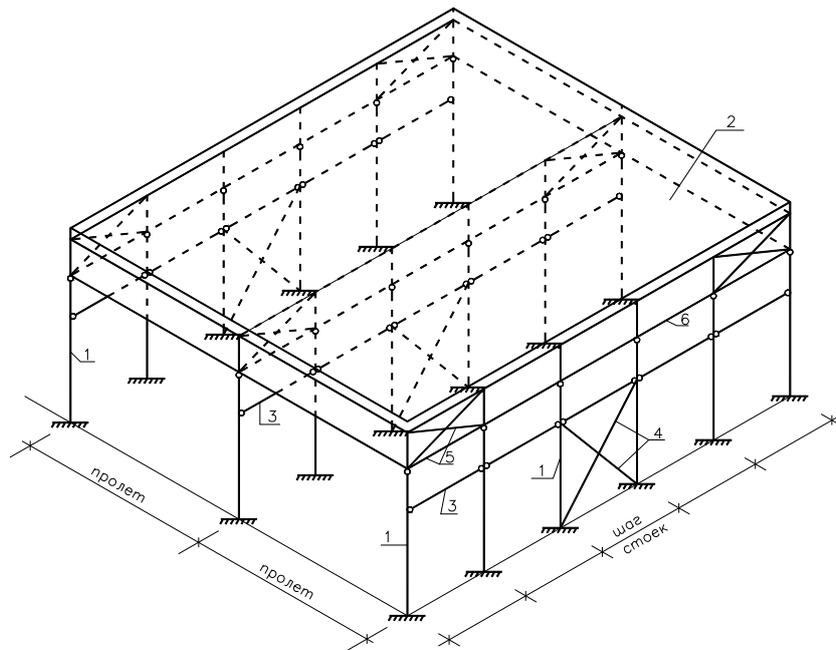
В иных случаях для данного типа зданий расстояние между температурно-усадочными швами определяется расчетом.

Температурно-усадочные швы разрезают все конструкции здания до фундамента. Осадочный шов разрезает и фундамент здания. Он устраивается при основаниях под фундаменты с неравномерными характеристиками по длине, при сильно различающихся воздействиях по длине здания (краны разной грузоподъемности) и при строительстве в сейсмически активных зонах.

2.3 Обеспечение пространственной жесткости здания

При разработке конструктивной схемы необходимо обеспечить пространственную жесткость и устойчивость здания. В поперечном направлении жесткость здания обеспечивается поперечными рамами, стойки которых снизу заземлены в фундаментах, а вверху соединены с жестким в той же плоскости ригелем покрытия, а также развитием сечений колонн в этом направлении.

В продольном направлении элементы здания (колонны, подкрановые балки, элементы покрытия) также образуют раму. Для увеличения жесткости здания в продольном направлении и обеспечения устойчивости поперечных рам ставят дополнительные связи (рисунок 2.1).



1 – стойки; 2 – диск покрытия; 3 – подкрановые балки; 4 – вертикальные связи по колоннам; 5 – вертикальные связи по стропильным конструкциям (ригелям); 6 – распорки по колоннам

Рисунок 2.1 – Схема каркаса температурного блока

Основными вертикальными связями являются связи по колоннам. Эти связи предусматриваются для восприятия горизонтальных сил, действующих в плоскости продольной рамы здания (тормозные усилия от мостовых кранов, ветровое воздействие, действующее на торец здания), а также с целью уменьшения расчетной длины стоек. Вертикальные связи по колоннам обычно выполняют из металлических уголков, которые привариваются к закладным деталям колонн. При шаге колонн 12 м применяют порталные связи, а при шаге 6 м – преимущественно крестовые (см. рисунок 2.1). Связи по колоннам устанавливают ниже уровня подкрановых балок в середине температурного блока. В уровне верха всех колонн ставятся временные или постоянные распорки из металлического проката.

В бескрановых зданиях связи по колоннам требуются при высоте от пола до низа несущих конструкций покрытия не менее 10,8 м.

Вертикальные связи между опорами стропильных конструкций устанавливают в крайних секциях температурных блоков в случае, если высота стропильных конструкций на опоре превышает 900 мм, что имеет место при фермах и балках под плоскую кровлю (см. рисунок 2.1). Эти связи выполняют в виде крестообразных ферм. В остальных секциях устанавливают между нижними поясами стропильных конструкций распорки. Указанные связи и распорки обеспечивают устойчивость стропильных конструкций от опрокидывания и надежную передачу с диска покрытия горизонтальных усилий, действующих в направлении продольных рам, на колонны.

Горизонтальная жесткость температурного блока обеспечивается жесткостью диска покрытия, связывающего между собой верхние концы стоек каркаса (см. рисунок 2.1).

2.4 Компоновка поперечной рамы

Для расчета каркаса в поперечном направлении принято выделять из температурного блока одну плоскую поперечную раму. Расчетная схема такой рамы принимается в виде стоек, жестко закрепленных в уровне верхнего обреза фундамента (как правило, на расстоянии 150 мм от уровня чистого пола) и ригелей, шарнирно опирающихся на стойки (рисунок 2.2). Ригель рамы, имеющий большую жесткость (момент инерции), считается абсолютно жестким.

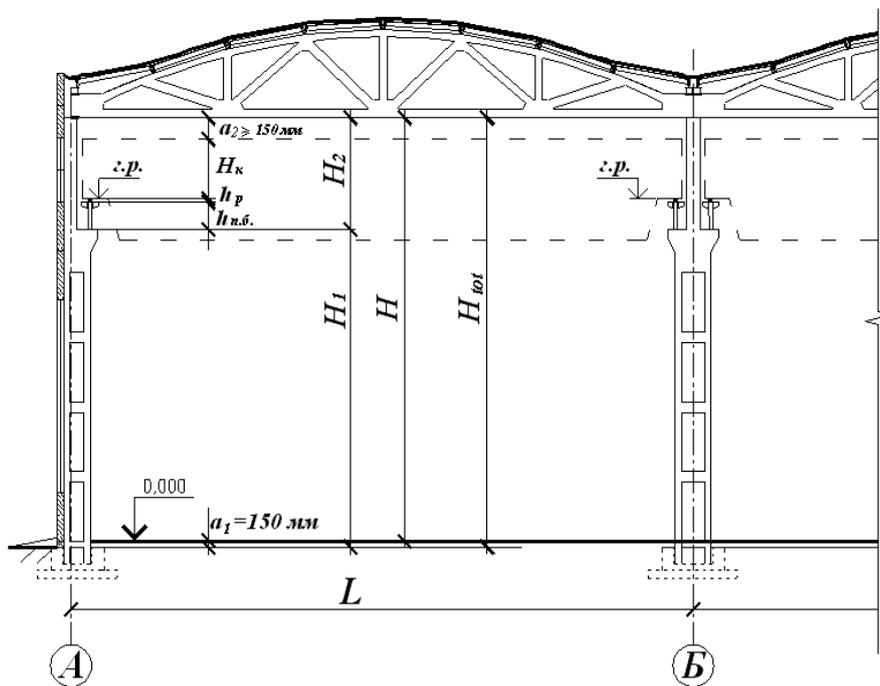


Рисунок 2.2 – К определению высоты колонны

В случае если шаг стоек по внешним и внутренним рядам одинаков, то при компоновке расчетной поперечной рамы выделяется один ряд стоек в поперечном направлении, соответствующий полосе шириной, равной общему шагу стоек (6 или 12 м). В противном случае, когда шаг внешних стоек 6 м, а внутренних – 12 м, в расчете рассматривается рама, соответствующая полосе 12 м. При этом жесткость крайних стоек такой рамы удваивается, поскольку в расчет вводят по две стойки наружных рядов.

При компоновке поперечной рамы определяют: размеры колонн по высоте, типы колонн и размеры сечений их элементов; привязку колонн и оси подкрановых путей к разбивочным осям. Производят выбор основных несущих конструкций и решают принципиальную схему вертикального ограждения здания.

Высота надкрановой части ступенчатой колонны H_2 (см. рисунок 2.2) определяется из выражения

$$H_2 \geq H_k + (h_{н.б.} + h_p) + a_2, \quad (2.1)$$

где H_k – высота крана (принимается по таблице 2.1);

h_p – высота подкранового рельса с прокладками (принимается по таблице 2.2);

$h_{н.б.}$ – высота подкрановой балки (принимается в соответствии с рисунком 2.3);

a_2 – зазор между верхом крановой тележки и низом железобетонной стропильной конструкцией (принимается не менее 150 мм).

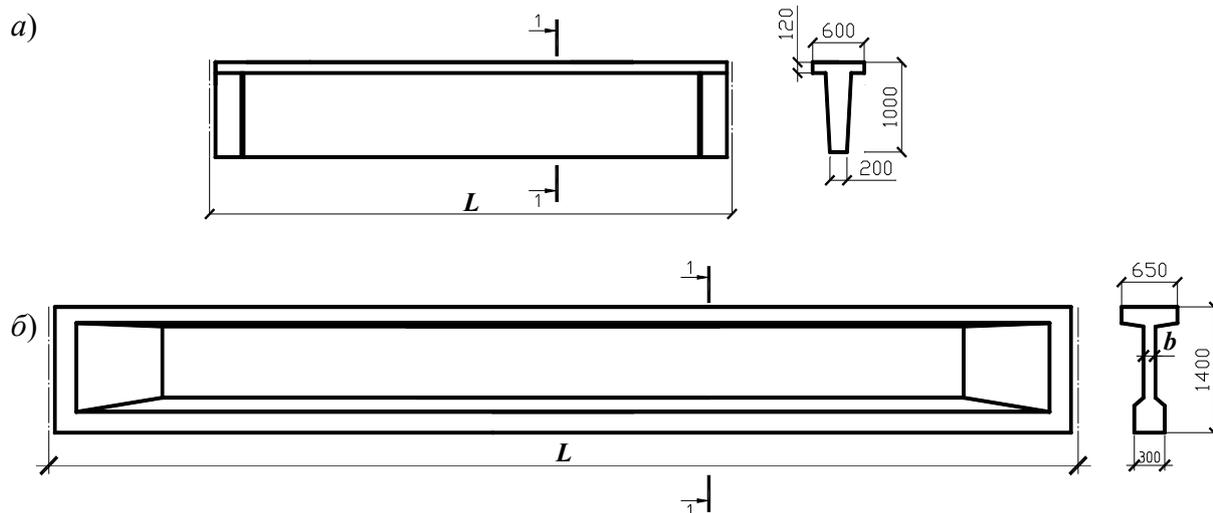
Таблица 2.1 – Справочные данные для мостовых кранов

Q , т	L , м	H_k , мм	B_1 , мм	B_2 , мм	A_{cr} , мм	$F_{к1}$, кН	$F_{к2}$, 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; A_{cr} – база крана, мм; $F_{к1}$ и $F_{к2}$ – максимальные нормативные вертикальные давления колес крана, кН; G_T – масса тележки, т; G_k – 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



a – для шага колонн 6 м; b – для шага колонн 12 м

Рисунок 2.3 – Общий вид и сечение железобетонных подкрановых балок

Высота подкрановой части колонны H_1 определяется по формуле

$$H_1 = z.p. - (h_{н.б.} + h_p) + a_1, \quad (2.2)$$

где $z.p.$ – отметка головки кранового рельса (принимается по заданию);

a_1 – расстояние от пола до верха фундамента (рекомендуется принимать $a_1 = 150$ мм).

Полная высота ступенчатой колонны H_{tot} определяется по формуле

$$H_{tot} = H_1 + H_2. \quad (2.3)$$

Окончательный размер H_{tot} назначается (за счет корректировки высоты H_2) таким образом, чтобы габаритный размер здания $H = H_{tot} - a_1$ был кратен модулю 1,2 м (из методических соображений в курсовом проекте разрешается принимать размер H кратным модулю 0,6 м).

На стадии компоновки поперечной рамы следует выбрать тип продольных панельных стен (навесные, самонесущие – только в отапливаемых зданиях), тип стеновых панелей (таблица 2.3), показать на поперечном разрезе схему расположения стеновых панелей и полос остекления по высоте здания, назначить высоту полос остекления и высоту стен. При этом следует иметь в виду, что остекление принимается ленточным высотой, кратной 0,6 м. Вес остекления можно принять равным $g_{k,ocm} = 0,4$ кН/м².

Таблица 2.3 – Стеновые панели

Вид здания	Размеры панелей, м	Толщина панелей, мм	Основной материал панели	Вес, кН	
				общий	1 м ² поверхности
Неотапливаемые	0,9 × 6	160	Ячеистый бетон, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$	6	1,1
	1,2 × 6	160		8	
	1,8 × 6	160		12	
Отапливаемые	0,9 × 6	300	Ячеистый бетон, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$	12	2,1
	1,2 × 6	300		15	
	1,8 × 6	300		22,5	
Неотапливаемые	0,9 × 12	200	Керамзитобетон, $\gamma = 1100 \text{ кг/м}^3$	30	2,8
	1,2 × 12	200		40	
	1,8 × 12	200		60	
Отапливаемые	0,9 × 12	300	Керамзитобетон, $\gamma = 1100 \text{ кг/м}^3$	4,4	4,1

2.5 Выбор типа колонн и назначение размеров их поперечных сечений

В зданиях с мостовыми кранами различают крайние колонны (с односторонним расположением консоли) и средние (с двумя подкрановыми консолями). По конструкции колонны промышленных зданий делятся: на сплошные – прямоугольного или двутаврового сечения и сквозные – двухветвевые.

Сплошные колонны двутаврового сечения, хотя и экономичнее колонн прямоугольного сечения (по расходу бетона до 30 % и стали до 6 %), но сложнее в изготовлении, в связи с чем применяются реже. В настоящее время наиболее распространены колонны прямоугольного сечения.

Сплошные колонны применяются в зданиях с пролетами до 24 м, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно, при высоте от пола до головки кранового рельса, не превышающей 10,0 м.

Двухветвевые колонны рационально применять при пролетах 30 м и более, при отметке головки кранового рельса более 10 м, а также при мостовых кранах грузоподъемностью более 30 т.

Ширина поперечного сечения колонн b , воспринимающих крановые воздействия, должна приниматься не менее 400 мм, при шаге колонн 6 м и высоте колонны H не более 14,4 м, и не менее 500 мм – при шаге колонн 12 м и высоте $H > 10,2$ м. Кроме того, величина b (для зданий с мостовыми кранами, при наличии вертикальных связей по колоннам) должна назначаться не менее $(1/25 \dots 1/30) \cdot H_1$.

Высота поперечного сечения надкрановой части крайних колонн h_2 назначается не менее 300 мм (обычно не менее 380 мм) при нулевой привязке колонн и не менее 500 мм (обычно 600 мм) при привязке «250». Высота поперечного сечения надкрановой части колонн средних рядов принимается 600...700 мм.

Высота поперечного сечения подкрановой части колонны h_1 принимается не менее $(1/10 \dots 1/14) \cdot H_1$, при этом размеры сечения рекомендуется назначать

кратными 100 мм. Размеры сечений ветвей подкрановой части двухветвевых колонн h_e (в плоскости рамы) должны быть кратными 50 мм (200, 250, 300, 350 мм). Расстояние между осями распорок двухветвевых колонн принимается не более $(8 \dots 12) \cdot h_e$ (обычно 1800...2400 мм). Назначая сечения колонн, можно руководствоваться данными, приведенными в таблицах Б.1 и Б.2.

2.6 Привязка колонн к разбивочным осям

Под пролетом поперечной рамы здания L , назначенным в задании на проект, подразумевается расстояние между продольными разбивочными осями, а под шагом колонн B – расстояние между поперечными осями. В действительности геометрические оси сечений колонн в некоторых рядах приходится смещать с разбивочных осей для сохранения однотипности элементов покрытия и их взаимосвязи и для «вписывания» габаритов крана в габариты здания.

Привязка колонн крайних рядов к продольным разбивочным осям (рисунок 2.4) принимается:

1) «нулевой» – в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно, шаге колонн 6 м и высоте до низа стропильных конструкций $H \leq 14,4$ м;

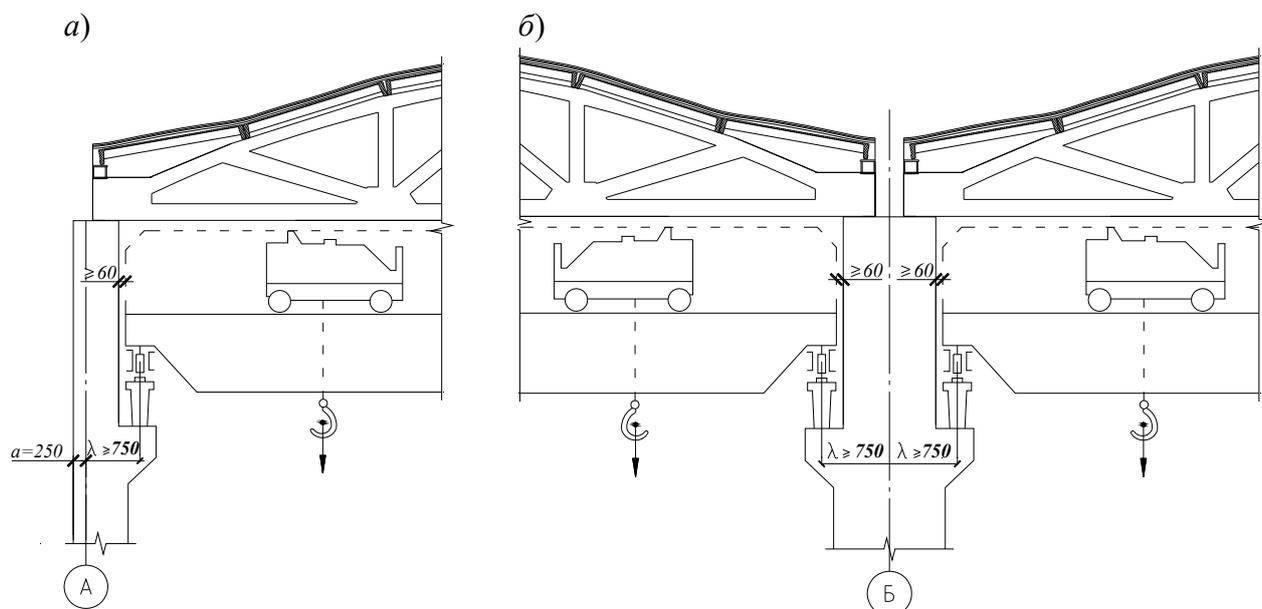
2) «250 мм» – при шаге колонн 6 м в зданиях с мостовыми кранами более 30 т и $H > 14,4$ м;

3) «250 мм» – при шаге колонн 12 м во всех случаях;

4) «500 мм» – при специальном обосновании.

Колонны внутренних продольных и в направлении шага поперечных рам рядов (кроме примыкающих к температурным швам и перепадам высот) привязываются центрально – осевая привязка. Оси колонн основного каркаса в крайних поперечных рядах температурного блока смещаются внутрь от разбивочных осей на 500 мм. Фахверковые стойки имеют нулевую привязку.

Расстояние от оси подкрановой балки до продольной разбивочной оси λ принимается 750 мм (рисунок 2.4). При компоновке поперечника необходимо проверить, чтобы зазор по горизонтали, получаемый между краном и внутренней гранью колонны, был не менее 60 мм.



a – для колонн крайних рядов; *б* – в средних рядах колонн

Рисунок 2.4 – Привязки колонн к продольным осям здания

3 Указания по расчету и конструированию напряженных конструкций покрытия

3.1 Плиты покрытия

В качестве ограждающих конструкций покрытий промышленных зданий применяются ребристые железобетонные плиты размерами в плане 1,5 × 6 м; 3 × 6 м; 1,5 × 12 м; 3 × 12 м и высотой продольных ребер соответственно 300 и 450 мм (455 мм). Основные данные о плитах покрытия приведены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Ребристые плиты покрытия промышленных зданий из бетона нормального веса

Размеры в плане, м	Высота продольного ребра, мм	Допускаемое расчетное воздействие на плиту, кН/м ²	Вес плиты, кН	
			общий	1 м ² с учетом заливки швов
1,5 × 6	300	3,1...12	15	1,75
3 × 6	300	1,35...7,75	26,5	1,57
1,5 × 12	450	6,1...12,4	51	3,0
3 × 12	455	3,6...7,4	62	2,05

Плиты покрытия выбираются в зависимости от шага стропильных конструкций и вертикального воздействия. Обычно в каталогах указаны предельные значения воздействий, на которые рассчитаны плиты, или номер района по снеговому воздействию, для которого запроектированы плиты. Ширина плит

покрытия должна соответствовать положению закладных деталей в ригеле. Желательно, чтобы плиты опирались в узлах ферм.

Ребристая плита состоит из продольных, поперечных ребер и полки. Основная продольная арматура выполняется преднапряженной стержневой или канатной и устанавливается в продольных ребрах. Также в продольные ребра устанавливаются сварные каркасы. Полка армируется сеткой, поперечные ребра – сварными каркасами. Для изготовления плит применяют бетоны нормального веса С20/25...С35/45.

Расчет плиты в продольном направлении производят как для однопролетной свободно опертой балки таврового сечения. Полка плиты в зависимости от расстояния между поперечными ребрами рассчитывается как неразрезная балочная плита или плита, опертая по контуру. Поперечное ребро рассчитывается как балка таврового сечения с частичным защемлением на опорах.

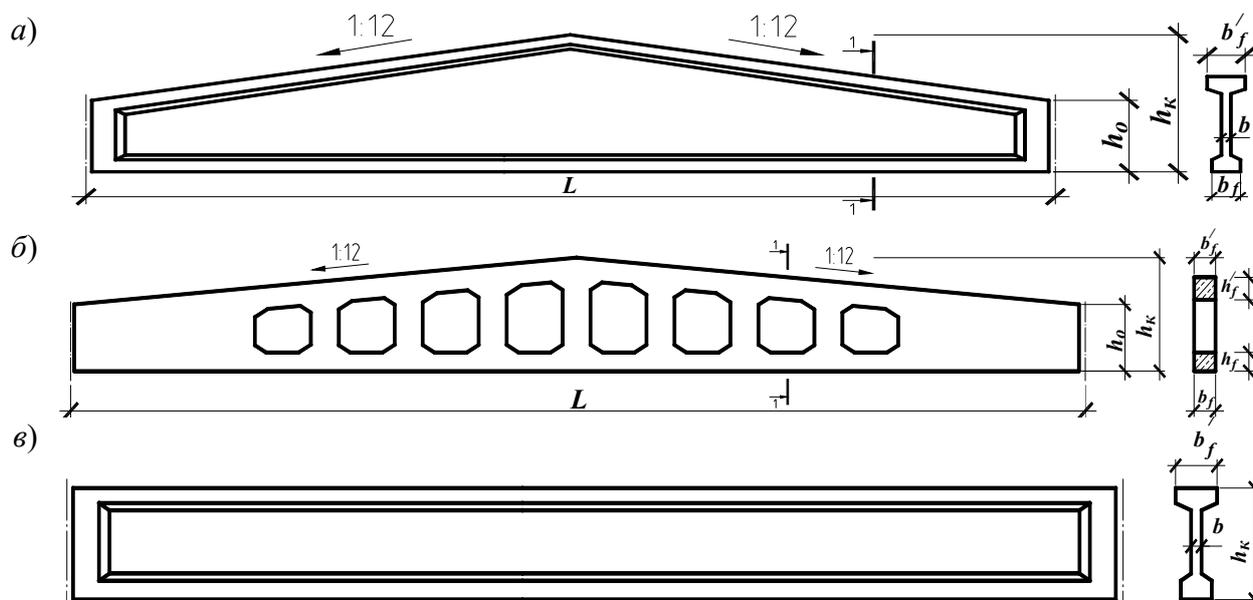
3.2 Стропильные конструкции

3.2.1 Балки покрытий.

Железобетонные стропильные балки применяются для перекрытия пролетов 6, 9, 12 и 18 м (таблица 3.2, рисунок 3.1). При больших пролетах они уступают фермам по технико-экономическим показателям. Наиболее экономичным является двутавровое и тавровое поперечное сечение балок с вертикальной стенкой, толщину которой (60...100 мм) устанавливают из удобства обеспечения прочности и трещиностойкости.

Таблица 3.2 – Балки покрытий для зданий со скатными и плоскими кровлями

Тип ригеля	Пролет L , м	Шаг l_p , м	Высота, мм		Размеры сечения, мм			Вес, кН	Допускаемое воздействие кН/м ²
			на опоре h_o	в коньке h_k	верхней полки (пояса) $b'_f \times h'_f$	нижней полки (пояса, затяжки) $b_f \times h_f$	ребра (решетки) b_w		
Двускатные балки двутаврового сечения	12	6	790	1290	210 × 190	180 × 180	80	41	≤ 8,5
	18	6	900	1350	230 × 180	230 × 110	70	56	≤ 6,0
		12	900	1350	330 × 160	230 × 160	70	73	≤ 4,5
	24	6	800	2300	330 × 280	330 × 160	80	104	≤ 6,5
		12	900	2400	400 × 120	240 × 160	100	117	≤ 4,0
Двускатные балки решетчатые	12	6	890	1390	200 × 300	200 × 180	–	47	–
					200 × 360	200 × 240			
	18	6	890	1640	200 × 420	200 × 300	–	84	
					240 × 420	240 × 300		104	
					280 × 420	280 × 300		121	
Балки с параллельными поясами	12	6	890	–	280 × 120	280 × 150	80	45	≤ 8,5
					280 × 150	280 × 200	80	50	≤ 7,5
	18	6	1500	–	360 × 160	280 × 160	120	106	≤ 7,5
					360 × 200	280 × 200	120	120	≤ 5,2



a – двухскатная; *б* – решетчатая двухскатная; *в* – с параллельными поясами

Рисунок 3.1 – Общий вид и сечение железобетонных стропильных балок

У опор толщина стенки балок плавно увеличивается и устраивается уширение в виде вертикального ребра жесткости. Стенки балок в средней части пролета, где поперечные силы незначительны, могут иметь отверстия круглой или многоугольной формы, что несколько уменьшает расход бетона, создает технологические удобства для сквозных проводок и различных коммуникаций.

Высоту сечения балок в середине пролета принимают $1/10...1/15$ пролета. В двускатных балках высоту сечения у опор в большинстве случаев принимают 800 или 900 мм. Уклон верхнего пояса составляет $1 : 12$.

Ширину верхней сжатой полки балки для обеспечения устойчивости при транспортировании и монтаже принимают $1/50...1/60$ пролета. Ширину нижней полки для удобства размещения продольной растянутой арматуры назначают в пределах $250...300$ мм. Балки выполняют из бетона класса $C20/25...C40/50$ и армируют предварительно напряженной проволочной, стержневой или канатной арматурой.

Балки покрытия рассчитывают, как свободнолежащие на двух опорах. Воздействие на них передается от панелей покрытия через ребра, т. е. сосредоточенно. Однако если таких сил пять или более, то сосредоточенную силу заменяют равномерно распределенным воздействием. Расчет балки ведут по методу предельных состояний как для обычного изгибаемого элемента таврового или двутаврового сечения.

Для балок с параллельными поясами расчетное по моменту сечение находится в середине пролета. В двускатных балках такое сечение находится в месте, где эпюра материалов наиболее близко подходит к эпюре изгибающих моментов (минимальный запас прочности). Расстояние x от опоры до расчетного сечения можно найти из совместного решения уравнения изгибающих моментов и эпюры материалов. При уклоне верхнего пояса $1 : 12$ расстояние $x = 0,37 \cdot l_{eff}$, где l_{eff} –

расчетный пролет. В общем случае расстояние $x = (0,35 \dots 0,4) \cdot l_{eff}$.

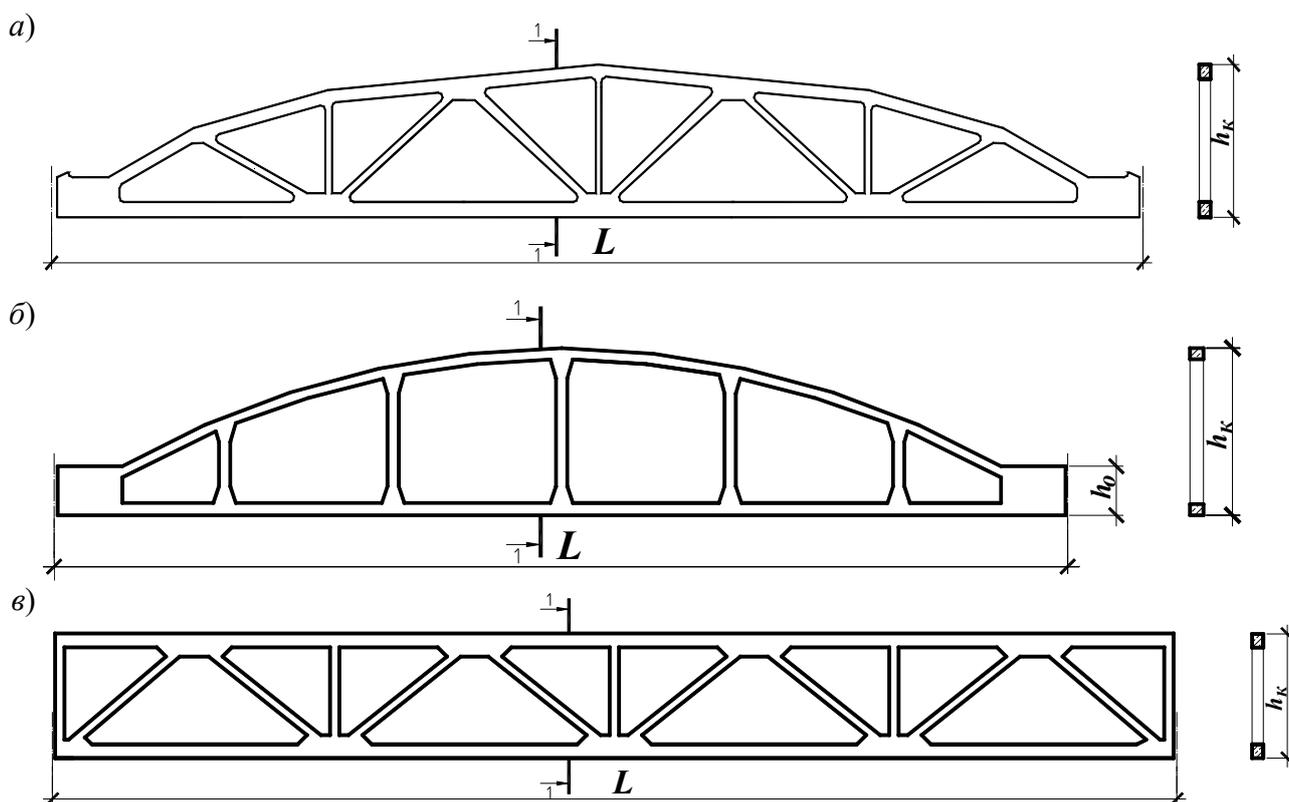
По моменту в расчетном сечении определяют необходимое количество продольной предварительно напряженной арматуры, которую располагают в нижнем поясе. Стенку балки армируют сварными каркасами. Поперечную арматуру определяют из расчета прочности наклонных сечений на действие поперечной силы у опор (в месте изменения толщины стенки и в месте опирания первой плиты покрытия). Арматуру устанавливают согласно сортаменту арматурной стали (таблицы В.1 и В.2).

3.2.2 Фермы.

Железобетонные предварительно напряженные стропильные фермы нашли широкое применение в качестве ригелей покрытий промышленных зданий при пролетах 18, 24, и 30 м при шаге колонн 6 и 12 м (таблица 3.3, рисунок 3.2).

Таблица 3.3 – Фермы для зданий со скатными и плоскими кровлями

Тип ригеля	Пролет L , м	Шаг l_p , м	Высота, мм		Размеры сечения, мм			Вес, кН	Допуска- емое воз- действие кН/м ²
			на опоре h_o	в конь- ке h_k	верхней полки (пояса) $b'_f \times h'_f$	нижней полки (пояса, затяжки) $b_f \times h_f$	ребра (решетки) b_w		
Фермы сегментные раскосные	18	6	890	2630	200 × 180	200 × 180	120 × 150	45	≤ 4,0
				2640	250 × 180	250 × 200	120 × 150	60	≤ 7,0
		12	890	2725	250 × 250	250 × 300	150 × 150	78	≤ 5,0
				2735	300 × 250	300 × 320	150 × 150	94	≤ 7,0
	24	6	890	3160	250 × 200	250 × 220	150 × 150	92	≤ 4,0
				3240	250 × 280	250 × 300	150 × 150	112	≤ 7,0
		12	890	3280	300 × 300	300 × 360	150 × 200	149	≤ 4,0
				3315	350 × 350	350 × 380	150 × 200	186	≤ 7,0
	30	6	790	3875	300 × 360	300 × 300	240 × 120	170	≤ 6,0
				3860	350 × 360	350 × 350	240 × 150	255	≤ 4,5
		12	780	3875	400 × 360	400 × 360	240 × 180	298	≤ 5,5
Фермы арочные безраскос- ные	18	6	880	3000	240 × 200	240 × 220	240 × 250	65	≤ 4,0
					240 × 250	240 × 280	240 × 250	82	≤ 6,0
		12	880	3000	280 × 250	280 × 280	280 × 250	92	≤ 4,0
					280 × 300	280 × 340	280 × 300	105	≤ 7,0
	24	6	880	3300	240 × 200	240 × 220	240 × 250	92	≤ 4,0
					240 × 250	240 × 280	240 × 250	105	≤ 6,0
		12	880	3300	240 × 300	240 × 340	240 × 250	117	≤ 4,0
					280 × 300	280 × 340	280 × 300	142	≤ 5,0
			280 × 420	280 × 460	280 × 350	182	≤ 7,0		
Фермы с параллель- ными поясами	18	6	2685	–	240 × 220	240 × 200	150 × 120	75	≤ 6,0
					240 × 260	240 × 240	150 × 120	82	≤ 8,0
		12	2685	–	280 × 300	280 × 300	150 × 120	102	≤ 7,5
					280 × 350	280 × 350	150 × 120	119	≤ 9,0
	24	6	2685	–	240 × 300	240 × 300	150 × 120	120	≤ 6,5
					240 × 340	240 × 340	150 × 120	134	≤ 8,5
	12	2685	–	280 × 350	280 × 350	180 × 120	160	≤ 6,5	



a – сегментная раскосная; *б* – арочная безраскосная; *в* – с параллельными поясами

Рисунок 3.2 – Общий вид и сечение железобетонных ферм

Фермы устанавливают на колонны или крепят к подстропильным фермам с помощью анкерных болтов или сварки закладных опорных элементов. По фермам укладывают плиты покрытий или другие конструктивные элементы кровли.

Очертание стропильных ферм зависит от профиля кровли и общей компоновки покрытия. Для одноэтажных промышленных зданий со скатной кровлей наиболее предпочтительными по экономическим показателям и схеме статической работы являются сегментные раскосные с верхним поясом ломаного очертания фермы и безраскосные фермы арочного очертания.

Фермы пролетом 18 и 24 м изготавливаются цельными, пролетом 30 м – цельными или из двух полуферм. Решетку полуферм следует разбивать так, чтобы стык нижнего пояса составных ферм для удобства монтажа был выносным, т. е. располагался между узлами. Способы бетонирования ферм и натяжения арматуры определяются условиями изготовления.

Высоту фермы в середине пролета назначают равной $1/7 \dots 1/9$ пролета. Во избежание воздействия внеузловой нагрузки при применении панелей покрытия шириной 3 м длину панели верхнего пояса принимают равной 3 м. Ширина сечений всех элементов фермы принимается одинаковой и равной 240...280 мм – раскосных ферм и 200...350 мм – безраскосных ферм, что достаточно для опирания плит покрытия пролетом 6 и 12 м. Высота поперечных сечений верхних и

нижних поясов принимается равной 180...460 мм и диктуется условиями прочности и размещения напрягаемой арматуры. Высота поперечного сечения стоек назначается из условия $h_2 / h_1 = 0,7...0,8$, где h_2 и h_1 – высота поперечного сечения стоек (раскосов) и поясов соответственно.

В целях унификации размеры поперечных сечений элементов типовых ферм пролетами 18 и 24 м определяются в зависимости от типов опалубки, зависящих от воздействия на покрытие и шага ферм. Типы опалубки и унифицированные размеры сечений элементов раскосных и безраскосных ферм в курсовом проекте следует назначать по таблицам 3.4–3.7.

Таблица 3.4 – Типы опалубки раскосных ферм

Пролет и шаг ферм $L \times B$, м	Расчетное воздействие, кН/м		Класс бетона по прочности на сжатие	Тип опалубки
	полное	в том числе снеговое		
18×6	≤ 3,0	≤ 1,0	C20/25...C40/50	1
	4,0	2,1		2
	5,0	1,0		1
		1,4...2,8		2
	6,0	1,4...2,8		2
	7,0	2,1...2,8		2
24×6	≤ 3,0	≤ 1,0	C20/25...C40/50	1
	4,0	1,0		1
		1,4...2,1		2
	5,0	1,0		1
		1,4...2,8		2
	6,0	1,4...2,8		2
7,0	2,1...2,8	2		
18×12	≤ 3,0	1,0	C20/25...C40/50	1
	4,0	1,0...2,1		2
		1,0		3
	1,4...2,8	2		
	6,0	1,4...2,8	3	
	7,0	2,1...2,8	C30/37...C40/50	4
24×12	≤ 3,0	1,0	C20/25...C40/50	1
	4,0	1,0		1
		1,4...2,1		2
	5,0	1,0		3
		1,4...2,8		2
	6,0	1,4...2,8		3
7,0	2,1...2,8	C30/37...C40/50	4	

Таблица 3.5 – Унифицированные размеры поперечных сечений элементов раскосных ферм

Пролет, м	Тип опалубки	Размеры сечений $b \times h$, мм			Масса фермы, т
		Верхний пояс	Нижний пояс	Стойки и раскосы	
18	1	200×180	200×180	120×150	4,5
	2	250×180	250×200	120×150	6,0
	3	250×250	250×300	150×150	7,8
	4	300×250	300×320	150×150	9,4
24	1	250×200	250×220	150×150	9,2
	2	250×280	250×300	150×150	11,2
	3	300×300	300×360	150×200	14,9
	4	350×350	350×380	150×200	18,6

Примечание – h – размер в плоскости фермы; b – то же из плоскости фермы

Таблица 3.6 – Типы опалубки безраскосных ферм

Пролет и шаг ферм $L \times B$, м	Расчетное воздействие, кН/м		Класс бетона по прочности на сжатие	Тип опалубки
	полное	в том числе снеговое		
18×6	≤ 3,0	≤ 1,0	C20/25...C40/50	1
	4,0	1,4		1
	5,0	2,1		2
	6,0	3,5		2
24×6	≤ 3,0	≤ 0,7	C20/25...C40/50	1
	4,0	2,1		1
	5,0	2,1		2
	6,0	2,1		2
18×12	≤ 3,0	≤ 0,7	C20/25...C40/50	3
	4,0	1,0		3
	5,0	1,4	C20/25...C30/37	4
		2,1	C35/45...C40/50	3
	6,0	2,1	C20/25...C40/50	4
7,0	2,1	C30/37...C40/50	4	
24×12	≤ 3,0	≤ 0,7	C20/25...C40/50	4
	4,0	1,4		4
	5,0	2,1		4
	6,0	2,1		5
	7,0	2,1		5

Таблица 3.7 – Унифицированные размеры поперечных сечений элементов безраскосных ферм

Пролет, м	Тип опалубки	Размеры сечений $b \times h$, мм			Масса фермы, т
		Верхний пояс	Нижний пояс	Стойки и раскосы	
18	1	240×200	240×220	240×250	6,5
	2	240×250	240×280	240×250	8,2
	3	280×250	280×280	280×250	9,2
	4	280×300	280×340	280×300	10,5
24	1	240×200	240×220	240×250	9,2
	2	240×250	240×280	240×250	10,5
	3	240×300	240×340	240×250	11,7
	4	280×300	280×340	280×300	14,2
	5	280×420	280×460	280×350	18,2

Примечание – h – размер в плоскости фермы; b – то же из плоскости фермы

Верхний пояс, стойки и раскосы ферм армируют пространственными сварными каркасами, продольные стержни каркаса верхнего пояса выполняют из стали классов S500, стоек и раскосов – из стали классов S240. Поперечные стержни в большинстве случаев принимают из стали классов S500 и S240.

Нижний растянутый пояс и наиболее нагруженные растянутые раскосы проектируют предварительно напряженными с натяжением арматуры, как правило, на упоры. В качестве напрягаемой арматуры может применяться канатная, стержневая и проволочная арматура. Монтажную арматуру нижнего пояса проектируют в виде пространственного каркаса, составленного из двух половинок, продольную и поперечную арматуру каркаса нижнего пояса выполняют из арматуры класса S240 или S500. Арматуру устанавливают согласно сортаменту арматурной стали (таблицы В.1 и В.2).

При армировании сечений элементов ферм необходимо иметь в виду, что диаметр продольных стержней должен быть не менее 12 мм, а расстояние между осями стержней – не более 400 мм. Как правило, наименьший расход арматурной стали получается при несимметричном армировании. На практике армирование внецентренно сжатых элементов (содержание арматуры в сечении) составляет 0,005...0,012.

В узлах железобетонных ферм для надежной передачи усилий от одного элемента к другому создают специальные уширения – вуты, позволяющие лучше разместить и заанкерить арматуру решетки. Узел фермы, включающий уширение, армируют окаймляющими стержнями диаметром 10...20 мм и вертикальными поперечными стержнями диаметром 6...10 мм с шагом 100...150 мм, объединенных в сварные боковые каркасы. Анкеровка продольной арматуры растянутого элемента решетки в бетоне узла обеспечивается периодическим профилем поверхности стержней и анкеров в виде коротышей, петель, высаженных головок и поперечных стержней.

Опорный узел фермы для обеспечения надежной работы под воздействием дополнительно армируют продольной и поперечной арматурой, которые объеди-

няются в боковые обхватывающие каркасы. С целью обеспечения надежной анкеровки напрягаемой и ненапрягаемой арматуры на опорном участке узла устраивают пространственную обойму, состоящую из листа и стержней опорной закладной детали, гребенок и сеток косвенной арматуры, в месте сопряжения опорного узла и нижнего пояса возникает концентрация напряжений. Для ограничения ширины раскрытия трещин в месте сопряжения устанавливают гнутую сетку.

Воздействия всех видов передаются на пояс фермы в виде сосредоточенных сил в местах опирания ребер плит покрытия, мест крепления связей и мест крепления различных грузов. При составлении расчетной схемы ферм делаются следующие допущения.

1 Каждый стержень фермы заменяется его геометрической осью.

2 Стержни, образующие узел, сходятся в одной точке – в центре узла, взаимное соединение стержней шарнирное.

3 Все воздействия, приложенные в плоскости фермы, сосредотачиваются в узлах.

Статический расчет фермы выполняется одним из методов строительной механики. Усилия в элементах ферм, как правило, определяются для нескольких схем загрузки снегом воздействием в зависимости от профиля и месторасположения фермы в покрытии здания.

В курсовом проекте расчет элементов фермы по несущей способности сводится к подбору сечения арматуры, подбор сечения бетона не производится, т. к. в целях унификации размеры элементов целесообразно принимать по типовым решениям.

Узлы ферм рассчитываются по несущей способности, при этом, если нижний пояс фермы армируется самоанкеривающейся арматурой, натягиваемой на упоры, то в опорном узле расчету на прочность подлежит поперечная арматура из условия обеспечения надежности заанкеривания продольной арматуры и прочности по наклонному сечению, остальную арматуру в опорном узле устанавливают по конструктивным соображениям.

В промежуточных узлах раскосных ферм, где анкеровка растянутых элементов решетки осуществляется за счет сцепления арматуры с бетоном, расчету подлежат поперечная арматура промежуточных узлов и стержни, окаймляющие узел. Помимо требований расчета армирование промежуточных узлов должно удовлетворять и конструктивным требованиям.

3.2.3 Арки.

При пролетах 30 м и более в качестве стропильных конструкций покрытий при шаге колонн 12 и 6 м применяются арки (таблица 3.8, рисунок 3.3), т. к. по расходу материала и по трудоемкости изготовления становятся экономичнее ферм, несмотря на то что в практике строительства распространены различные по статической схеме работы железобетонные арки (двухшарнирные, трехшарнирные и безшарнирные).

Таблица 3.8 – Унифицированные размеры поперечных сечений элементов арок

Тип ригеля	Пролет L , м	Шаг l_p , м	Высота, мм		Размеры сечения, мм			Вес, кН	Допускаемое воздействие, кН/м ²
			на опоре h_o	в коньке h_k	верхней полки (пояса) $b'_f \times h'_f$	нижней полки (пояса, затяжки) $b_f \times h_f$	ребра (решетки) b_w		
Арки	24	6; 12	800	3450	300 × 600	300 × 300	80	170	≤ 6,0
	30	6; 12	800	4350	400 × 800	400 × 400	80	280	≤ 6,0
	36	6; 12	800	4700	500 × 1000	440 × 440	100	400	≤ 6,0

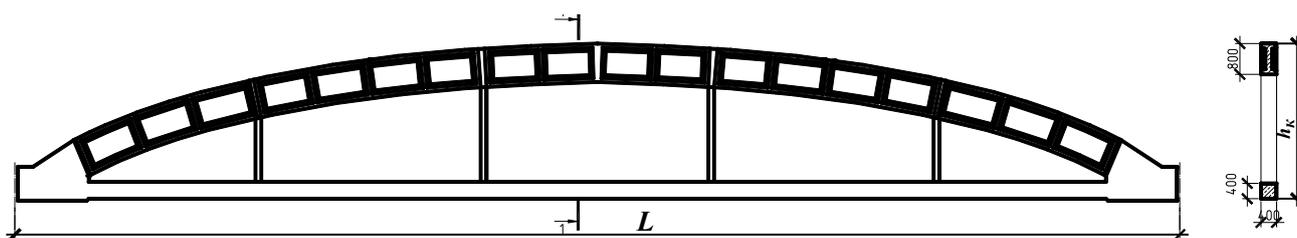


Рисунок 3.3 – Общий вид и сечение железобетонных арок

Наибольшее применение для покрытий одноэтажных промышленных зданий получили пологие сборные двухшарнирные арки с затяжками, которые являются один раз статически неопределимыми системами, малочувствительными к осадкам опор.

Двухшарнирные арки проектируют пологими со стрелой подъема $1/5 \dots 1/9$ пролета, чаще параболического очертания, при котором ось арки близка к кривой давления, и, следовательно, изгибающие моменты в сечениях арки минимальны. На практике для типизации конструкций, унификации блоков сборных арок и упрощения производства работ очертания осей пологих двухшарнирных арок принимают по дуге окружности.

Сечение сборных арок принимают прямоугольным или двутавровым, высота сечения $h = 1/30 \dots 1/40$ пролета, ширина $b = (0,4 \dots 0,5) \cdot h$, а размер стенки двутаврового сечения арки $b_w = 80 \dots 100$ мм, сборные блоки арки проектируют длиной по 6 м и соединяются при сборке путем ванной сварки выпусков рабочей арматуры с заделкой швов бетоном, или соединение блоков возможно также сваркой установленных в торцах закладных деталей.

Затяжки арок проектируют стальными или железобетонными. Стальные затяжки могут быть гибкими из стержней большого диаметра или жесткими, из профильной стали. Концы таких затяжек приваривают к закладным деталям опорного узла, заделывают в опорный узел или выводят за торец опорного узла и закрепляют гайками. Железобетонная затяжка проектируется предварительно напряженной с натяжением арматуры, как правило, на упоры и является более эффективной как по технологии изготовления, так и восприятию усилий. Железобетонные предварительно напряженные затяжки мало податливы, поэтому

изгибающие моменты в арках от смещения опор на 30 %...45 % меньше по сравнению со стальными затяжками, размеры поперечного сечения железобетонной предварительно напряженной затяжки принимают 300...500 мм и изготавливают их в виде цельного элемента с опорными блоками, что значительно повышает надежность опорных узлов и обеспечивает требования по анкеровке растянутой арматуры затяжек в бетоне опорных узлов.

Арки армируют пространственными сварными каркасами. Продольные стержни каркаса выполняют из стали класса S500, поперечные – из стали классов S240 и S500, в качестве напрягаемой арматуры железобетонной затяжки применяется высокопрочная стержневая или канатная арматура, а также высокопрочная проволочная с рассредоточением по сечению проволок.

Для уменьшения провисания затяжек в арках предусматривают металлические или железобетонные подвески через 3...6 м по длине арки, подвески крепят к арке и затяжке с применением сварки стальных закладных деталей.

Рассчитывают арки на воздействие от собственного веса, веса покрытия, снеговое воздействие и при необходимости на воздействие от подвешенного оборудования. При этом в расчетах учитывают сплошное равномерное распределенное постоянное воздействие (от собственного веса арки и веса покрытия) и несколько схем загрузки снегом воздействием, воздействие от подвешенного оборудования принимают в виде сосредоточенных сил в местах их крепления.

Статический расчет арки выполняется методами строительной механики. В курсовом проекте расчет элементов арки по несущей способности сводится к подбору сечения арматуры. Подбор сечения бетона не производится, т. к. в целях унификации размеры элементов целесообразно принимать по типовым решениям.

4 Определение воздействий на поперечную раму

В курсовом проекте при расчете поперечной рамы учитываются следующие виды воздействий: постоянные и переменные (снеговые, ветровые и краевые). Воздействия, 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].

4.1 Постоянные воздействия

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. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий следует назначать согласно [3]. Тип стропильной конструкции покрытия производственного здания указывается в задании на курсовой проект.

Пример нагрузки на 1 м² кровли представлен в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Поверхностная распределенная нагрузка от кровли здания

Состав покрытия	Характеристическое значение g_k , кН/м ²	Частный коэффициент γ_G	Расчетное значение g_d , кН/м ²
1 Два слоя изолирующего материала «Кровляэласт»	0,15	1,3	0,195
2 Цементно-песчаная стяжка М100 $t = 40$ мм ($\rho = 1800$ кг/м ³)	0,72	1,3	0,936
3 Утеплитель – пенополистирол $t = 120$ мм ($\rho = 40$ кг/м ³)	0,048	1,3	0,062
4 Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $t = 3$ мм ($m = 5$ кг/м ²)	0,05	1,3	0,065
5 Сборные железобетонные ребристые плиты покрытия	1,75	1,2	2,1
Итого:	2,72		3,358

Постоянное расчетное воздействие от покрытия на крайнюю колонну $G_{d,1}$ определяется по формуле

$$G_{d,1} = g_d \cdot \frac{L}{2} \cdot B + G_{d,B}, \quad (4.1)$$

где L – пролет здания;

B – шаг колонн;

$G_{d,B}$ – расчетное воздействие от собственного веса стропильной балки.

Значение $G_{d,B}$ рассчитывается по формуле

$$G_{d,B} = g_{k,B} \cdot \frac{L}{2} \cdot \gamma_G, \quad (4.2)$$

где $g_{k,B}$ – нормативное погонное воздействие от собственного веса стропильной конструкции (см. таблицы 3.1–3.8).

Воздействие от собственного веса подкрановой балки и крановых путей $G_{d,2}$ вычисляется по формуле

$$G_{d,2} = (g_{k,ПБ} + g_{k,КР}) \cdot L_{ПБ} \cdot \gamma_G, \quad (4.3)$$

где $g_{k,ПБ}$ – нормативное погонное воздействие от собственного веса подкрановой балки (при пролете подкрановой балки 6 м ее собственный вес равен 42 кН, при пролете 12 м – 115 кН);

$g_{k,КР}$ – нормативное погонное воздействие от собственного веса крановых путей (см. таблицу 2.2);

$L_{ПБ}$ – длина подкрановой балки.

Постоянное воздействие от собственного веса парапетных панелей $G_{d,3}$ определяется по формуле

$$G_{d,3} = g_{k,w} \cdot \sum h_w \cdot B \cdot \gamma_G, \quad (4.4)$$

где $g_{k,w}$ – нормативное значение веса 1 м^2 стеновых панелей (см. таблицу 2.3);

$\sum h_w$ – общая высота стеновых панелей выше уровня подкрановой балки.

Постоянное воздействие от веса перемышечных стеновых панелей и остекления над ними $G_{d,4}$ рассчитывается по формуле

$$G_{d,4} = (g_{k,w} \cdot \sum h_w + g_{k,ост} \cdot h_{ост}) \cdot B \cdot \gamma_G, \quad (4.5)$$

где $g_{k,ост}$ – нормативное воздействие от панелей оконного заполнения, можно принять $g_{k,ост} = 0,4 \text{ кН/м}^2$;

$h_{ост}$ – общая высота панелей остекления.

Значение частного коэффициента γ_G в формулах (4.2)–(4.5) принимается с учетом требований [2, таблица А.3].

4.2 Снеговые воздействия

Согласно [4] для постоянных/переходных расчетных ситуаций характеристические снеговые нагрузки на покрытия следует определять по формуле

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (4.6)$$

где μ_i – коэффициент формы снеговых нагрузок; допускается принимать $\mu_i = \mu_1 = 0,8$ [4, таблица 5.2];

s_k – характеристическое значение снеговых нагрузок на грунт [4, таблица НП.1];

C_e – коэффициент окружающей среды; допускается принимать $C_e = 1$ [4, таблица НП.1];

C_t – температурный коэффициент; допускается принимать $C_t = 1$ [4, таблица НП.1].

Расчетное погонное равномерно распределенное воздействие от снега на ригель рамы

$$q_s = s \cdot \gamma_Q \cdot B, \quad (4.7)$$

где γ_Q – частный коэффициент для снегового воздействия ($\gamma_Q = 1,6$ при отношении характеристического значения снегового воздействия к полному значению воздействия на элемент конструкции, включая воздействие от его собственного веса (более 0,5); $\gamma_Q = 1,5$ – в других случаях [2]);

B – шаг ферм и колонн.

В соответствии с [4, п. 6.2] при наличии на покрытии выступающих частей и заграждений схема распределения снегового воздействия представлена на рисунке 4.1.

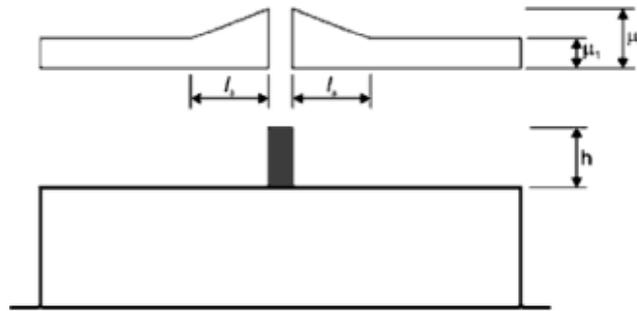


Рисунок 4.1 – Коэффициенты формы снеговых воздействий на покрытиях с выступающими частями и заграждениями [4]

Коэффициент формы снеговых воздействий $\mu_1 = 0,8$, тогда μ_2 определяется по формуле

$$\mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{s_k}, \quad (4.8)$$

где γ – удельный вес снега, допускается принимать $\gamma = 2 \text{ кН/м}^3$ [4];

h – высота парапета, м.

Значение коэффициента формы снеговых воздействий μ_2 должно быть в пределах $0,8 \leq \mu_2 \leq 2$ [5].

Значение l_s допускается принять равным $2h$, но в пределах $2 \text{ м} \leq l_s \leq 6 \text{ м}$ [5].

Снеговое воздействие на покрытие у парапета вычисляется по формуле

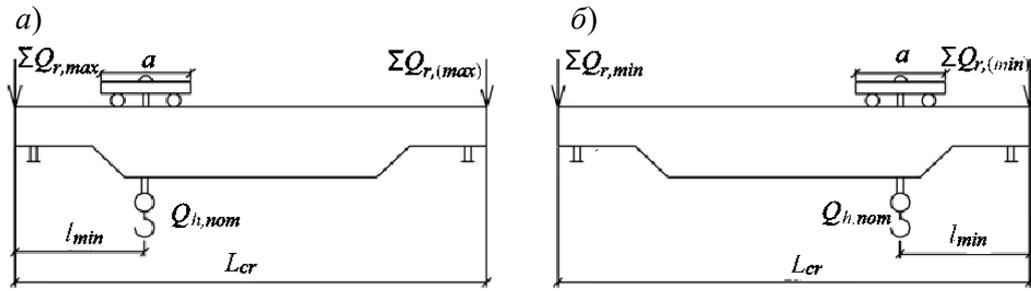
$$s_1 = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k. \quad (4.9)$$

Таким образом, расчетное погонное равномерно распределенное воздействие от снега на ригель рамы у парапета равно

$$q_{s1} = s_1 \cdot \gamma_Q \cdot B. \quad (4.10)$$

4.3 Крановые воздействия

Согласно [5] при расчете вертикальных крановых воздействий необходимо учитывать четыре значения вертикального давления на подкрановые балки (рисунок 4.2).



a – с целью достижения максимального воздействия на балку подкранового пути;
б – с целью достижения минимального воздействия на балку подкранового пути [5]

Рисунок 4.2 – Распределение вертикальных воздействий на балки подкрановых путей

Максимальное давление от нагруженного крана $\Sigma Q_{r,max}$ определяется по формуле

$$\Sigma Q_{r,max} = \sum_{i=1}^n Q_{r,max} \cdot y_i \cdot \gamma_{G,sup}, \quad (4.11)$$

где y_i – i -я ордината линии влияния, м;

$\gamma_{G,sup}$ – частный коэффициент для кранового воздействия, $\gamma_{G,sup} = 1,35$ [5].

Максимальное давление от нагруженного крана на противоположную колонну $\Sigma Q_{r,(max)}$ вычисляется по формуле

$$\Sigma Q_{r,(max)} = \sum_{i=1}^n Q_{r,(max)} \cdot y_i \cdot \gamma_{G,sup}. \quad (4.12)$$

Минимальное давление от крана без нагрузки $\Sigma Q_{r,min}$:

$$\Sigma Q_{r,min} = \sum_{i=1}^n Q_{r,min} \cdot y_i \cdot \gamma_{G,sup}. \quad (4.13)$$

Минимальное давление от крана без нагрузки на противоположную колонну $\Sigma Q_{r,(min)}$:

$$\Sigma Q_{r,(min)} = \sum_{i=1}^n Q_{r,(min)} \cdot y_i \cdot \gamma_{G,sup}. \quad (4.14)$$

Эти значения вертикального давления определяются с использованием построения линии влияния реакции подкрановой балки от двух сближенных кранов (рисунок 4.3). На рисунке 4.4 приведены схемы крановой нагрузки для кранов заданной грузоподъемности.

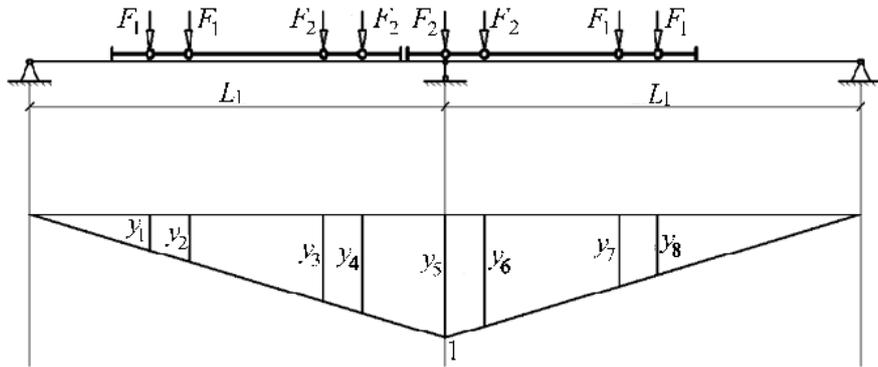
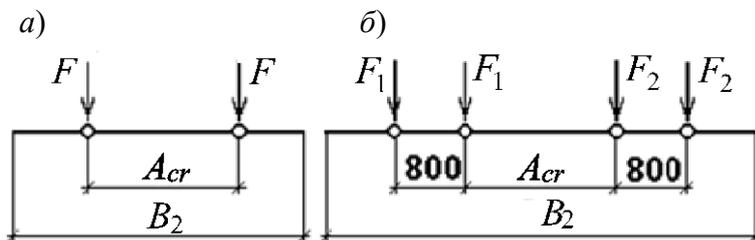


Рисунок 4.3 – Определение ординат линий влияния для кранов грузоподъемностью 80, 100 и 125 т



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

Рисунок 4.4 – Схемы кранового воздействия

Вертикальное воздействие $Q_{r,\max}$ на одно колесо крана определяется по формуле

$$Q_{r,\max} = \left[\frac{\left((Q_{h,\text{ном}} \cdot \varphi_2) + (G_T \cdot \varphi_1) \cdot (L_{cr} - l_{\min}) \right)}{L_{cr}} + \frac{(G_{cr} - G_T) \cdot \varphi_1}{2} \right] \cdot \frac{9,8}{n_0}, \quad (4.15)$$

где $Q_{h,\text{ном}}$ – грузоподъемность крана, т;

φ_2 – коэффициент динамичности для воздействия от веса груза, учитывающий колебания, возникающие при его подъеме;

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

φ_1 – коэффициент динамичности для нагрузки от собственного веса крана, учитывающий колебания, возникающие при подъеме груза над землей; допускается принимать $\varphi_1 = 1,1$ [5];

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; допускается принимать $l_{\min} = 0,87$ м [5];

n_0 – число колес по одной стороне крана.

Значение коэффициента динамичности для воздействия от веса груза находится по формуле

$$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 \cdot v_h, \quad (4.16)$$

где $\varphi_{2,\min} = 1,1$ [5];

$\beta_2 = 0,34$ для крана режима работы НС2 [5];

v_h – скорость подъема крюка, $v_h = 0,1$ м/с [5].

Вертикальное воздействие $Q_{r,(\max)}$ на одно колесо крана определяется по формуле

$$Q_{r,(\max)} = \frac{9,8 \cdot (Q_{h,nom} \cdot \varphi_2 + (G_T + G_{cr}) \cdot \varphi_1)}{n_0} - Q_{r,(\max)}. \quad (4.17)$$

Вертикальное воздействие $Q_{r,(\min)}$ на одно колесо крана вычисляется по формуле

$$Q_{r,(\min)} = \left[\frac{9,8 \cdot G_T \cdot \varphi_1 \cdot (L_{cr} - l_{\min})}{L_{cr}} + \frac{9,8 \cdot G_{cr} \cdot \varphi_1}{2} \right] \cdot \frac{1}{n_0}. \quad (4.18)$$

Вертикальное воздействие $Q_{r,(\min)}$ на одно колесо крана находится по формуле

$$Q_{r,(\min)} = \frac{9,8 \cdot (G_T + G_{cr}) \cdot \varphi_1}{n_0} - Q_{r,(\min)}. \quad (4.19)$$

При определении крановых воздействий в соответствии с [5] 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 могут быть рассмотрены горизонтальные воздействия от ускорения (торможения) моста крана.

При перемещении тележки вдоль моста крана возникают 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. Равнодействующая всех сил смещается ввиду разницы значений $H_{L,1}$ и $H_{L,2}$. Движущая сила приложена в центре массы крана. Возникающий при этом изгибаю-

щий момент уравнивается поперечными усилиями $H_{T,1}$ и $H_{T,2}$, которые определяются по формулам

$$H_{T,1} = \varphi_5 \cdot \xi_2 \cdot \frac{M}{A_{cr}}; \quad (4.20)$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \cdot \xi_1 \cdot \frac{M}{A_{cr}}, \quad (4.21)$$

где φ_5 – динамический коэффициент; допускается принимать $\varphi_5 = 1$ [5];
 A_{cr} – база крана (см. таблицу 2.1).

Коэффициенты ξ_2 и ξ_1 рассчитываются по формулам

$$\xi_2 = 1 - \xi_1; \quad (4.22)$$

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,\max}}{\sum Q_r}. \quad (4.23)$$

Значение $\sum Q_r$ находится по формуле

$$\sum Q_r = \sum Q_{r,\max} + \sum Q_{r,(\max)}. \quad (4.24)$$

Значение M определяется по формуле

$$M = k \cdot l_s, \quad (4.25)$$

где k – движущая сила.

$$k = \mu \cdot \sum Q_{r,\min}^*, \quad (4.26)$$

где μ – коэффициент трения, $\mu = 0,2$ [5].

Значение l_s вычисляется по формуле

$$l_s = (\xi_1 - 0,5) \cdot L_{cr}. \quad (4.27)$$

Горизонтальные воздействия T_1 и T_2 , передаваемые подкрановыми балками на колонну, вычисляются при том же положении мостовых кранов и приложены к раме в уровне верха подкрановой балки, определяются по формулам

$$T_1 = H_{T,1} \cdot y_i \cdot \gamma_{G,\sup}; \quad (4.28)$$

$$T_2 = H_{T,2} \cdot y_i \cdot \gamma_{G,\sup}. \quad (4.29)$$

4.4 Ветровые воздействия

В соответствии с [6] 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 рассчитывается по формуле

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}, \quad (4.30)$$

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 [6, таблица НП.1], м/с;

c_{dir} – коэффициент, учитывающий направление ветра, $c_{dir} = 1$ согласно [6, таблица НП.1];

c_{season} – сезонный коэффициент, $c_{season} = 1$ согласно [6, таблица НП.2].

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ на высоте z над уровнем земли, зависящая от шероховатости местности, орографии и базового значения скорости ветра v_b , вычисляется по формуле

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b, \quad (4.31)$$

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

$c_0(z)$ – орографический коэффициент [6, таблица НП.1].

Значение коэффициента $c_r(z)$ при $z_{min} \leq z < z_{max}$ определяется по формуле

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad (4.32)$$

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

z_0 – параметр шероховатости [6, таблица 4.1];

k_r – коэффициент местности; зависит от параметра шероховатости поверхности z_0 и находится по формуле

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}, \quad (4.33)$$

где $z_{0,II}$ принимается согласно [6, таблица 4.1].

Интенсивность турбулентности $l_v(z)$ на высоте z определяется по формуле

$$l_v(z) = \frac{k_i}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}, \quad (4.34)$$

где k_i – коэффициент турбулентности, $k_i = 1$ согласно [6, таблица НП.1].

Влияниями орографии можно пренебречь, если средний уклон местности с наветренной стороны менее 3° .

Пиковое значение скоростного напора $q_p(z)$ на высоте z определяется по формуле

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z), \quad (4.35)$$

где ρ – плотность воздуха, $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ согласно [6, таблица НП.1].

Ветровое давление w_e , действующее на внешние поверхности конструкций здания, рассчитывается по формуле

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (4.36)$$

где $q_p(z_e)$ – пиковое значение скоростного напора ветра; можно принять, что $q_p(z_e) = q_p(z)$;

z_e – базовая высота для внешнего давления;

c_{pe} – аэродинамический коэффициент внешнего давления [6, таблица 7.1].

Ветровое давление w_i , действующее на внутренние поверхности конструкций здания, вычисляется по формуле

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}, \quad (4.37)$$

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

z_i – базовая высота для внутреннего давления;

c_{pi} – аэродинамический коэффициент внутреннего давления.

Коэффициенты наружного давления c_{pe} для зданий и его частей зависят от размера загруженной площади A , которая является площадью конструкции, создающей ветровое воздействие в рассчитываемом сечении.

Для наветренных стен прямоугольных в плане зданий наружные давления по высоте здания при $h \leq b$ определяются по рисунку 4.5.

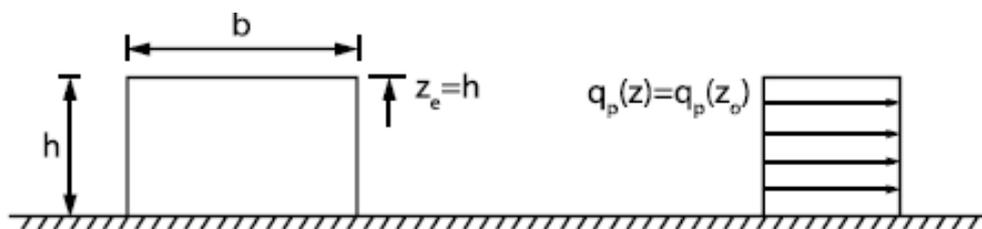


Рисунок 4.5 – К расчету ветровых воздействий для зданий при $h \leq b$ [6]

Схема здания и распределение ветровых нагрузок согласно [6] представлены на рисунке 4.6.

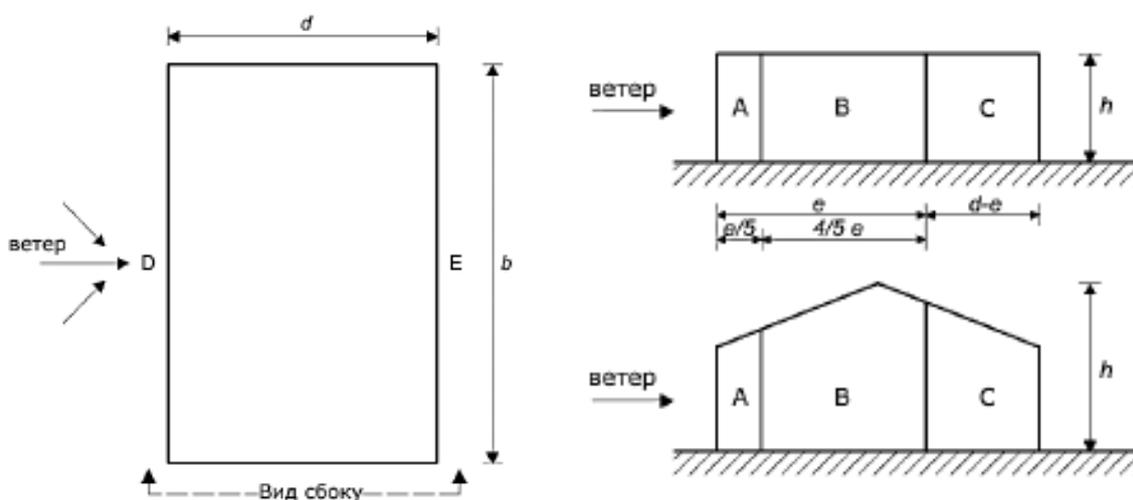


Рисунок 4.6 – Схема здания для расчета ветрового воздействия [6]

Коэффициенты наружного давления $c_{pe,10}$ и $c_{pe,1}$ для зон $A-E$ представлены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Коэффициенты наружного давления $c_{pe,10}$ и $c_{pe,1}$ [6]

Зона	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$								
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	

В курсовом проекте при расчете ветрового воздействия на вертикальные стены поперечной рамы рассматриваются только зоны D и E .

Учет ветрового давления, приложенного к внутренним поверхностям конструкций зданий, выполняется с использованием аэродинамического коэффициента внутреннего давления c_{pi} , который, в случае невозможности определения приемлемого параметра проницаемости наружного ограждения или в случае невозможности

сти 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} .

Значение ветрового воздействия для средней рамы q_w при учете самого неблагоприятного сочетания при одновременном воздействии внешнего и внутреннего давления определяется по формуле

$$q_w = c_s c_d \cdot q_p(z) \cdot B \cdot \gamma_Q, \quad (4.38)$$

где $c_s c_d$ – конструкционный коэффициент; допускается принимать $c_s c_d = 1$ [6];

γ_Q – частный коэффициент, $\gamma_Q = 1,5$ [2].

Схема характерных зон для расчета ветрового воздействия на плоские покрытия, имеющие уклон менее $\pm 5^\circ$, представлена на рисунке 4.7.

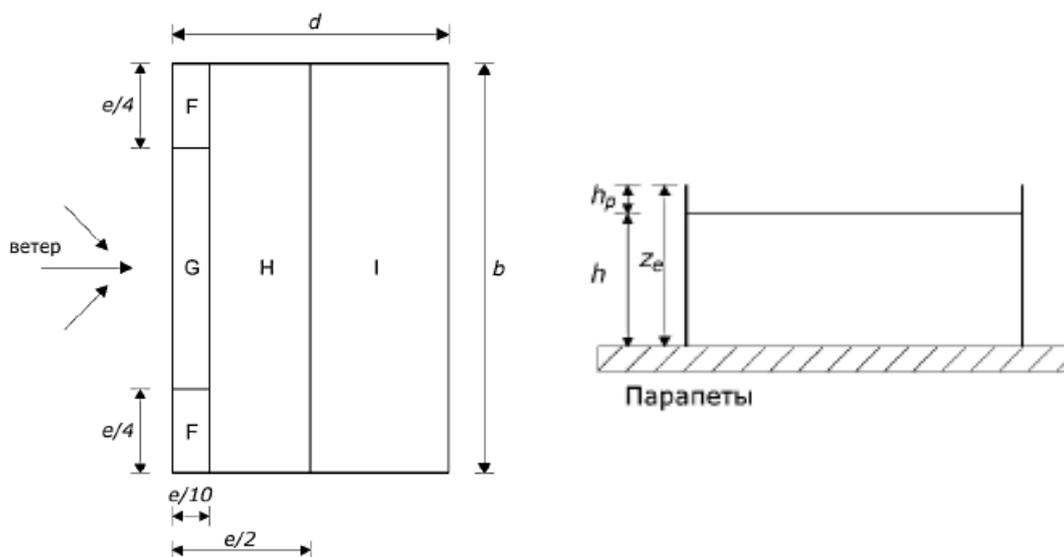


Рисунок 4.7 – Схема характерных зон для расчета ветрового воздействия на плоские покрытия ($e = b$ или $2h$, принимается меньшее значение) [6]

Значения аэродинамических коэффициентов для покрытия представлены в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Коэффициенты наружного давления $c_{pe,10}$ и $c_{pe,1}$ [6]

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

5 Статический расчет поперечной рамы и выбор комбинаций расчетных усилий

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

Сбор воздействий должен выполняться в соответствии с действующими ГНПА.

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.

Рассматриваются следующие загрузки поперечной рамы:

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

Статический расчет рамы выполняется для каждого нагружения. Далее вычисляются значения усилий M , Q и N в 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.

Нагрузка на расчетной схеме задается в последовательных нагружениях. В первом нагружении прикладываются постоянные воздействия. В последующих – снеговые, ветровые и крановые. 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:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}; \quad (5.1)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (5.2)$$

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 коэффициентов $\gamma_{G,j}, \gamma_{Q,i}, \psi_{0,i}, \xi$ принимаются согласно положениям [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 воздействий, генерация расчетных сочетаний усилий (РСУ) и подбор сечения.

После создания геометрической схемы рамы и опор переходят к заданию воздействий, 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 с помощью программных комплексов необходимо задавать характеристические значения нагрузок, а сочетания воздействий следует выполнять со значениями частных коэффициентов согласно требованиям действующих ТНПА.

Список литературы

1 **СП 5.03.01–2020**. Бетонные и железобетонные конструкции. – Переиздание (март 2022 г.) с Изменением № 1 (введено в действие с 20.05.2022 постановлением Минстройархитектуры от 15.03.2022 № 33). – Введ. 16.09.2020 (с отменой СНиП 2.03.01–84 и СНБ 5.03.01–02). – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 244 с.

2 **СН 2.01.01–2022**. Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 23.11.2022 (взамен СН 2.01.01–2019). – Минск: Минстройархитектуры, 2022. – 65 с.

3 **СН 2.01.02–2019**. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий. – Введ. 16.11.2019 (с отменой ТКП EN 1991-1-1–2016 (33020)). – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 39 с.

4 **СН 2.01.04–2019**. Воздействия на конструкции. Снеговые нагрузки. – Введ. 16.11.2019 (с отменой ТКП EN 1991-1-3–2009 (02250)). – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 42 с.

5 **ТКП EN 1991-3–2009 (02250)**. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Ч. 3: Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием. Введ. 01.01.2010. – Минск: Минстройархитектуры, 2010. – 73 с.

6 **СН 2.01.05–2019**. Воздействия на конструкции. Ветровые воздействия. – Введ. 16.11.2019 (с отменой ТКП EN 1991-1-42009 (02250)). – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 127 с.

7 **СТБ 1704–2012**. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия. – Переиздание (август 2021 г.) с Изменением № 1 (введено в действие с 01.08.2019 постановлением Госстандарта Республики Беларусь от 08.04.2019 № 24), Поправками (ИУ ТНПА № 3-2013, ИУ ТНПА № 2-2020) – Введ. 01.01.2013 (взамен СТБ 1704–2006). – Минск: Минстройархитектуры, 2010. – 23 с.

8 **СТБ 1706–2006***. Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия. – Переиздание с Изменением № 1 (введено в действие с 01.01.2008 постановлением Госстандарта РБ № 61 от 29.11.2007), Изменением № 2 (введено в действие с 01.12.2008 постановлением Госстандарта РБ № 43 от 29.08.2008), Изменением № 3 (введено в действие с 01.04.2012 постановлением Госстандарта РБ № 94 от 22.12.2011). – Введ. 01.04.2007; в части 5.5, 5.6, 6.2, 7.12 – 01.01.2010 (с отменой ГОСТ 10884–94 в части арматуры классов Ат800 и Ат1200). – Минск: Минстройархитектуры, 2007. – 13 с.

Приложение А (обязательное)

Таблица А.1 – Выбор схемы поперечной рамы здания

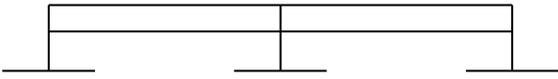
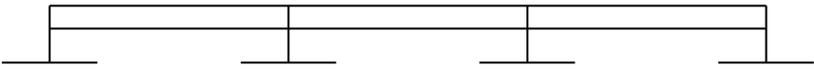
Последняя цифра шифра	Номер схемы	Схема поперечной рамы здания
0; 1; 4; 7	1	
2; 5; 8	2	
3; 6; 9	3	

Таблица А.2 – Выбор пролета, шага колонн, типа стропильной конструкции, сопротивления грунта

Последняя цифра суммы двух последних цифр шифра	Пролет, м	Шаг колонн, м	Несущая стропильная конструкция	Сопротивление грунта, МПа
0	18	6	Балка с параллельными поясами	2,8
1	18	12	Двускатная балка	3,0
2	18	6	Двускатная балка	3,2
3	18	12	Балка с параллельными поясами	3,4
4	24	6	Сегментная ферма	3,6
5	24	12	Ферма с параллельными поясами	2,8
6	30	6	Ферма с параллельными поясами	3,0
7	30	12	Сегментная ферма	3,2
8	36	6	Сегментная ферма	3,4
9	36	12	Ферма с параллельными поясами	3,6

Таблица А.3 – Выбор количества шагов колонн, высоты головки кранового рельса, грузоподъемности крана, района строительства

Последняя цифра суммы трех последних цифр шифра	Количество шагов колонн	Высота до головки кранового рельса, м	Грузоподъемность крана, т	Район строительства
0	8	7	15/3	Могилев
1	9	8	20/5	Минск
2	10	9	30/5	Гомель
3	11	10	50/10	Гродно
4	12	11	15/3	Витебск
5	8	12	20/5	Брест
6	9	13	30/5	Полоцк
7	10	14	50/10	Бобруйск
8	11	15	15/3	Орша
9	12	16	20/5	Кричев

Приложение Б (справочное)

Таблица Б.1 – Ступенчатые сплошные колонны для одноэтажных промышленных зданий

Вид колонны	Высота помещения H , м	Грузоподъемность кранов, т, не более	Класс бетона, не менее	Размеры сечения, мм			Эскиз колонны
				h_1	h_2	b	
Крайние, шаг 6 м	$\leq 8,4$	16	C16/20	600	380	400	
	$\leq 10,8$	20	C16/20	700	380	400	
	$\leq 12,0$	32	C20/25	800	380	400	
	$\leq 14,4$	50	C20/25	800	600	500	
Крайние, шаг 12 м	$\leq 8,4$	16	C16/20	700	600	400	
	$\leq 9,6$	20	C16/20	700	600	400	
	$\leq 12,0$	32	C20/25	800	600	400	
	$\leq 14,4$	50	C20/25	800	600	500	
Средние, шаг 6 м	$\leq 8,4$	16	C16/20	600	600	400	
	$\leq 9,6$	20	C16/20	700	600	400	
	$\leq 12,0$	32	C20/25	800	600	400	
	$\leq 14,0$	50	C20/25	800	600	500	
Средние, шаг 12 м	$\leq 8,4$	16	C20/25	700	600	400	
	$\leq 9,6$	20	C30/37	700	600	400	
	$\leq 12,0$	32	C30/37	800	600	400	
	$\leq 14,0$	50	C30/37	900	600	400	

Таблица Б.2 – Ступенчатые сквозные (двухветвевые) колонны для одноэтажных промышленных зданий

Вид колонны	Высота помещения H , м	Грузоподъемность кранов т, не более	Класс бетона не менее	Размеры сечения, мм				Эскиз колонны
				h_1	h_2	b	h_e	
Крайние шаг 6 м	$\leq 10,8$	20	C16/20	1000	380	400	200	
	$\leq 14,4$	20	C16/20	1000	380	500	200	
	$\leq 14,4$	50	C20/25	1200	600	500	200	
	$\leq 15,6$	50	C20/25	1200	600	500	200	
	$\leq 18,0$	50	C20/25	1400	600	500	250	
Крайние, шаг 12 м	$\leq 10,8$	20	C16/20	1300	600	500	250	
	$\leq 14,4$	50	C16/20	1400	600	500	250	
	$\leq 15,6$	50	C20/25	1400	600	500	300	
	$\leq 18,0$	50	C20/25	1400	600	500	300	
	Средние, шаг 6 м	$\leq 10,8$	20	C16/20	1100	600	400	
$\leq 14,4$		20	C16/20	1100	600	500	250	
$\leq 14,4$		50	C20/25	1200	600	500	250	
$\leq 15,6$		50	C20/25	1300	600	500	250	
$\leq 18,0$		50	C20/25	1400	600	500	300	
Средние, шаг 12 м	$\leq 10,8$	20	C16/20	1400	600	500	300	
	$\leq 14,4$	20	C16/20	1400	600	500	300	
	$\leq 14,4$	50	C20/25	1400	600	600	300	
	$\leq 15,6$	50	C20/25	1800	700	600	350	
	$\leq 18,0$	50	C20/25	1900	700	600	350	

Приложение В (справочное)

Таблица В.1 – Соргомент арматурных стержней согласно СТБ 1704–2012, СТБ 1706–2006*

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, мм ² , при числе стержней										Масса 1 м, кг	Выпускаемый диаметр для сталей классов		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	S240		S500	S800	
4	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,090	+			
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,139	+			
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187	+			
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+			
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+			
9	63,6	127	191	254	318	382	445	509	572	0,499	+			
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+		+	
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+		+	
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+		+	
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	108	1810	1,578	+		+	
20	314,2	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+		+	
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+		+	
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+		+	
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+		+	
40	1256	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+		+	

Таблица В.2 – Соотношения между диаметрами свариваемых стержней в сварных сетках и каркасах, изготовляемых с помощью точечной сварки

Диаметр стержня одного направления, мм	10	12	14	16	20	25	28	32	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	4	4	4	4	5	8	8	8	10