

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ



КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ



Под редакцией
заслуженного деятеля науки
Российской Федерации,
члена-корреспондента РААСН,
доктора технических наук,
профессора В.В. Горева

Издание второе, исправленное

*Рекомендовано Министерством образования
Российской Федерации в качестве учебника
для студентов высших учебных заведений,
обучающихся по специальности
«Промышленное и гражданское строительство»*



Москва
«Высшая школа» 2002

УДК 624.012
ББК 38.54
М 54

**В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов, Г. И. Белый, В. Н. Валь,
Л. В. Енджиевский, И. И. Крылов, Я. И. Ольков, В. Ф. Сабуров**

Р е ц е н з е н т ы:

кафедра «Металлические конструкции и сварка в строительстве» Воронежской государственной архитектурно-строительной академии (зав. кафедрой — чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. *А. М. Болдырев*); д-р техн. наук, проф. *Ю. И. Кудинин* (Московский государственный строительный университет)

Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Конструкции зданий: Учеб. для строит. вузов / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов, Г. И. Белый и др.; Под ред. В. В. Горева. — 2-е изд., испр. — М.: Высш. шк., 2002. — 528 с.: ил.

ISBN 5-06-003696-0 (т. 2)

В учебнике изложены вопросы конструирования и расчета зданий со стальным каркасом. Детально представлены одноэтажные промышленные здания (бескаркасные, с подвесными и опорными мостовыми кранами), в том числе здания со сплошностенчатыми рамами. Рассмотрены арочные, купольные, структурные и висячие конструкции покрытий, а также конструкции многоэтажных и высотных зданий. Даны приемы оценки технического состояния и усиления стальных конструкций. Представлены ограждающие конструкции зданий. Все расчетные положения подкреплены численными примерами.

Для студентов строительных специальностей высших учебных заведений, аспирантов и инженерно-технических работников проектных организаций.

УДК 624.012
ББК 38.54

**ISBN 5-06-003696-0 (т. 2)
ISBN 5-06-003695-2**

© ФГУП «Издательство «Высшая школа», 2002

Оригинал-макет данного издания является собственностью издательства «Высшая школа» и его репродукция (воспроизведение) любым способом без согласия издательства запрещается.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Второй том курса металлических конструкций «Конструкции зданий» является непосредственным продолжением первого тома «Элементы конструкций», однако для читателя, знакомого с общими расчетными положениями и основами проектирования элементов конструкций, это не является помехой для усвоения материала. Исключение составляют лишь численные примеры, в которых иногда даны ссылки на формулы и таблицы первого тома, но и в этом случае трудности могут быть преодолены при использовании норм проектирования стальных конструкций. Содержательная же часть направлена на рассмотрение конструкций и особенностей работы каркасов зданий в целом, и их элементов с позиций выполнения ими конкретных функций в составе здания. В первом томе элементы рассматривались с точки зрения их силового сопротивления внешним воздействиям без учета функциональных особенностей.

Второй том состоит из 10 глав.

В первой главе дана общая характеристика каркасных зданий. Основное внимание уделено увязке архитектурно-строительных и конструктивных требований, описанию основных элементов здания, функций, которые они выполняют в его составе. Изложены вопросы защиты металлоконструкций зданий от коррозии, указаны приемы определения огнестойкости стальных конструкций и меры повышения пожарной безопасности.

Во второй главе детально рассмотрены вопросы конструирования и расчета металлоконструкций одноэтажных промышленных зданий. Поскольку на примере именно таких конструкций можно наиболее полно изучить все особенности работы несущих конструкций зданий и методологию их проектирования, эта глава занимает центральное место, она хорошо иллюстрирована рисунками и численными примерами.

В третьей главе представлены одноэтажные здания со сплошностенчатыми ригелями. Здесь затронуты лишь основные особенности проектирования облегченных зданий, которые в настоящее время получили широкое распространение. Рассмотрены вопросы компоновки таких зданий и особенности их конструктивного оформления.

В четвертой главе представлены конструкции многоэтажных и высотных зданий с рамными, связевыми и смешанными каркасами. Затронуты вопросы выбора конструктивной схемы, компоновки и проектирования. Указаны особенности расчета на ветровую нагрузку.

Пятая глава содержит материалы по арочным конструкциям зданий. В ней указаны статические и конструктивные особенности арок, приведены методы их расчета и конструирования.

В шестой главе рассмотрены купольные конструкции. Приведены принципы формообразования куполов, их расчета, проектирования узловых соединений. Рассмотрены ребристые, ребристо-кольцевые и сетчатые купола различных систем.

В седьмой главе представлены пространственные стержневые конструкции плоских покрытий. Даны принципы формообразования структурных покрытий, описаны основные типы структур, узловых сопряжений, системы опор. Рассмотрены особенности автоматизированного и ручного расчета стержневых систем регулярной структуры, приведены численные примеры.

Восьмая глава посвящена висячим покрытиям. Изложены основы теории пологой гибкой нити, конструктивного оформления нитей и анкерных устройств. Представлены однопоясные, двухпоясные и перекрестные системы покрытий, в том числе с нитями конечной жесткости и вантовыми фермами. Рассмотрены также мембранные покрытия. По всем типам технических решений даны компоновочные схемы, конструкции, приемы расчета.

Девятая глава посвящена оценке технического состояния и усиления конструкций эксплуатируемых зданий. Приведены методика обследования конструкций, технические решения различных вариантов усиления, конструктивное оформление деталей, расчет усиленных конструкций.

Десятая глава содержит сведения об ограждающих конструкциях зданий. Основное внимание уделено конструкциям покрытий и стеновых ограждений, кратко рассмотрены перегородки, витражи, окна, двери, ворота, подвесные потолки.

Все главы содержат численные примеры расчета, подкрепляющие основные расчетные положения.

В конце глав приведены библиографические списки, дополняющие основной список литературы, единый для всей книги. Основные буквенные обозначения приняты общими для всех глав, они приведены в едином списке и отдельно не оговорены. Иные обозначения пояснены в тексте.

Помимо указанных на обороте титула авторов, в работе над учебником принимали участие кандидаты технических наук, доценты В. Г. Ар-

жаков, В. Г. Беликов, Б. К. Немчинов, В. М. Путилин, В. И. Тур, которые привнесли в учебник свой богатый педагогический и практический опыт.

Гл. 1 написана чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. В. В. Горевым при участии чл.-корр. РАН, д-р техн. наук, проф. В. В. Филиппова; §1.6 — канд. техн. наук, доц. В. М. Путилиным; гл. 2 — чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. Л. В. Енджеевским и канд. техн. наук, проф. Б. Ю. Уваровым при участии В. В. Филиппова; гл. 3 — В. В. Филипповым и канд. техн. наук, проф. В. Г. Аржаковым; гл. 4 — канд. техн. наук, доц. В. Ф. Сабуровым; гл. 5, 6 — д-р техн. наук, проф. Г. И. Белым, §5.4 — канд. техн. наук, доц. В. Г. Беликовым, §§ 6.2 и 6.3 — канд. техн. наук, доц. В. И. Туром; гл. 7 — акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. Я. И. Ольковым; гл. 8 — В. В. Горевым, §8.4 — канд. техн. наук, доц. Б. К. Немчиновым; гл. 9 — канд. техн. наук, доц. В. Н. Валем; гл. 10 — канд. техн. наук, проф. И. И. Крыловым.

Авторы выражают глубокую благодарность чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. А. М. Болдыреву и сотрудникам кафедры металлических конструкций и сварки в строительстве ВГАСА, д-р техн. наук, проф. Ю. И. Кудишину, принявшим участие в рецензировании книги. Авторы будут благодарны также читателям, которые сочтут возможным высказать свои замечания и пожелания по содержанию учебника.

Авторы

Основные буквенные обозначения величин

A	— площадь сечения бруutto;	R_{ha}	— расчетное сопротивление рас-
A_{bh}	— площадь сечения болта нетто;	R_{hh}	тяжению фундаментных болтов;
A_d	— площадь сечения раскоса;	R_{hp}	— расчетное сопротивление рас-
A_f	— площадь сечения полки (поя- са);	R_{bv}	тяжению высокопрочных болтов;
A_n	— площадь сечения нетто;	R_{hi}	— расчетное сопротивление смя- тию болтовых соединений;
A_w	— площадь сечения стенки;	R_{hun}	— расчетное сопротивление сре- зу болтов;
A_{wf}	— площадь сечения по металлу углового шва;	R_{hv}	— расчетное сопротивление бол- тов растяжению;
A_{wz}	— площадь сечения по металлу границы плавления;	R_{cd}	— нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным временному сопротивлению σ_e по государственным стандартам и тех- ническим условиям на болты;
E	— модуль упругости;	R_{dh}	— расчетное сопротивление рас-
F	— сила;	R_{lp}	тяжению U-образных болтов;
G	— модуль сдвига;	R_p	— расчетное сопротивление диа- метральному сжатию катков (при свободном касании в конструкции с ограниченной подвижно- стью);
J_h	— момент инерции сечения вет- ви;	R_c	— расчетное сопротивление расти- жению высокопрочной проволоки;
$J_m; J_d$	— моменты инерции сечений пояса и раскоса фермы;	R_{th}	— расчетное сопротивление ме- стному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании;
J_r	— момент инерции сечения реб- ра, планки;	R_u	— расчетное сопротивление ста- ли смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки);
J_v	— момент инерции сечения про- дольного ребра;	R_{rh}	— расчетное сопротивление ста- ли сдвигу;
J_t	— момент инерции кручения бал- ки, рельса;	R_{un}	— расчетное сопротивление рас-
$J_x; J_y$	— моменты инерции сечения бруutto относительно осей соответ- ственно x - x и y - y ;		тяжению стали в направлении тол- щины проката;
$J_{xh}; J_{xn}$	— то же, сечения нетто;		— расчетное сопротивление ста- ли растижению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;
M	— момент, изгибающий момент;		— временное сопротивление ста- ли разрыву, принимаемое равным минимальному значению σ_e по го- сударственным стандартам и тех- ническим условиям на сталь;
$M_x; M_y$	— моменты относительно осей соответственно x - x и y - y ;		
N	— продольная сила;		
N_{ad}	— дополнительное усилие;		
N_{bh}	— продольная сила от момента в ветви колонны;		
Q	— поперечная сила, сила сдвига;		
Q_{fc}	— условная поперечная сила для соединительных элементов;		
Q	— условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости;		

R_{wf}	— расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва;	h_w	— высота стенки;
R_{wu}	— расчетное сопротивлениестыковых сварных соединений сжатию, растяжению, изгибу по временному сопротивлению;	i	— радиус инерции сечения;
R_{wun}	— нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению;	i_{mn}	— наименьший радиус инерции сечения;
R_{ws}	— расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сдвигу;	i_x, i_y	— радиусы инерции сечения относительно осей соответственно x - x и y - y ;
R_{wy}	— расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести;	k_f	— катет углового шва;
R_{wz}	— расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления;	l	— длина, пролет;
R_y	— расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;	l_c	— длина стойки, колонны, распорки;
R_{vn}	— предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;	l_d	— длина раскоса;
S	— статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;	l_e	— расчетная, условная длина;
$W_x; W_y$	— моменты сопротивления сечения брутто относительно осей соответственно x - x и y - y ;	l_m	— длина панели пояса фермы или колонны;
$W_m; W_{yn}$	— моменты сопротивления сечения нетто относительно осей соответственно x - x и y - y ;	l_s	— длина планки;
b	— ширина;	l_w	— длина сварного шва;
b_{ef}	— расчетная ширина;	$l_x; l_y$	— расчетные длины элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно x - x и y - y ,
b_f	— ширина полки (пояса);	m	— относительный эксцентрикитет ($m = eA/W_c$);
b_h	— ширина выступающей части ребра, свеса;	m_{ef}	— приведенный относительный эксцентрикитет ($m_{ef} = m\eta$);
$c; c_x; c_y$	— коэффициенты для расчета на прочность с учетом развития пластических деформаций при изгибе относительно осей x - x , y - y ;	r	— радиус;
e	— эксцентрикитет силы;	t	— толщина;
h	— высота;	t_f	— толщина полки (пояса);
h_{ef}	— расчетная высота стенки;	t_w	— толщина стенки;
		β_x и β_z	— коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления;
		γ_b	— коэффициент условий работы соединения;
		γ_c	— коэффициент условий работы;
		γ_n	— коэффициент надежности по назначению;
		γ_m	— коэффициент надежности по материалу;
		γ_u	— коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению;
		η	— коэффициент влияния формы сечения;
		λ	— гибкость ($\lambda = l_{ef}/i$);
		$\bar{\lambda}$	— условная гибкость ($\bar{\lambda} = \sqrt{R_y/E}$);
		λ_{ef}	— приведенная гибкость стержня сквозного сечения;

$\bar{\lambda}_{ef}$	— условная приведенная гибкость стержня сквозного сечения $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E};$	σ_{loc}	— местное напряжение;
$\bar{\lambda}_w$	— условная гибкость стенки ($\bar{\lambda}_w = \frac{h}{t} \sqrt{R_y / E}$);	σ_x, σ_y	— нормальные напряжения, параллельные осям соответственно x - x и y - y ;
$\bar{\lambda}_{uw}$	— наибольшая условная гибкость стенки;	τ_{xy}	— касательное напряжение;
λ_x, λ_y	— расчетные гибкости элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно x - x и y - y ;	$\varphi_{(x,y)}$	— коэффициент продольного изгиба;
ν	— коэффициент поперечной деформации стали (Пуассона);	φ_b	— коэффициент снижения расчетных сопротивлений при изгибо-крутильной форме потери устойчивости балок;
		φ_e	— коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внеконтренном сжатии.

Глава 1

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ЗДАНИЙ

Конструктивные элементы, из которых состоит здание, в соответствии с их назначением делят на две группы: *несущие и ограждающие* конструкции. Несущие конструкции воспринимают все действующие на здание нагрузки с передачей их через фундаменты на основание. Ограждающие конструкции защищают здание от внешних атмосферных воздействий, изолируют происходящие в здании процессы и работающих в нем людей от внешнего пространства, обеспечивая оптимальные технологические и санитарно-гигиенические условия. Некоторые конструктивные элементы, например профилированный настил, сочетают в себе несущие и ограждающие функции. Такие элементы мы будем относить к несущим или к ограждающим в зависимости от контекста.

Конструктивные схемы здания с объединением несущих конструкций в единую самостоятельную систему *каркас* называют *каркасными*. Здания, где функции несущих элементов выполняют стены, называют *бескаркасными*.

По способу восприятия горизонтальных воздействий схемы каркасов подразделяют на *рамные, связевые и рамно-связевые*. Наибольшее распространение в одноэтажных и малоэтажных зданиях получила рамно-связевая схема с рамами в поперечном направлении и с вертикальными связями — в продольном. Связевые схемы часто применяют в каркасах высотных зданий.

1.1. Каркас и ограждающие конструкции здания

1.1.1. Элементы каркаса

Несущие элементы каркаса показаны на рис. 1.1. Основу рамно-связевого каркаса составляют поперечные рамы, которые размещают вдоль здания друг за другом обычно с одинаковым расстоянием, называемым шагом рам. На ригели рам опирают прогоны, по которым укладывают профилированный настил или другие несущие конструкции кровли. При беспрогонном решении покрытия пролет между рамами перекрывают крупноразмерными панелями, совмещающими в себе несущие и ограж-

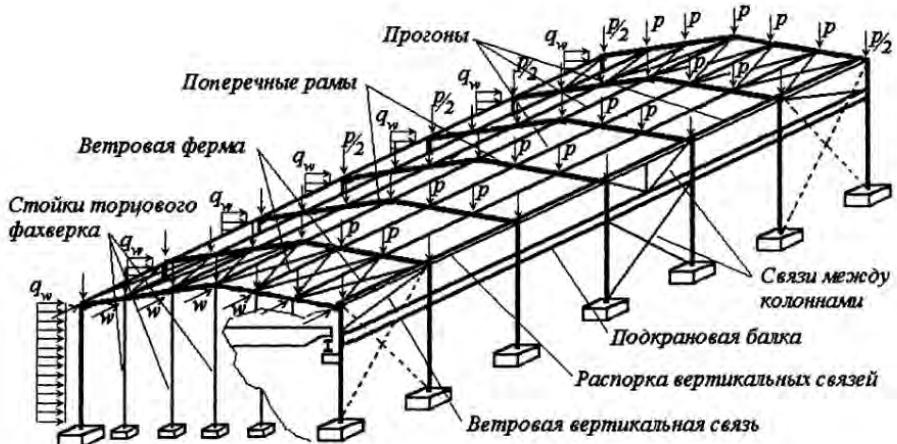


Рис. 1.1. Элементы каркаса одноэтажного однопролетного здания

дающие функции. Стеновые панели крепят к горизонтальным ригелям (на рисунке не показаны), которые, в свою очередь, прикрепляют к стойкам рам и к стойкам фахверка.

Поперечные рамы воспринимают и передают на фундаменты все вертикальные нагрузки и горизонтальные нагрузки, действующие в их плоскостях. Вертикальные постоянные нагрузки (от собственного веса гидроизоляционного ковра, утеплителя, профилированного настила, прогонов) и временные нагрузки от веса снегового покрова, отложений производственной пыли передаются на прогоны, а затем трансформируются в сосредоточенные силы P с передачей их на ригели рам. Горизонтальная ветровая нагрузка с наветренной стороны здания q_w передается от стековых панелей на стойки рам; с подветренной стороны действует аналогичная нагрузка меньшей интенсивности (на рисунке не показана). В производственных зданиях, оборудованных мостовыми кранами, кроме того, в зоне работы крана на поперечные рамы будут передаваться вертикальные нагрузки от веса крана с грузом и горизонтальные инерционные силы, возникающие при разгоне и торможении тележки крана с грузом (силы поперечного торможения).

Ветровая нагрузка на торец здания передается на стойки торцового фахверка. В местах сопряжения этих стоек с ригелем рамы действуют сосредоточенные силы W , численно равные опорным реакциям стоек в верхних узлах. Для восприятия этих сил устраивают ветровую ферму путем объединения ригелей соседних рам с помощью диагональных связей.

Суммарную горизонтальную силу от ветра F_w , собранную с ветровой фермы и численно равную ее опорной реакции, следует передать на фундаменты. Наиболее просто вы можете сделать это с помощью вертикальных связей между колоннами в концевых отсеках, показанных на рисунке пунктирными линиями. Однако эти связи будут сдерживать температурные перемещения и в продольных элементах каркаса появятся дополнительные температурные напряжения. Лучше не используйте такое решение: оно возможно при небольших размерах температурных блоков, при условии, что дополнительные напряжения будут учтены расчетом. Для исключения температурных напряжений вертикальные связи между колоннами лучше разместить в середине температурного блока, а силу F_w передать на эти связи с помощью распорки вертикальных связей, устойчивость которой следует проверить расчетом.

В промышленных зданиях, оборудованных мостовыми опорными кранами, силу F_w можно передать на связи между колоннами и далее на фундаменты с помощью подкрановой балки. Для этого следует предусмотреть ветровую вертикальную связь, с помощью которой сила F_w будет передана от ветровой фермы к подкрановой балке. Не забудьте, что в этом случае на вертикальные связи между колоннами кроме ветровой нагрузки будет передаваться также нагрузка от продольного торможения кранов.

Основные параметры здания — пролет, высоту, длину назначают в соответствии с эксплуатационными и архитектурными требованиями. В производственных зданиях кроме того необходимо учитывать габариты технологического оборудования, расположение и грузоподъемность подъемно-транспортных средств. Точный учет всех обстоятельств приведет к большому многообразию основных размеров здания: пролетов, высот, отметок крановых рельсов и т.п., что скажется на разнообразии размеров несущих и ограждающих конструкций. Сокращение стоимости и сроков строительства возможно при индустриальном процессе, основой которого является унификация типоразмеров и типизация строительных конструкций для возможности многократного применения одних и тех же типовых размеров в объектах различного назначения. Исходя из этого, вводится единая модульная система в строительстве (ЕМС), которая представляет совокупность правил координации размеров объемно-планировочных и конструктивных элементов зданий и сооружений на базе модуля 100 мм. Дальнейшее сокращение типоразмеров элементов и конструкций основано на применении укрупненных модулей, например 6 м для пролетов и шагов колонн, 0,6 м — для высот помещений. Требова-

ния по унификации изложены в главе СНиП II-А.4-62 «Единая модульная система. Основные положения проектирования», в нормах проектирования отдельных типов зданий и в государственных стандартах, например в ГОСТ 23837-79 «Здания промышленных предприятий одноэтажные. Габаритные схемы».

В настоящее время требования по унификации носят рекомендательный характер и при индивидуальном проектировании в обоснованных случаях возможны отклонения размеров от стандартных. Но, взявшись на себя ответственность за отказ от требований унификации, Вы должны очень внимательно следить на всех этапах архитектурно-строительного проектирования за увязкой размеров несущих и ограждающих конструкций, самостоятельно разрабатывать доборные элементы, назначать допуски на изготовление конструкций и решать целый комплекс других вопросов, которые уже были решены специалистами при создании единой модульной системы.

1.1.2. Деформационные швы

При больших размерах зданий колебания температуры приводят к значительным температурным деформациям, что может вызвать образование трещин в ограждающих конструкциях и перенапряжение элементов несущих конструкций. Такое же влияние может оказаться неравномерная осадка основания из-за неоднородности грунтов на площадке застройки, что особенно проявляется при строительстве на просадочных грунтах, в районах геологических и горных выработок, а также в тех случаях, когда отдельные участки здания имеют резко выраженную разницу в нагрузке на основание.

Для предупреждения дополнительных напряжений и появления трещин в конструкциях предусматривают деформационные швы, к которым относят *температурные* и *осадочные*. Температурные швы разделяют здание на отдельные отсеки (рис.1.2). При этом конструкции здания разрезают по вертикали от уровня земли, а в плане — вдоль и поперек здания. Фундаменты при этом не разрезают, так как они не подвергаются температурным изменениям. Осадочными швами разделяют здание, включая фундаменты с тем, чтобы обеспечить отсекам здания независимую осадку. Обыкновенно температурные швы стремятся совместить с осадочными. Такие швы носят название *температурно-осадочных*; они обеспечивают как горизонтальные, так и вертикальные перемещения отдельных отсеков здания.

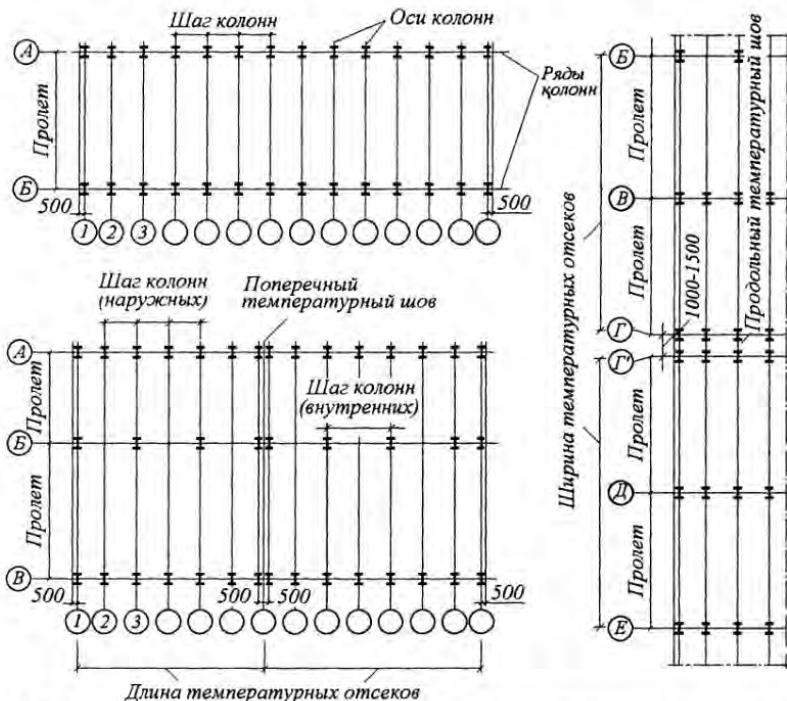


Рис. 1.2. Температурные отсеки и привязка колонн к модульным разбивочным осям

Расстояния между температурными швами можно определить расчетом путем учета температурных деформаций для продольных (поперечных) элементов каркаса и перемещений крайних колонн в температурных отсеках. Такой расчет Вы можете не производить, если размеры температурных отсеков (блоков) не превышают предельных размеров, приведенных в табл. 1.1.

Таблица 1.1. Пределные размеры температурных блоков (м)

Характеристика здания	Стальной каркас		Смешанный каркас (железобетонные колонны)	
	длина блока вдоль здания	ширина блока поперек здания	длина блока вдоль здания	ширина блока поперек здания
Отапливаемое	230 (160)	150 (110)	65	65
Неотапливаемое и горячие цехи	200 (140)	120 (90)	45	45

П р и м е ч а н и е. Размеры в скобках даны для зданий, эксплуатируемых при расчетных зимних температурах наружного воздуха от -40 до -65°C

1.1.3. Сетка колонн

В плане колонны зданий расставляют по модульной сетке разбивочных (координационных) осей (см. рис. 1.2). Размеры пролетов принимают кратными 6 м (12, 18, 24, 30, 36 м и т.д.), при необходимости, как исключение, можно применять пролеты кратные 3 м (9, 15, 21, 27, 33 м). Шаг колонн назначают также кратным 6 м и принимают: для наружных рядов 6 или 12 м, для внутренних рядов, в соответствии с технологическими или эстетическими требованиями, — 6, 12, 18 м и более (см. рис. 1.2). Вопрос о назначении шага колонн крайних рядов решают на основе технико-экономического сравнения вариантов. Обычно для зданий больших пролетов ($l > 30$ м) при значительной высоте здания ($H > 14$ м) с кранами большой грузоподъемности ($Q > 50$ т) выгоднее шаг 12 м и, наоборот, для зданий с меньшими параметрами экономичнее оказывается шаг колонн 6 м. Если шаг колонн превышает шаг ферм, то устанавливают подстропильные фермы, на которые опирают фермы покрытия.

Привязка к продольным разбивочным осям. Привязка колонн крайних рядов к продольным модульным разбивочным осям должна соответствовать указанной на рис. 1.3, а (нулевая привязка) или на рис. 1.3, б (привязка 250 мм, привязка 500 мм), в зависимости от объемно-планировочных параметров и конструктивного решения.

Наружные грани колонн крайних рядов и внутренние поверхности стен (с учетом зазора e , необходимого для размещения деталей крепления стен) совмещают с продольными разбивочными осями (рис. 1.3, а), если в

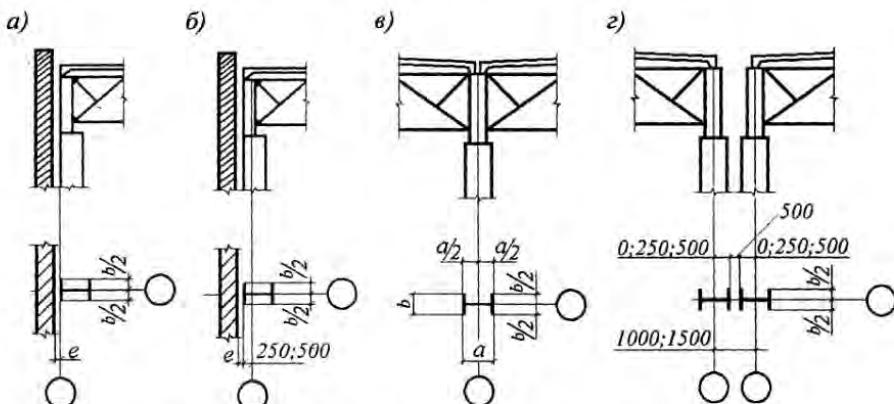


Рис. 1.3. Привязка колонн к продольным разбивочным осям

здании нет мостовых кранов и в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно, при шаге колонн 6 м и высоте от пола до низа несущих конструкций покрытия менее 16,2 м.

Наружные грани крайних колонн и внутренние поверхности стен (вместе с зазором e) смещают с продольных разбивочных осей на 250 мм (рис. 1.3, б) в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно, при шаге колонн 6 м и высоте от пола до низа несущих конструкций покрытия 16,2 и 18 м, а также при шаге колонн 12 м и высоте от 8,4 до 18 м. Когда требуется увеличить высоту сечения верхней части колонны из условий жесткости или размещения прохода в теле колонны и не удается при этом выполнить привязку 250 мм, а также в других обоснованных случаях, можно использовать привязку 500 мм.

Колонны средних рядов (рис. 1, 3, в), за исключением колонн, примыкающих к продольному температурному шву, и колонн, установленных в местах перепада высот пролетов одного направления, располагают так, чтобы оси сечений колонн (для ступенчатых колонн их надкрановых частей) совпадали с поперечными и продольными разбивочными осями. В зданиях, оборудованных мостовыми кранами, при наличии проходов вдоль подкрановых путей сечение верхней части колонны можно сместить относительно продольной разбивочной оси.

При решении продольных температурных швов между парными колоннами в зданиях с пролетами одной высоты предусматривают две разбивочные оси со вставкой между ними (рис. 1.3, г). Привязку колонн к этим осям осуществляют, как указано выше. При наличии подстропильных ферм грани колонн, обращенные в сторону шва, следует смещать с парных разбивочных осей в сторону шва на 250 мм; размер вставки при этом должен равняться сумме размеров привязки к разбивочным осям граней колонны, обращенных в сторону шва, и расстояния между этими гранями, равного 500 мм или большему размеру, кратному 250 мм.

Привязка к поперечным разбивочным осям. Привязку колонн и торцевых стен к поперечным осям следует выполнять по следующим правилам:

Геометрические оси сечений колонн, за исключением колонн в торцах здания и примыкающих к температурным швам, совмещают с поперечными разбивочными осями.

Геометрические оси торцовых колонн основного каркаса смещают с поперечных разбивочных осей внутрь здания на 500 мм (рис. 1.4, а), либо

на больший размер, кратный 250 мм. Можно использовать «нулевую» привязку (рис. 1.4, б). Внутренние поверхности торцовых стен должны отступать от поперечных разбивочных осей на величину зазора e , необходимого для размещения деталей крепления стен.

Поперечный температурный шов на парных колоннах в зданиях с пролетами одной высоты устраивают, совмещая ось шва с разбивочной осью (рис. 1.4, в). Допускается решение шва, при котором его ось размещается в пределах вставки размером 250 мм между двумя разбивочными осями (рис. 1.4, г). Можно заменить размер привязки 500 мм большим, но кратным 250 мм.

Привязка колонн в местах перепада высот. Перепады высот в пределах одного пролета не предусматривают или делают это в исключительных случаях при соответствующем обосновании. Такие перепады совмещают с температурными швами на парных колоннах, предусматривая две поперечные разбивочные оси со вставкой между ними. Привязку колонн к этим осям принимают по рис. 1.5, а. Размер вставки должен быть кратным 50 мм и равняться (с округлением) сумме зазора e , толщины стены и зазора не менее 20 мм между наружной плоскостью стены и крайней поперечной разбивочной осью пониженного пролета.

Перепады высот параллельных пролетов проще сделать на одной колонне. При большой ширине здания, а также при сборных железобетонных колоннах перепады совмещают с продольными температурными швами, решая их на парных колоннах и предусматривая две продольные разбивочные оси со вставкой между ними (рис. 1.5, б). Размер вставки c должен быть кратным 50 мм и равняться (с округлением) сумме привязок

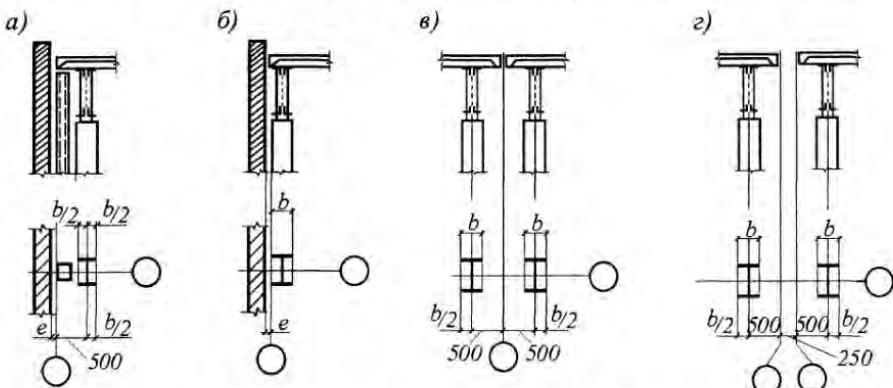


Рис. 1.4. Привязка колонн к поперечным разбивочным осям

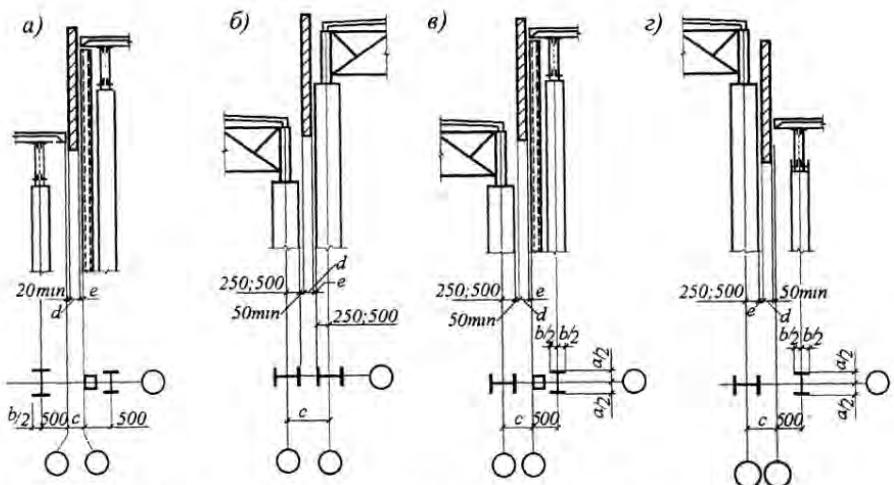


Рис. 1.5. Привязка колонн в местах перепадов высот пролетов

к разбивочным осям граней колонн, обращенных в сторону перепада, зазора e , толщины стены d и зазора не менее 50 мм между наружной плоскостью этой стены и гранью колонны пониженного пролета. Размер вставки при этом назначают не менее 300 мм.

Примыкание взаимно перпендикулярных пролетов осуществляют на парных колоннах, предусматривая между крайней продольной и торцевой поперечной разбивочными осями вставку с размером, кратным 50 мм, но не менее 300 мм. Примеры привязок для случаев примыкания к продольной стороне пониженного и повышенного поперечных пролетов приведены соответственно на рис. 1.5, в, г.

Размеры здания по высоте. Основным вертикальным размером одноэтажного здания является высота H_0 от пола до низа несущих конструкций покрытия. Для стальных конструкций с шарнирным опиранием стропильных ферм на колонны высоту H_0 измеряют от пола до верха колонн, а нижние пояса стропильных ферм располагают на 150 мм выше. Обычно высоту H_0 назначают кратной 0,6 м для $H_0 \leq 6$ м и 1,2 м для $H_0 > 6$ м.

Высоту помещений от пола до низа выступающих элементов покрытия или перекрытия принимают не менее 2,2 м. Высота помещений от пола до низа выступающих частей оборудования и коммуникаций в местах регулярного прохода людей должна быть не менее 2 м, а в местах нерегулярного прохода — 1,8 м.

1.1.4. Связи между колоннами

Связи между колоннами служат для обеспечения их геометрической неизменяемости, устойчивости колонн из плоскостей рам, восприятия и передачи на фундаменты нагрузок, действующих вдоль здания, обеспечения условий высококачественного и удобного монтажа колонн. Они представляют собой систему распорок и жестких дисков (связевых блоков).

Жесткие диски составляют основу связей, с их помощью осуществляется прикрепление всех прочих элементов связей к фундаментам. В пределах температурного отсека должно быть не менее одного жесткого диска по каждому ряду колонн. Как уже отмечалось, в коротких зданиях 40...60 м (табл. 1.2) связевые блоки можно установить в торцах здания (рис. 1.6, а), обеспечив кратчайший путь передачи на фундамент ветровой нагрузки на торец здания, но лишив здание свободы температурных перемещений. В длинных зданиях температурные напряжения могут существенно сказаться на устойчивости продольных элементов каркаса, поэтому связевые блоки следует размещать в середине температурного блока (рис. 1.6, б), обеспечив ему свободу температурных перемещений. В этом случае усилия от ветровой нагрузки, действующие на торец здания, будут передаваться от ветровой фермы к связевому блоку через распорки 1 или 2, в зависимости от того, какие из них расположены в плоскости ветровой фермы. Понятно, что такие распорки и узлы их сопряжения с колоннами должны быть проверены расчетом на передачу ветровой нагрузки. Связи 1, 2 выполняют еще одну функцию: они облегчают монтаж колонн, обеспечивая их фиксацию в проектном положении. Для предотвра-

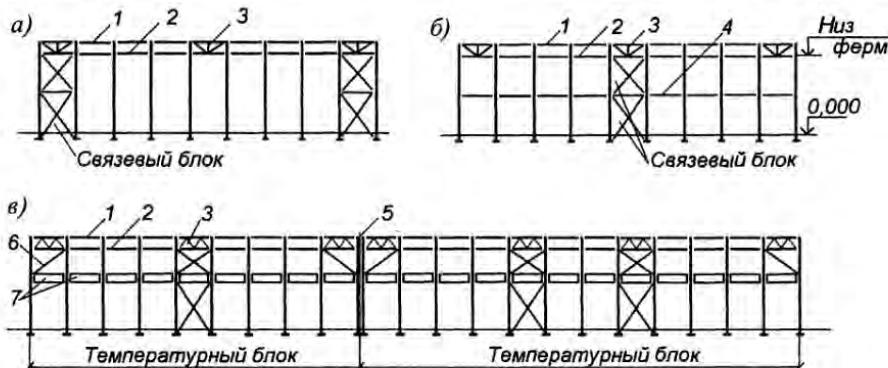


Рис. 1.6. Связи между колоннами

Таблица 1.2. Предельные размеры между вертикальными связями, м

Характеристика здания	От торца блока до оси ближайшей связи	Между осями вертикальных связей в одном блоке
Отапливаемое	90 (60)	60 (50)
Неотапливаемое и горячие цехи	75 (50)	50 (40)

П р и м е ч а н и е. Размеры в скобках даны для зданий, эксплуатируемых при расчетных зимних температурах наружного воздуха от -40 до -65 $^{\circ}\text{C}$

щения взаимного смещения распорок 1, 2 за счет податливости узловых сопряжений в отдельных местах по длине каркаса (через 4...5 шагов колонн) можно предусмотреть их объединение в единые решетчатые системы 3.

С помощью распорок 4, закрепленных в узле связевого блока, можно уменьшить расчетную длину колонн из плоскости рамы, если не выполняется проверка их устойчивости из этой плоскости. Вопрос выбора между увеличением сечения колонн или установкой распорок решается на основе технико-экономического анализа.

Роль распорок могут выполнять продольные элементы каркаса: балки междуэтажных перекрытий, ригели стенового фахверка, подкрановые балки и др. На рис. 1.6, в показано использование подкрановой балки в этой роли. Для передачи усилия от ветровой фермы на подкрановую балку следует предусмотреть связь 6.

При большой длине здания (температурного блока) за счет податливости креплений продольных элементов к колоннам влияние связей ослабевает, поэтому расстояние от торца здания до диска связей ограничено, что приводит к необходимости установки двух связевых блоков (рис. 1.6, в). Предельные размеры между вертикальными связями приведены в табл. 1.2.

1.1.5. Ограждающие конструкции

К ограждающим конструкциям здания относят стены, перегородки, окна, двери, ворота, кровлю, фонари, полы. Вопросы, связанные с проектированием ограждающих конструкций, будут представлены в гл. 10. В данной главе мы ограничимся лишь кратким рассмотрением общих положений.

Выбор ограждающих конструкций по теплотехническим требованиям. Выбор ограждающих конструкций основан на расчётах с определением сопротивления теплопередаче в зимнее время года, теплоустойчивости в летних условиях, сопротивления паропроницанию.

Исходными данными для определения требуемого значения сопротивления теплопередаче являются расчетная отрицательная температура наружного воздуха и зона влажности района строительства, с одной стороны, температура и относительная влажность внутри помещения по санитарно-гигиеническим требованиям — с другой. По сопротивлению теплопередаче подбирают толщину утеплителя. Важным фактором является также точка росы — температура, при которой может начаться конденсация паров на поверхности ограждающей конструкции.

Теплоустойчивость в летних условиях нормируют для ограждающих конструкций зданий, расположенных в районах со среднемесячной температурой июля 21°C и выше.

Расчет *паропроницания* выполняют для того, чтобы проверить необходимость устройства специальной пароизоляции либо других конструктивных мер, обеспечивающих нормальный влажностный режим ограждающих конструкций. Влажное состояние конструкции оценивают по годовому балансу влаги. При проникновении теплого воздуха из помещения в утеплитель и другие холодные элементы ограждения влага, содержащаяся в теплом воздухе, будет конденсироваться. Если влага, накопленная в ограждающих конструкциях за холодный период года, будет полностью испаряться в летнее время, то специальные меры по пароизоляции можно не предусматривать. Если нет полной уверенности в этом, то следует установить преграду на пути движения водяного пара. Специальная пароизоляция обычно требуется в зданиях достаточно часто, например при температуре выше 16...18°C и относительной влажности более 60%, т.е. в достаточно типичных условиях.

Во избежание конденсации влаги в толще ограждения при слоистых конструкциях различные материалы располагают в следующем порядке: у внутренней поверхности — материалы более плотные, теплопроводные, с меньшей проницаемостью; у наружной поверхности — пористые, менее теплопроводные, с большей паропроницаемостью. Если такое расположение невозможно, то также предусматривают пароизоляцию, т.е. устанавливают на пути движения пара преграду из паронепроницаемых материалов. Пароизоляционный слой должен располагаться первым по направлению движения водяного пара, т.е. со стороны внутренней поверхности ограждения.

Гидроизоляция покрытий. Кровлю зданий большей частью выполняют из рулонных материалов и мастик. Рулонные кровли устраивают из рубероида, гидроизола, толя, толь-кожи, изола, битумизированной стеклоткани, из композитных материалов. Число слоев рулонных материалов назначают в зависимости от уклона покрытия и вида материала. Ориентировочно можно назначить для кровель из рубероида, гидроизола, толь-кожи и других материалов, наклеиваемых на мастиках с защитным слоем гравия: при уклоне менее 12% — два слоя, при уклоне не менее 2,5% — три слоя, при уклоне не менее 1,5% — четыре слоя и более. Максимальные уклоны покрытий при кровле из рулонных материалов для предотвращения сползания не должны превышать 25%. При больших уклонах рулонный ковер приклеивают специальной теплостойкой kleящей мастикой. Обычные мастики для рулонных и мастичных кровель применяют с достаточно высокой температурой размягчения в зависимости от района строительства, уклона кровли и назначения здания. Рулонные битумные материалы (рубероид, гидроизол, изол) наклеивают только на битумных мастиках, а рулонные дегтевые (толь, толь-кожа и др.) — только на дегтевых. Это связано с тем, что при изготовлении толя его картонную основу пропитывают каменноугольными дегтями, которые с нефтяными битумами образуют неоднородную крупчатую смесь, не обладающую достаточными склеивающими свойствами. В плоских кровлях битумную мастику применяют с антисептирующими добавками против возможности прорастания семян растений.

На малоскатных кровлях с уклоном менее 10% применяют легкоплавкую мастику и защиту гравийной броней от разнообразных воздействий на кровлю. Такие кровли более стойки в условиях резких и значительных колебаний температуры, они способны к «самозалечиванию» — затягиванию образовавшихся в холодное время трещин мастикой, размягченной в теплое время года. Защитный слой из гравия выполняют толщиной 20 мм на горячей мастике того же состава, что и для наклейки рулонного ковра, толщина слоя мастики должна быть не более 2 мм. Гравий, втапливаемый в горячую мастику, должен быть сухим, обеспыленным и иметь зерна размером 5...10 мм.

Для эксплуатируемых кровель в случае необходимости выполняют усиленную броню из цементно-песчаного раствора, песчаного асфальтобетона (толщиной не менее 25 мм) или из бетонных, армоцементных и других плит достаточной морозостойкости, укладываемых на высокотемпературную мастику.

прочном цементно-песчаном растворе. Созданную защиту делят температурно-усадочными швами на отсеки размерами не более $1,5 \times 1,5$ м. Швы заполняют герметизирующими мастиками.

В районах с расчетной летней температурой воздуха выше 25°C для уменьшения влияния солнечной радиации на водоизоляционный ковер и снижения теплопоступлений в здание через покрытие иногда предусматривают охлаждение кровель водой (орошение или заполнение слоем 25...60 мм) либо для защитного слоя выбирают материалы светлых тонов.

Утеплителями под мягкую кровлю служат жесткие минераловатные плиты и другие из легких негорючих материалов. Основанием для рулонной или мастичной кровли может служить только ровная поверхность, иначе необходимо устраивать цементно-песчаную или асфальтобетонную стяжку. Цементно-песчаную стяжку по минераловатным и органическим плитам делают из раствора толщиной не менее 25 мм, армированного стальной сеткой. При укладке асфальтовой стяжки через 4 м, а цементной через 6 м оставляют температурные швы шириной 5...10 мм, для чего закладывают рейки, которые после затвердения стяжки вынимают, а швы заполняют битумной мастикой. По этим швам наклеиваются полосы шириной 100 мм из рубероида или пергамина. Поверхность основания под кровлю должна быть огрунтована раствором битума в керосине или соляровом масле — при устройстве кровли на битумных мастиках или раствором каменноугольного пека в бензole либо антраценовом масле — при устройстве кровли на дегтевых мастиках.

Конструкция мягкой кровли по профицированному настилу показана на рис. 1.7. При рассмотрении рисунка обратите внимание на полосы рубероида, уложенные насухо с посыпкой, обращенной вниз. С их помощью устраивают узкие щели, сообщающиеся с атмосферой, что предотвращает возможные вздутия ковра. Такие полосы шириной 50...100 мм укладывают над поперечными швами теплоизоляционных плит вдоль ската кровли, но не чаще, чем через 1 м и приклеивают к теплоизоляции лишь в отдельных точках. На парапетах и других выступающих частях эти полосы накрывают более широкими листами с полосовой приклейкой по краям. Заметьте также, что нижний слой дополнительного гидроизоляционного ковра наклеивают только на парапет, а далее укладывают насухо. Верхний слой рубероида в этом ковре должен иметь крупнозернистую или чешуйчатую посыпку.



Рис. 1.7. Конструкция мягкой кровли

1.2. Конструкции покрытий

Покрытие зданий состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (прогонов, ферм) и связей, обеспечивающих пространственную неизменяемость, жесткость и устойчивость покрытия в целом и отдельных его элементов.

Покрытие устраивают с применением прогонов или без них. В первом случае по стропильным фермам устанавливают прогоны обычно с шагом 1,5 или 3 м, на которые укладывают мелкоразмерные кровельные плиты или сплошной настил (рис. 1.8, а). Во втором случае непосредственно на стропильные фермы укладывают крупноразмерные панели шириной 1...3 м и длиной 6 или 12 м (рис. 1.8, б). Возможна укладка непосредственно по фермам 79-миллиметрового профилированного настила при сокращении шага ферм

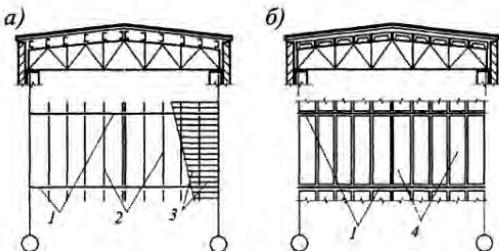


Рис. 1.8. Схемы покрытий:
а — по прогонам; б — безпрогонные; 1 — стропильные фермы; 2 — прогоны; 3 — кровельные плиты; 4 — панели

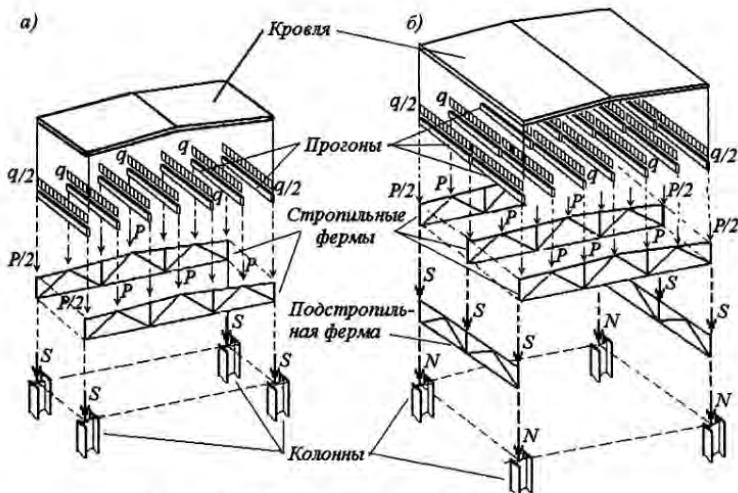


Рис. 1.9. Схема покрытия по прогонам

до 4 м или использование более высокого 114-миллиметрового настила при шаге ферм 6 м.

Схема покрытия по прогонам показана на рис. 1.9. Нагрузка q от собственного веса прогонов, ограждающих конструкций и от веса снега воспринимается прогонами и далее передается ими на стропильные фермы в виде сосредоточенных сил P . При опирании стропильных ферм на колонны (рис. 1.9, а) последние будут загружены силами S от опорных реакций двух стропильных ферм. При наличии подстропильных ферм (рис. 1.9, б) силы N , нагружающие колонны, будут равны сумме опорных реакций стропильной и подстропильных ферм, примыкающих к колонне.

1.2.1. Настилы покрытий

Неутепленные (холодные) покрытия применяют в навесах, укрытиях для техники, крытых токах, некоторых складских помещениях, неотапливаемых промышленных зданиях, горячих цехах и др. Холодные кровли выполняют из волнистых асбестоцементных, стальных или алюминиевых листов, укладываемых по прогонам, расположенным через 1,25...1,5 м. Масса асбестоцементных листов в среднем 20 кг/м². Стальные волнистые листы изготавливают из холоднокатаной стали толщиной 1...1,8 мм, с высотой волны 30 и 35 мм. Масса таких листов 15...20 кг/м². Алюминиевые волнистые листы имеют толщину 0,6...1,2 мм и массу 5...7 кг/м².

Волнистые асбестоцементные листы усиленного профиля (рис. 1.10) укладывают с опиранием на три прогона, с напуском по длине на 25...30 см и по ширине на полволны. Листы крепят к прогонам металлическими скобами, кляммерами или болтами с крюками на концах, проходящими через отверстия в гребнях волн. Под гайки подкладывают резиновые шайбы. В примыканиях к коньку, стенам, фонарям применяют специальные фасонные асбестоцементные детали. Для исключения возможности затекания воды через неплотности стыков уклон кровли должен быть не менее 1/5. При меньшем уклоне кровли (1/8...1/10) применяют специальный тип волнистых листов со скошенным книзу краем (каскадный тип). Вода с покрытия отводится без устройства желобов и водосливов с выносом карниза не менее 0,7 м за грань наружной стены.

Долговечность покрытия в холодных кровлях относительно высокая, однако для того чтобы повысить стойкость хрупких асбестоцементных листов, исключить их коробление и замедлить усадку, желательно перед укладкой листов в покрытие применить двустороннюю защитную алюминиево-битумную окраску. В горячих цехах при неравномерном нагреве кровли лучистым теплом или теплым воздухом помещения и увлажнении с наружной стороны атмосферными осадками асбестоцементные

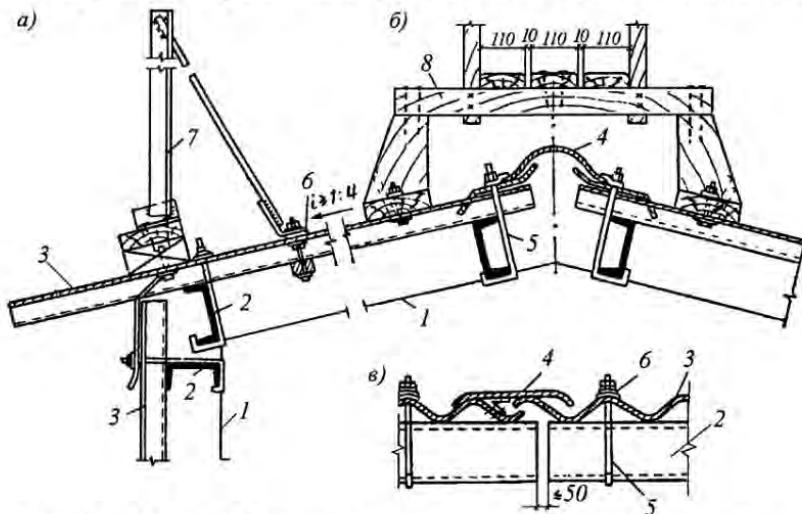


Рис. 1.10. Холодная кровля из волнистых асбестоцементных листов:

a — карниз; *б* — ходовой мостик; *в* — температурный шов; 1 — габарит несущих конструкций; 2 — швеллеры; 3 — асбестоцементные волнистые плиты; 4 — асбестоцементные фасонные элементы; 5 — крючки для крепления кровельных листов; 6 — шайбы из мягкого материала; 7 — ограждение; 8 — мостик по коньку крыши

листы коробятся и трескаются, что приводит к износу кровли после 2—3 лет эксплуатации.

Металлический волнистый настил хорошо выдерживает неравномерное нагревание; он значительно прочнее асбестоцементного, но подвержен коррозии от атмосферных осадков и конденсационной влаги, отлагающейся на нижней поверхности настила из воздуха помещения. Для повышения долговечности настила его покрывают цинком, но это не исключает в полной мере опасности появления коррозии в местах нарушения оцинковки, поэтому такой настил следует периодически окрашивать. Некоторые заводы поставляют оцинкованный настил с дополнительным антикоррозионным покрытием (с одной или с двух сторон), а также с усиленным полизэфирным покрытием.

Высокую коррозионную стойкость имеют более дорогие волнистые листы из алюминиевых сплавов. Во избежание электрохимической коррозии в местах контакта алюминия со сталью при установке алюминиевых листов на стальные прогоны соприкасающиеся поверхности покрывают специальными грунтами (например, АЛГ) или применяют изолирующие прокладки. Стальные метизы для крепления листов нужно оцинковывать или кадмировать.

Кровлю из плоских стальных листов толщиной 3...4 мм применяют в горячих цехах. Стыки между листами сваривают сплошными швами с использованием автоматической сварки, что обеспечивает полную герметичность кровли, поэтому уклон такой кровли может быть принят как и для рулонных 1/8...1/12.

Кровельные покрытия на основе профилированного настила бывают трех видов — из стальных профилированных настилов послойной сборки, из трехслойных панелей и из двухслойных панелей.

Конструкции послойной сборки монтируют на строительной площадке, последовательно укладывая стальной настил, пароизоляцию, теплоизоляцию и кровлю.

Насыпь крепят к прогонам (фермам) самонарезающими болтами (рис. 1.11, а) через волну, а по концам настила его крепят в каждой волне. Применяют также пристрелку настила дюбелями. Между собой по длине настилы соединяют комбинированными заклепками через каждые 500 мм. Такую заклепку (рис. 1.11, б) из алюминия устанавливают в предварительно просверленное отверстие. С помощью специального пистолета (более похожего на клещи с длинными рукоятками) прижимают ее к настилу, сжимая рукоятки тянут внутренний стальной стержень, который с помощью конического хвостовика образует головку заклепки с обратной стороны соединяемых листов. При достижении расчетного усилия стержень обрывается по ослабленному канавкой сечению.

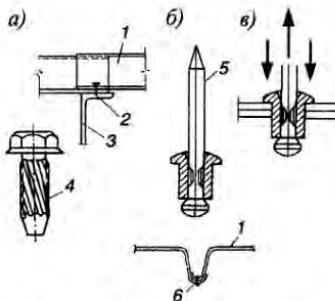


Рис. 1.11. Детали крепления профилированного настила:

a — самонарезающими болтами; *б* — комбинированными заклепками; *в* — схема клепки; 1 — профнастил; 2 — установленный болт; 3 — пронг; 4 — конструкция заклепки; 5 — конструкция болта; 6 — установленная заклепка

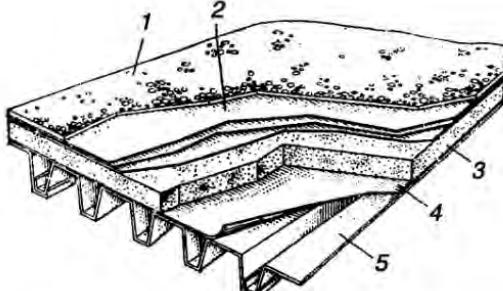


Рис. 1.12. Конструкция покрытия по профилированному настилу:

1 — защитный слой из гравия; 2 — гидроизоляционный ковер; 3 — утеплитель; 4 — пароизоляция; 5 — настил

Для гидроизоляции в покрытиях послойной сборки применяют, как правило, рубероид, а для теплоизоляции — минераловатные или стекловатные плиты повышенной жесткости (рис. 1.12). Возможно, но менее желательно использование для теплоизоляции плит из пенопласта на основе резольных фенолформальдегидных смол (ФРП). Последние обладают повышенным водопоглощением, создают при увлажнении кислую среду и поэтому их можно применять только в сочетании с дополнительными облицовками полимерными пленками или другими материалами.

При уклонах кровли более 5% верхний слой можно также выполнять из профилированного настила, опирая его нижний слой на прогоны (рис. 1.13, *а*) или непосредственно на верхние пояса стропильных ферм, либо на сплошностенчатые ригели рам (рис. 1.13, *б*).

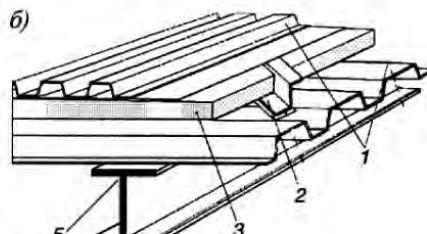
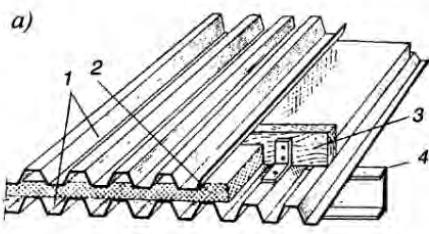


Рис. 1.13. Кровля из двойного профнастила:

а — по прогонам; *б* — по ригелям рам; 1 — профнастил; 2 — утеплитель; 3 — прокладки из дерева или полимера; 4 — прогон; 5 — ригель рамы

Покрытия из стальных панелей. Неутепленные покрытия иногда выполняют из стальных панелей с толщиной листов 3...4 мм (рис. 1.14, а, в). Стыки между листами сваривают сплошными швами с использованием автоматической сварки, что обеспечивает полную герметичность, поэтому уклон кровли принимают 1/8...1/12.

Утепленные покрытия можно устроить по панелям, показанным на рис. 1.14, б.

Утепленные панели полной заводской готовности рассчитаны на изготовление на поточных линиях непрерывного действия. Нужный размер панелей по длине может быть назначен произвольно с учетом их укладки по скату покрытия без поперечных стыков.

Покрытия из трехслойных панелей типа «Сандвич» (рис. 1.15, а). Панели типа «Сандвич» применяют при уклонах кровли не менее 1: 5. Па-

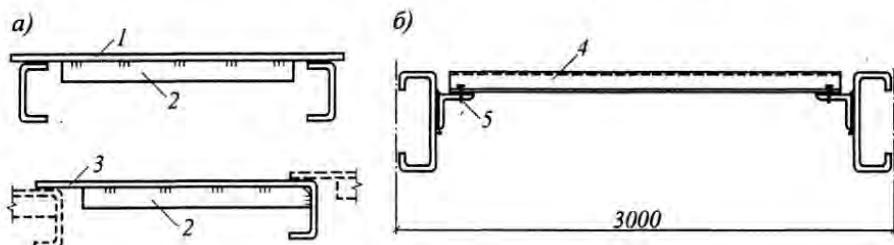


Рис. 1.14. Стальные панели:

а, в — для неутепленных покрытий; б — то же, для утепленных; 1 — стальной лист $t=3\ldots4$ мм; 2 — ребра $t=4\ldots6$ мм; 3 — гнутый лист; 4 — профилированный настил; 5 — самонарезающий болт

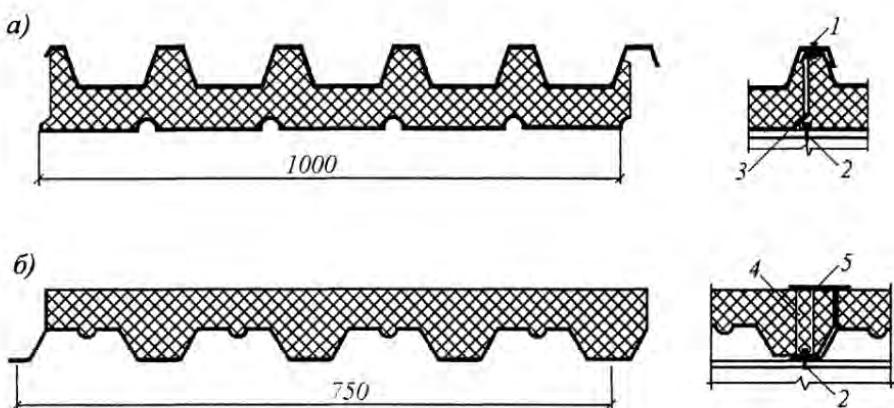


Рис. 1.15. Утепленные панели:

а — типа «Сандвич»; б — монопанель; 1 — комбинированная заклепка; 2 — самонарезающий болт; 3 — герметик; 4 — временное отверстие для установки болта; 5 — гидроизоляционная полоса

нель состоит из верхней облицовки — профилированного стального листа толщиной 1 мм с полимерным покрытием внешней стороны, среднего слоя — утеплителя из несгораемого материала, нижнего слоя — профилированного стального оцинкованного листа толщиной 0,8 мм.

Панели крепят к прогонам самонарезающими болтами за край нижней облицовки. Верхние облицовки панелей соединяют комбинированными заклепками, устанавливаемыми с шагом 300 мм. Торцы панелей защищают от увлажнения специальной массой или атмосферостойкой эмалью.

Покрытия из двухслойных панелей. Такие панели предназначены для покрытий зданий с металлическими фермами и прогонами с шагом 3 м при уклоне кровли 1,5%. Панель (рис. 1.15, б) состоит из несущего стального профилированного листа, теплоизоляционного слоя и приформованного слоя гидроизоляции. Панели выпускают длиной 6 и 9 м.

При устройстве соединений панелей между собой и с прогонами в месте установки самонарезающего болта из гидро- и теплоизоляции выверливают цилиндр, который после установки болта вставляют на место и закрепляют с помощью горячей битумной мастики. После этого швы между панелями заклеивают полосами рубероида, а затем наклеивают последующие слои гидроизоляционного ковра и устраивают защитный гравийный слой. Современные панели, пока еще не освоенные в серийном производстве, не требуют гравийной защиты. Швы между такими панелями заделывают полимерными полосами с приклейкой их специальными составами, которые используют также для установки на место выверленных цилиндров.

Существует много других конструкций панелей: двухслойных и трехслойных, с каркасами и без каркасов. Эти конструкции более подробно изложены в гл. 11.

1.2.2. Прогоны

Прогоны применяют в покрытиях с кровельными настилами из листовых плоских или профилированных элементов, перекрывающих пролет 1,5...3 м.

При шаге стропильных ферм 6 м применяют сплошные прогоны, которые выполняют из прокатных двутавров, прокатных или гнутых швеллеров. Швеллерное сечение при больших уклонах кровли соответствует удачной работе прогона на косой изгиб. Поскольку линия действия силы

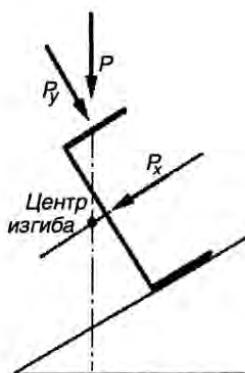


Рис. 1.16. Схема работы прогона

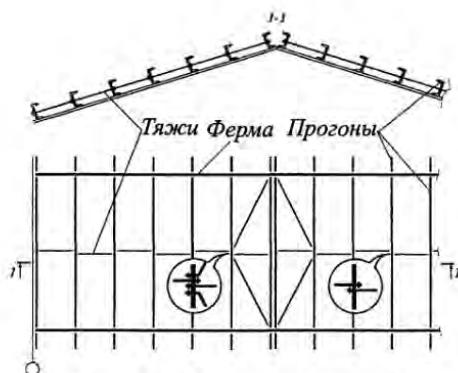


Рис. 1.17. Сплошные прогоны

P проходит близко от центра изгиба (рис. 1.16), прогон работает на изгиб без кручения.

Вертикальная сила P передается на прогон в виде составляющих P_y и P_x , первая из которых без труда воспринимается прогоном, а вторая, при относительно малом моменте сопротивления сечения относительно оси $y-y$, требует снижения изгибающего момента. С этой целью пролет прогонов в плоскости ската уменьшают с помощью тяжей, подкрепляющих прогоны в серединах или в третях пролета. Тяжи воспринимают опорные реакции от скатных составляющих нагрузок на прогоны и передают их в коньковые узлы стропильных ферм (рис. 1.17).

При шаге стропильных ферм 12 м применяют решетчатые прогоны, которые могут иметь различные конструктивные схемы (рис. 1.18, а). Недостатком решетчатых прогонов является высокая трудоемкость изготовления, обусловленная большим числом элементов и узловых деталей. Поэтому наибольшее распространение получил трехпанельный прогон, верхний пояс которого выполнен из двух швеллеров, а элементы решетки — из одиночных гнутых швеллеров (рис. 1.18, б).

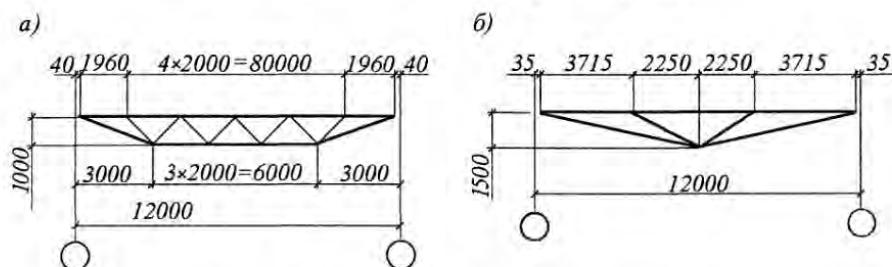


Рис. 1.18. Решетчатые прогоны

1.2.3. Связи

Связи между фермами, создавая общую пространственную жесткость каркаса, обеспечивают заданную геометрию конструкций покрытия и удобство монтажа, закрепляют сжатые элементы из плоскости ригеля, перераспределяют на соседние рамы местные нагрузки, приложенные к одной раме.

Система связей покрытия (рис. 1.19) состоит из горизонтальных и вертикальных. Горизонтальные связи располагают в плоскостях нижних и верхних поясов ферм, вертикальные — в плоскостях опорных и некоторых других стоек ферм.

Горизонтальные поперечные связи по нижним поясам ферм I размещают в торцах температурных блоков, а при длинах этих блоков более 144 м дополнительно предусматривают поперечные связи в середине блока. Горизонтальные поперечные связи образуют путем объединения нижних поясов двух соседних стропильных ферм с помощью решетки. Полученные в результате такого объединения горизонтальные фермы выполняют две основные функции. Во-первых, они воспринимают от

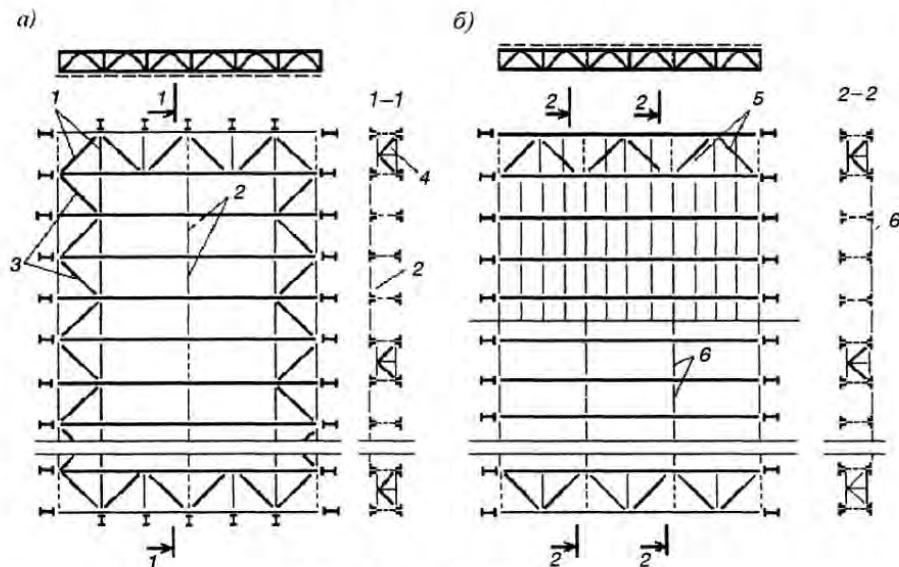


Рис. 1.19. Связи покрытия:

a — связи по нижним поясам ферм; б — связи по верхним поясам ферм; 1 — поперечные горизонтальные связи по нижним поясам ферм (ветровая ферма); 2 — растяжки по нижним поясам; 3 — продольные горизонтальные связи по нижним поясам ферм; 4 — вертикальные связи покрытия; 5 — поперечные горизонтальные связи по верхним поясам ферм; 6 — распорки по верхним поясам ферм

стоеч торцового фахверка ветровую нагрузку и передают ее на связи между колоннами и далее с их помощью — на фундаменты. Во-вторых, они закрепляют от смещений вертикальные связи и растяжки между нижними поясами ферм.

Распорки (растяжки) между нижними поясами ферм закрепляют эти пояса от смещений и тем самым сокращают их расчетную длину из плоскости фермы. Это способствует уменьшению вибрации нижних поясов ферм.

Горизонтальные продольные связи по нижним поясам ферм 3 служат опорами для верхних концов стоек продольного фахверка. Кроме того, эти связи при действии сосредоточенных крановых нагрузок, приложенных к одной раме, вовлекают в работу соседние рамы, что уменьшает местные поперечные деформации каркаса. Это позволяет избежать заклинивания мостовых кранов и расстройства ограждающих конструкций. Вот почему в однопролетных зданиях большой высоты, в зданиях с интенсивно работающими и тяжелыми мостовыми кранами, а также при наличии стоек продольного фахверка установка таких связей обязательна. В иных случаях эти связи можно не предусматривать.

Распорки 6 обеспечивают проектное положение ферм в процессе монтажа и ограничивают гибкость верхних поясов ферм из их плоскостей. Роль распорок могут выполнять прогоны, но только те из них, которые закреплены от смещений с помощью горизонтальных поперечных связей.

Горизонтальные поперечные связи по верхним поясам ферм 5 по конструкции и схемам размещения аналогичны связям по нижним поясам

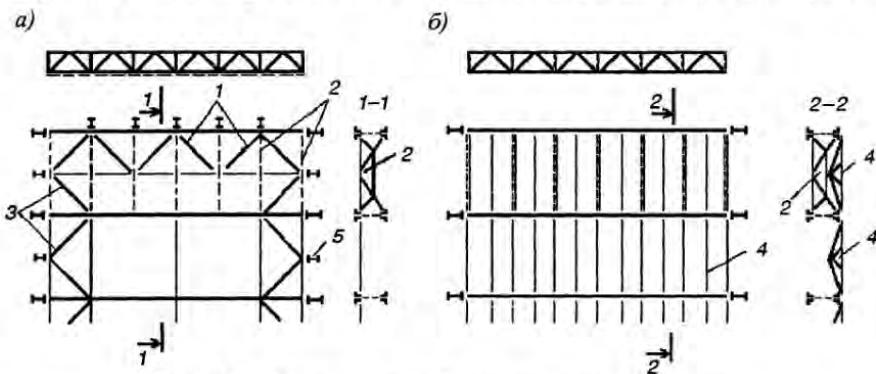


Рис. 1.20. Фрагмент связей при шаге колонн 12 м:

а — связи по нижним поясам ферм; б — связи по верхним поясам ферм; 1 — поперечные горизонтальные связи; 2 — вертикальные связи; 3 — продольные горизонтальные связи; 4 — прогоны; 5 — стойки продольного фахверка

ферм. Они служат для закрепления от смещений распорок по верхним поясам ферм и прогонов. От этих связей можно отказаться, если между соседними стропильными фермами связевого блока установить вертикальные связи (на рис. 1.19, б показаны пунктиром) и через них обеспечить прикрепление распорок к поперечным связям по нижним поясам ферм.

При наличии жесткого диска покрытия из панелей или профилированного настила распорки между фермами и поперечные связи по верхним поясам стропильных ферм нужны только на период монтажа.

При шаге ферм 12 м между фермами связевого блока устанавливают вертикальные связи, к которым прикрепляют дополнительный пояс поперечной связевой фермы по нижним поясам (рис.1.20).

1.2.4. Фонари

По назначению фонари бывают световые, предназначенные для освещения помещений, аэрационные для естественной вентиляции, свето-аэрационные для аэрации и освещения. По расположению относительно пролета здания фонари делят на продольные, поперечные и точечные. По конфигурации и конструктивным решениям фонари бывают П-образные (прямоугольные), трапецидальные, шедовые, зенитные и др.

В промышленных зданиях наиболее широко применяют *продольные прямоугольные фонари* с наружным отводом воды. Каркас фонаря состоит из поперечных конструкций, продольных горизонтальных кровельных панелей или прогонов, боковых продольных ограждающих конструкций с остеклением, торцевого фахверка и системы связей (рис.1.21).

Боковые продольные конструкции часто выполняют в виде фонарной панели. Такие панели могут быть целиком изготовлены на заводе. Они включают в себя стойки и ригели (прогоны) остекления. В нижней части панели устанавливают раскосы, благодаря чему панель воспринимает нагрузку от остекления и бортовых плит. Переплет представляет собой замкнутую раму с устройством для крепления стекол. В переплетах из прямоугольных тонкостенных труб стекло крепят резиновыми профилями, а в переплатах из прокатных элементов — кляммерами через резиновые уплотнители. Открывание и закрывание переплетов фонарей осуществляют с помощью механизмов открывания реечного типа с дистанционным управлением. Максимальная длина ленты переплетов, обслуживаемая одним механизмом открывания, 60 м. При устройстве

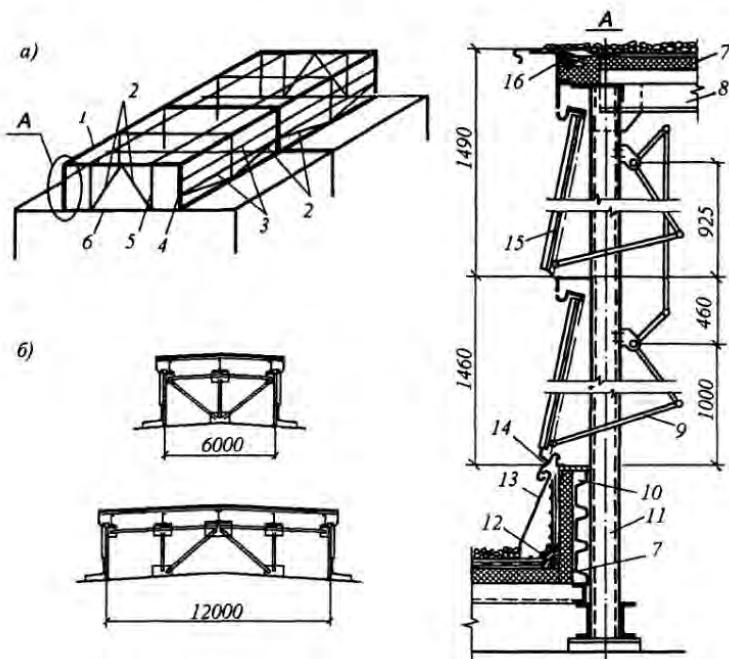


Рис. 1.21. Конструкция продольного светоаэрационного фонаря:

а — общий вид; б — схемы фонарей шириной 6 м и 12 м; 1 — ригель фонаря; 2 — раскос; 3 — прогон остекления; 4 — основная нога фонаря; 5 — стойка; 6 — верхний пояс фермы; 7 — утеплитель; 8 — рама со стальным профилированным настилом; 9 — механизм открывания; 10 — бортовая панель из профилированного настила; 11 — стойка фонаря; 12 — дополнительные слои рубероида; 13, 14 — кровельная оцинкованная сталь; 15 — стальной переплет; 16 — слив

прямоугольных фонарей предусматривают установку защитной сетки в плоскости несущих стоек на 1/3 высоты остекления.

Ширину фонаря для пролета 18 м принимают 6 м, для больших пролетов — 12 м. Продольные фонари не доходят до торцов наружных стен здания обычно на 6 м, а по длине имеют разрывы не реже чем через 84 м шириной не менее 6 м или переходные пожарные лестницы.

Высоту фонаря назначают в зависимости от требуемой освещенности на основе светотехнического расчета. Обычно для фонарей шириной 6 м применяют одну ленту остекления высотой 1250 мм; для фонарей шириной 12 м — две таких ленты или одну ленту высотой 1750 мм. Борт фонаря имеет высоту 600...800 мм, карниз — 300...400 мм.

Зенитные фонари размещают на покрытии в виде отдельных точек с площадью остекления порядка 2 м² (точечные фонари) или в форме остекленных панелей 3 × 3 м или 1,5 × 6 м (панельные фонари). Фонари мо-

гут быть глухими или открывающимися для очистки с кровли; последние можно использовать для вентиляции помещений. При этом светопропускающие элементы открывают с помощью механизмов с дистанционным управлением.

Фонари проектируют односкатными и двускатными со светопропускающим заполнением из двухслойных (трехслойных) стеклопакетов или криволинейными с заполнением в форме двухслойных куполов из органического стекла.

Общими элементами всех видов зенитных фонарей являются опорный стакан, светопропускающее заполнение, фартуки, защитная сетка, механизмы открывания. На рис. 1.22 показана конструкция точечного открывающегося зенитного фонаря со светопропускающим заполнением из двухслойного стеклопакета. Опорные стаканы зенитных фонарей изготавливают из листовой стали, холодногнутых и прокатных профилей. Их утепляют эффективными теплоизоляционными плитными материалами, которые наклеивают битумной мастикой. Толщина стекла в стеклопакетах составляет 5; 5,5; 6; 6,5 мм. Стеклопакеты устанавливают через уплотнитель.

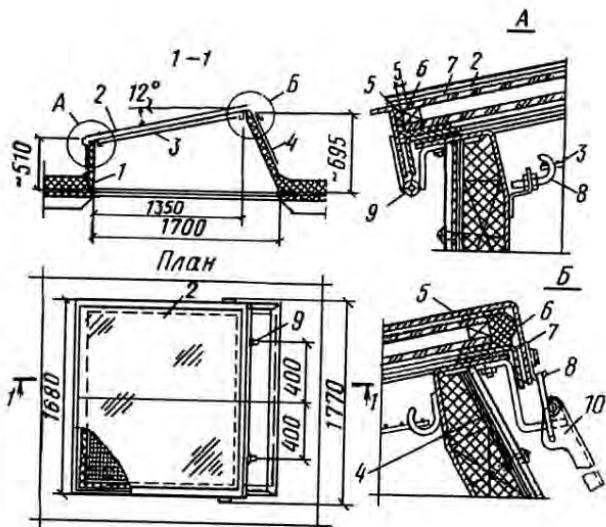


Рис. 1.22. Зенитный точечный фонарь:

1 — опорный стакан; 2 — стеклопакет; 3 — защитная сетка; 4 — фартук; 5 — уплотнитель; 6 — гнутый уголок; 7 — прокладка; 8 — крюк; 9 — петля; 10 — зажим

нительные прокладки из губчатой резины. Зазоры между стеклом и элементами крепления герметизируют нетвердеющей мастикой.

Для зенитных фонарей следует предусматривать солнцезащитные мероприятия, так как солнечные лучи проникают через светопроемы и образуют солнечные блики в течение почти всего светового периода суток. Применение полупрозрачного (матового) стекла снижает светопрозрачность на 30...35%, поэтому в последние годы расширяется применение теплопоглощающих стекол с добавлением в шихту железистых солей или покрытием поверхности стекол тонким слоем аэрозолей. Не препятствуя проникновению солнечных лучей, такие стекла существенно снижают их слепящее действие и уменьшают перегрев помещений в летнее время. Плоские светопропускающие проемы следует ориентировать в северном направлении. Под купольными колпаками иногда устанавливают с южной стороны полупрозрачные экраны. Целесообразно устройство под светопроемами диффузоров, т.е. решеток из полупрозрачных пластмассовых пластинок, отражающих и частично пропускающих солнечный свет и способствующих равномерному распределению освещения по площади помещения.

В общественных зданиях применение верхнего света позволяет создать нужный световой режим в помещениях. Появляется возможность устраивать залы с большими залами и располагать вокруг них другие помещения. Верхний свет находит применение в зданиях выставок, вокзалов, почтамтов, в спортзалах и др., где необходимо равномерное диффузное освещение, предупреждение слепоты и бликов, а также в музеях, картинных галереях, где применяют направленное естественное освещение экспонатов.

Для верхнего естественного освещения помещений применяют фонари верхнего света: сплошные светопрозрачные покрытия в виде попечерных полос, чередующихся с полосами обычного покрытия (рис. 1.23, в), зенитные фонари (рис. 1.23, а, б). При соотношении высоты и ширины залов 1:1...1:3 применяют также верхнее боковое освещение (рис. 1.23, г), что особенно удобно в залах экспозиции объемных экспонатов (скульптур, макетов, машин и т.п.). Эти виды освещения не рекомендуется использовать в залах картинных галерей (с плоскими экспонатами), так как при этом на картинах может возникнуть отражение светопроемов, а также пола и зрителей. В таких залах следует применять направленное верхнее освещение.

Для направления светового потока к стене (экспонату) и уменьшения освещенности в центральной части помещения (в зоне зрителей) приме-

няют подвесные экраны (велариумы) из светорассеивающих стеклопластиков с малым светопропусканием (рис. 1.23, в). Для направленного освещения используют также жалюзи из светорассеивающих стеклопластиков или из алюминиевых листов.

Конструктивные решения фонарей верхнего света в общественных зданиях определяются необходимостью соблюдения, помимо светового, определенного теплового и влажностного режимов, что особенно важно, например в картинных галереях, музеях, в выставочных залах. На внутренних и внешних поверхностях светопрозрачных ограждений не должно допускаться образование конденсата, а также их промерзание. Фонари верхнего света в общественных зданиях используют только для естественного освещения, поэтому в их конструкциях открывающиеся элементы предусматривают лишь для доступа в фонарное пространство (при очистке и ремонте).

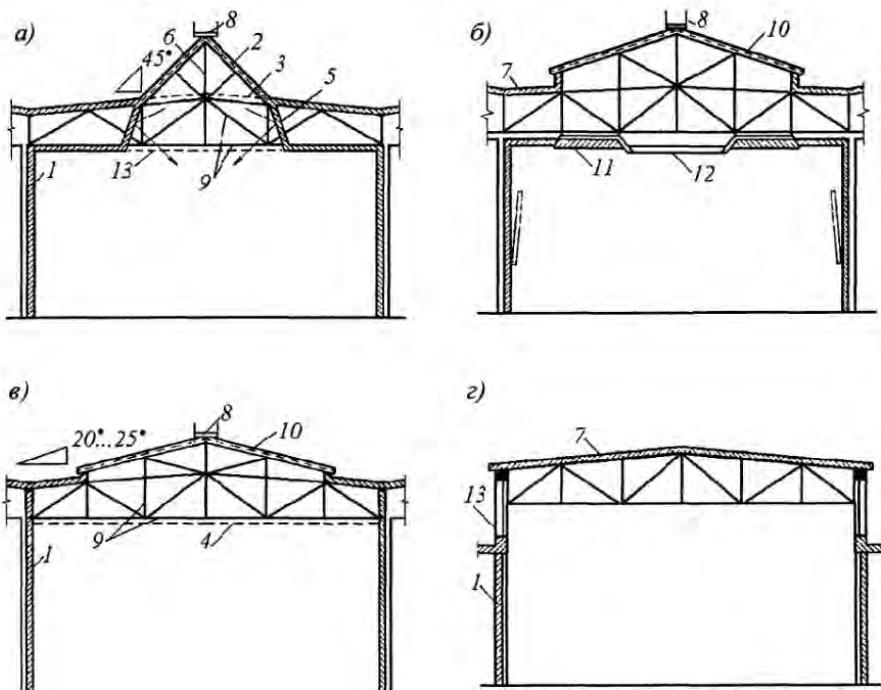


Рис. 1.23. Схемы верхнего освещения в общественных зданиях:

a, б — зенитные фонари; в — светопрозрачное покрытие; г — верхнее боковое освещение; 1 — несущие конструкции; 2, 3 — первое и второе остекление; 4 — светорассеивающее остекление; 5 — экран; 6 — несущая рама фонаря; 7 — ограждающая конструкция покрытия; 8 — ходовой мостик; 9 — ферма; 10 — остекление из армированного стекла; 11 — пластмассовые жалюзи; 12 — экран «велариум»; 13 — окна

Фонари верхнего света в общественных зданиях применяют обычно треугольной формы (рис. 1.24) с расположением продольной оси параллельно продольной оси помещения и с несущим каркасом в виде стальных ферм или рам. Для обеспечения постоянных параметров температуры и влажности в помещении и увеличения сопротивления теплопередаче и воздухопроницаемости фонари устраивают с тройным остеклением и двумя воздушными промежутками. Наружное остекление из обычного стекла выполняют с уклоном 45...60°, а из армированного волнистого стекла или стекложелезобетона — с уклоном 20...25° и закрепляют в глухих переплетах, обеспечивая надежную водонепроницаемость и быстрый сток атмосферных вод к водосборам. Второе герметичное остекление располагают на уровне верхнего пояса несущих ферм покрытия. Стекло закрепляют в металлических переплетах с помощью замазки или специальных мастик и обеспечивают изоляцию воздушного промежутка между первым и вторым остеклением от проникания теплого, более насыщен-

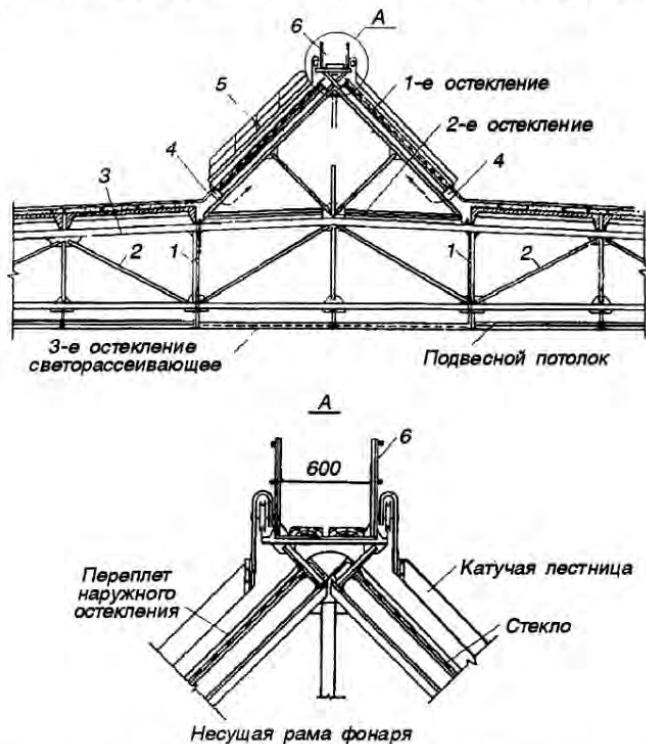


Рис. 1.24. Зенитный фонарь:

1 — отражательный экран; 2 — ферма; 3 — совмещенное покрытие; 4 — продух для воздуха; 5 — катучая лестница; 6 — ходовой мостик

ного водяными парами воздуха из помещения. Первый воздушный промежуток с помощью продухов сообщается с наружным воздухом, благодаря чему внутренняя поверхность наружного остекления омывается холодным воздухом, что исключает образование конденсата.

Третье остекление может располагаться на уровне нижнего пояса несущих ферм покрытия, образуя остекленный плафон потолка. Этот плафон заполняют светорассеивающим, матовым или узорчатым стеклом. Стекло укладывают на полки уголков или тавриков переплета на резиновые подкладки без герметизации, так как промежуток между третьим и вторым остеклением отапливается и вентилируется теплым воздухом, который предупреждает образование конденсата на внутренней поверхности среднего остекления.

Наружные поверхности фонаря очищают с помощью катушек лестниц и центрального мостика (узел А), а внутренние поверхности первого, второго и третьего остеклений — с ходовых досок или мостиков на уровне верхнего и нижнего поясов несущих ферм покрытия.

1.3. Конструкции каркасных стен и витражи

1.3.1. Металлические стены

По способу устройства металлические стены (со стальными или алюминиевыми обшивками) делят на стены послойной (построенной) сборки (рис. 1.25, а) и панельные стены (рис. 1.25, б).

Стена послойной сборки представляет собой многослойную конструкцию, состоящую из наружной и внутренней обшивок в виде стальных профилированных листов, среднего теплоизоляционного слоя из минераловатных плит, слоя пароизоляции из полиэтиленовой пленки (с внутренней стороны стены) и противоветрового барьера (из двух слоев мешочной бумаги), для предохранения связующего от выветривания (с наружной стороны стены).

Важная особенность конструкций послойной сборки — отсутствие в них стыков на всю толщину стены, неизбежных для панельных конструкций, и возможность обеспечения непрерывности утеплителя, особенно если он из двух слоев, укладываемых с перевязкой швов. Другим немаловажным обстоятельством является возможность использования в стенах послойной сборки широкого ассортимента утеплителей, менее дорогих и дефицитных, чем применяемых для теплоизоляции панельных стен. При послойной сборке стен проще решаются примыкания их к проемам и кар-

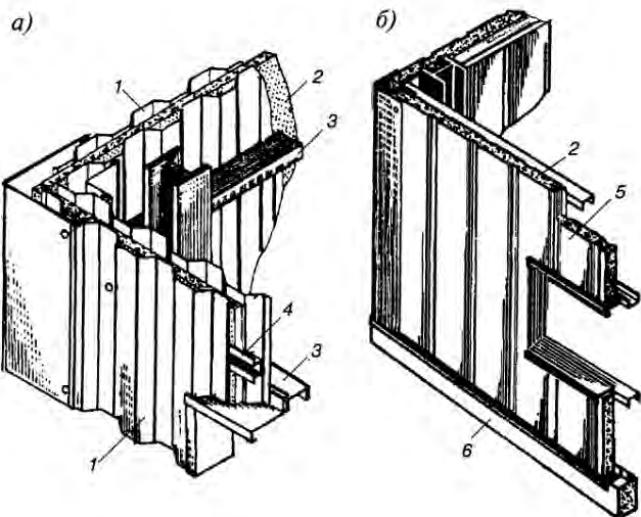


Рис. 1.25. Конструкции металлических стен:

а — стена послойной сборки; *б* — панельная стена; 1 — обшивка; 2 — теплоизоляция; 3 — ригель; 4 — прокладной элемент; 5 — панель; 6 — цоколь.

низам, образования углов. Расширяются возможности эстетического оформления фасадов за счет использования различных профилей металлических листов желаемой фактуры и цвета.

Для стен послойной сборки могут быть выделены конструкции ригельного (см. рис. 1.25, *а*) и безригельного (рис. 1.26, *а*) типов. В первом из них ригели каркаса здания могут располагаться в толще стены — между наружной и внутренней обшивками (рис. 1.26, *б*) либо у ее внутренней поверхности (см. рис. 1.25, *а*). При благоприятных климатических условиях стойки и ригели каркаса стен можно делать выносными, т.е. располагать их с наружной стороны стены.

В большинстве случаев для стен послойной сборки наружную и внутреннюю обшивку делают металлическими. Наряду с этим имеются конструкции с односторонней (наружной) металлической обшивкой, в которых для внутренней части стены используют листы или плиты из других материалов, обладающие свойствами тепловой и звуковой изоляции, о fakturенные с внутренней стороны или позволяющие выполнять высококачественную отделку поверхности (рис. 1.26, *б*).

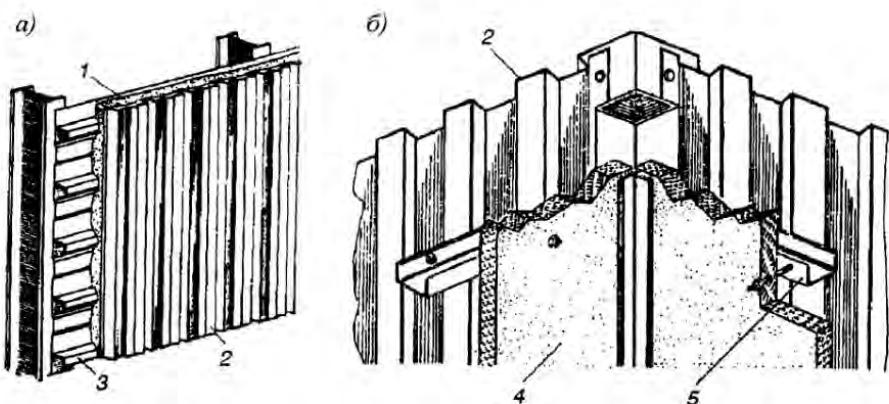


Рис. 1.26. Разновидности стен:

a — стена безригельного типа; *б* — стена с односторонней металлической обшивкой; 1 — теплоизоляция; 2 — наружная обшивка; 3 — внутренняя обшивка; 4 — жесткая теплоизоляция; 5 — ригель каркаса здания

Стеновые панели состоят из двух облицовочных листов, между которыми помещен эффективный утеплитель (рис. 1.27). Облицовочные листы делают из профилированной оцинкованной стали или алюминиевых сплавов. Рядовые панели имеют ширину 1 м и высоту от 2,4 до 7,2 м с градацией 300 мм. Для углов зданий изготавливают специальные угловые панели.

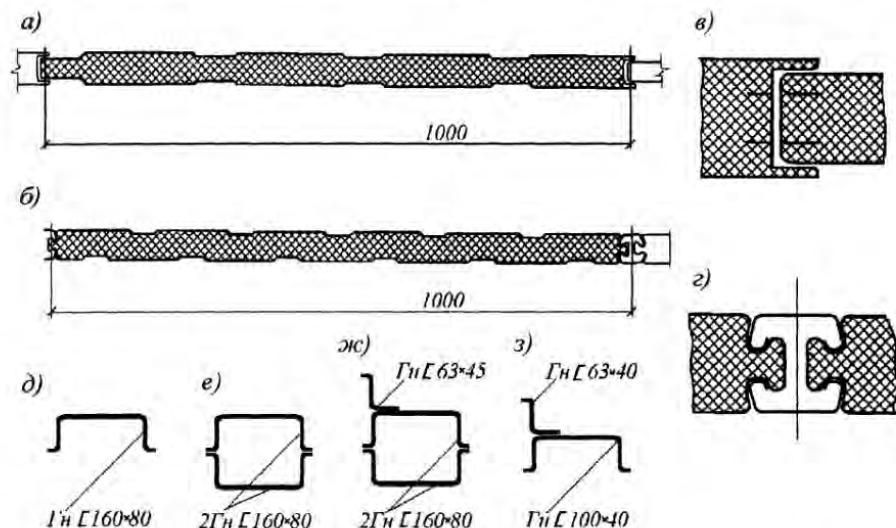


Рис. 1.27. Стеновые панели:

a — сечение панели типа 1; *б* — то же, типа 2; *в* — стык панелей типа 1; *г* — то же, типа 2; *д* — *з* — сечения ригелей; *д* — ригель рядовой; *е* — то же, опорный; *ж* — то же, стыковой; *з* — то же, цокольный

Для крепления панелей между колоннами устанавливают горизонтальные стальные ригели, которые по назначению делят на рядовые, опорные, стыковые и цокольные (см. рис. 1.27, д...ж). Ригели воспринимают ветровую нагрузку, а опорные, кроме того, вес панелей. Расстояние между ригелями по высоте назначают от 1,8 до 3,6 м в зависимости от размеров окон, а также по расчету на ветровую нагрузку.

Панели крепят к ригелям самонарезающими болтами $d = 8$ мм. Стыки между панелями заполняют прокладками из эластичного материала.

Цоколь стен на высоту не менее 0,9 м делают из легкобетонных панелей.

1.3.2. Асбестоцементные панели

Асбестоцементные панели бывают каркасные и экструзионные. Каркасные панели, в свою очередь, имеют две разновидности — с деревянным и асбестоцементным каркасом. Панель с каркасом из деревянных брусков имеет обшивки из плоских асбестоцементных листов, в полости между которыми размещен утеплитель из жестких минераловатных плит, закрепленный деревянными прижимными рейками. Обшивки крепят к каркасу оцинкованными шурупами. Между утеплителем и внутренней обшивкой уложена пароизоляция из полиэтиленовой пленки. Для крепления панелей к стальным ригелям в деревянном каркасе закреплены стальные уголки с приваренными гайками.

Панель с асбестоцементным каркасом отличается тем, что вместо деревянных брусков используют асбестоцементные швеллеры, которые соединяют с обшивками на эпоксидном клее. Торцы панелей закрыты деревянными досками толщиной 40 мм.

Экструзионные асбестоцементные панели выпускают длиной 6 м, шириной 600 мм и толщиной 120...180 мм. Они имеют один или два ряда сквозных пустот, заполненных минераловатным утеплителем. Для крепления панелей на колоннах и стойках фахверка, расположенных с шагом 6 м, предусматривают опорные столики. Число панелей по высоте, устанавливаемых на столики одного уровня, определяется несущей способностью нижней панели на действие веса стены и ветровой нагрузки. Нижний ряд панелей устанавливают на цоколь, выполненный из легкобетонных панелей или из кирпича. Крепление панелей к колоннам и стойкам фахверка осуществляют с помощью специальных соединительных изделий, поставляемых вместе с панелями.

1.3.3. Каркас стен

Каркас стен (фахверк) устраивают для наружных стен (вдоль здания и торцовых), а также для внутренних стен и перегородок. На рис. 1.28 показана схема фахверка для наружных стен.

При шаге колонн 6 м стеновые панели или ригели для крепления панелей и обшивок стен опирают непосредственно на столики, приваренные к колоннам основного каркаса. При шаге колонн 12 м и более, а также для крепления ригелей (панелей) торцовых стен предусматривают стойки фахверка.

Ригели фахверка разделяют на несущие, воспринимающие нагрузки от стен и ветра, и ветровые, воспринимающие только ветровую нагрузку. Размещение ригелей фахверка определяется материалом и типом стеновых конструкций, а также расположением проемов. Характерные типы сечений ригелей фахверка показаны на рис. 1.27.

Стойки фахверка двутаврового либо замкнутого сечения опирают на фундаменты, а их верхние концы прикрепляют к связям по нижним поясам стропильных ферм с помощью листового шарнира, который, не стесняя вертикальные перемещения стропильных ферм, передает нагрузку от ветра на связевую (ветровую) ферму. Если по высоте здания имеются горизонтальные площадки, надворотные ветровые фермы и другие расположенные вдоль стены конструкции, то стойки фахверка опирают в горизонтальном направлении также на эти конструкции.

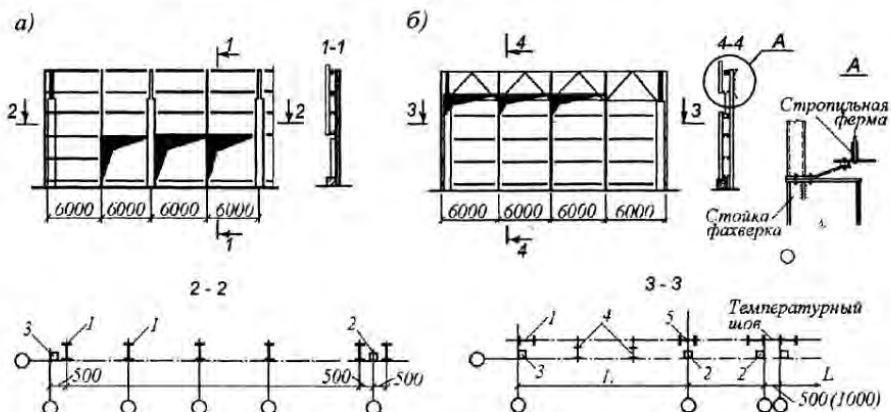


Рис. 1.28. Схема фахверка наружных стен:

а — продольный фахверк; б — торцовый фахверк; 1 — колонны крайнего продольного ряда; 2 — прикоплонная стойка; 3 — то же, угловая; 4 — стойка фахверка; 5 — колонна среднего продольного ряда

Поскольку в температурных швах колонны смещены относительно координационных осей и, следовательно, относительно стен, то здесь для крепления ригелей фахверка (панелей) предусматривают приколонные стойки, которые проектируют обычно замкнутого сечения из двух пивеллеров или уголков, хотя можно применить и другие типы сечений. Эти стойки, расположенные рядом с колоннами каркаса, опирают на фундаменты колонн.

В коротких зданиях фахверк торцевых стен можно использовать в качестве поперечных диафрагм, воспринимающих горизонтальные нагрузки, направленные перпендикулярно продольной оси здания. Усилия от этих нагрузок, разгружая колонны каркаса, будут переданы на торцевый фахверк через горизонтальные диски покрытия. В этом случае следует предусмотреть вертикальные связи между стойками торцевого фахверка.

Фахверк внутренних стен устраивают аналогично. Если стены кирпичные, то площадь кладки в пределах одной ячейки, ограниченной элементами фахверка, не должна превышать 18 m^2 , а в промышленных зданиях с мостовыми кранами — 10 m^2 . Фахверк в этом случае обычно размещают в толще стен (рис. 1.29), что значительно повышает огнестойкость конструкции и устойчивость стоек из прокатных двутавров в плоскости стены.

Витражи. Во многих видах общественных зданий в качестве наружных ограждений применяют большие остекленные поверхности — витражи, служащие для освещения помещений, создания зрительной связи внутреннего пространства с внешней средой, а также в качестве элемента внешней архитектуры зданий и их интерьеров (рис. 1.30, а, б).

Витражи, как часть внешнего ограждения помещений, должны обладать необходимыми светопропускными способностями, сопротивлением теплопередаче, звукоизоляцией от внешних шумов, обеспечивать защиту от атмосферных осадков и продувания, а в некоторых случаях от солнечной радиации. Витражи состоят из коробок, заполненных остекленными пепреплетами. При большой высоте их дополняют специальными элементами, воспринимающими горизонтальные ветровые воздействия и нагрузки от собствен-

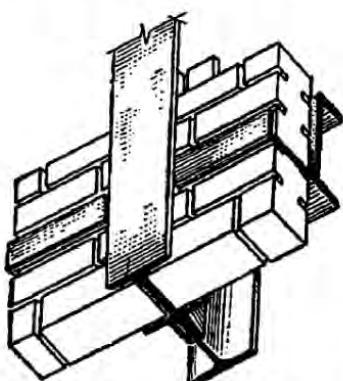


Рис. 1.29. Фахверк стен из штучных материалов

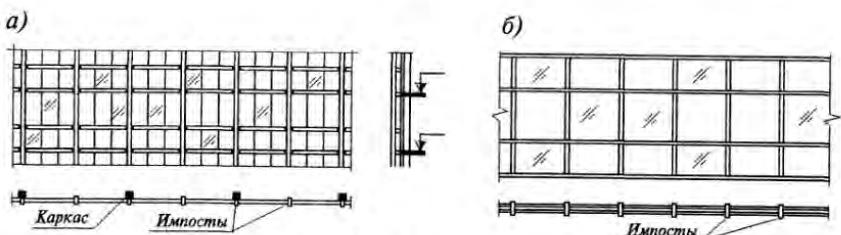


Рис. 1.30. Схемы витражей

ногого веса витражей. Несущие конструкции витражей выполняют из стали или алюминиевых сплавов.

В зависимости от климатических условий витражи устраивают одинарными, двойными (спаренными и раздельными) и тройными. Наиболее экономичны двойные раздельные витражи с воздушной прослойкой между переплетами 500...600 мм, обеспечивающей возможность прохода и чистки стекол изнутри витража. Для удобства чистки стекол спаренные переплеты делают открывающимися или разъемными. Очистку внешних поверхностей витражей производят обычно снаружи со специальных люлек или других устройств.

Для предохранения в холодное время года внешних стекол от образования конденсата, который может возникнуть при проникании теплого, влажного воздуха помещений в пространство между переплетами витражи, применяют тщательную герметизацию внутреннего переплета, особенно в местах стыков и притворов. При раздельных переплетах, кроме того, устраивают небольшие отверстия в наружных коробках, через которые внутренние поверхности наружных стекол омываются холодным и более сухим воздухом, поглощающим избыточную влагу.

Различные коэффициенты линейного расширения стекла и алюминия обуславливают необходимость устройства специальных упругих прокладок и зазоров в местах закрепления стекла в переплетах, что предохраняет его от разрушения при температурных деформациях.

Крепления стекол в переплетах из алюминиевых сплавов осуществляют различными способами, один из которых показан на рис. 1.31, а. При стальных переплетах крепление стекол осуществляют с помощью уголков (20 x 3 мм) и резиновых прокладок (рис. 1.31, б).

Силовые воздействия на витражи воспринимаются импостами и обвязками коробок обычно полого прямоугольного сечения, передающими усилия на несущий каркас и перекрытия здания. Если вертикальные импости поэтажно прикреплены к перекрытиям, то в конструкциях креплений предусматривают возможность перемещения импостов в трех направлениях на ± 30 мм, которое неизбежно при рихтовке во время монтажа каркаса и для компенсации температурных деформаций.

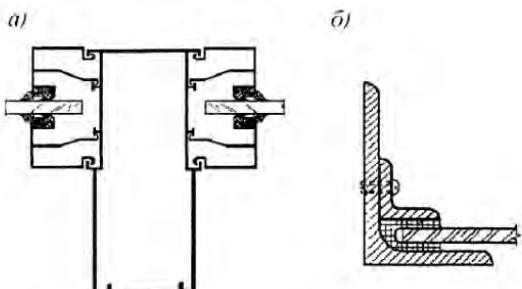


Рис. 1.31 Крепление стекол

В витражах зальных помещений большой высоты, (выставок, спортивных залов и др.) крепление к каркасу здания возможно только внизу и вверху (рис.1.30, б). Для восприятия ветровых нагрузок и передачи горизонтальных усилий на несущие конструкции здания в этих случаях устраивают специальные несущие каркасы из вертикальных и горизонтальных элементов. Вертикальные элементы этого каркаса (стойки) закрепляют в фундаментах или подвешивают к покрытию. Крепление каркаса витража к конструкциям здания должно обеспечивать возможность его перемещений для компенсации температурных деформаций. Особое значение это имеет для высоких витражей, расположенных под большепролетными сводчатыми и висячими покрытиями, которые также могут значительно перемещаться в вертикальном направлении. Если стойки жестко закреплены на нижней опоре, то верхнее крепление к покрытию делают подвижным в вертикальной плоскости. Если стойки подвешены к покрытию, то подвижным должно быть нижнее крепление.

1.4. Системы поперечных рам

1.4.1. Рамы с решетчатым ригелем

Рамы с решетчатым ригелем получили преимущественное распространение в строительстве. Сопряжение ригеля с колонной может быть жестким и шарнирным. При жестком сопряжении повышается поперечная жесткость здания, несколько снижается металлоемкость конструкций. Недостатком рам с жестким сопряжением элементов является их чувствительность к осадкам опор и температурным воздействиям. Частично снизить влияние этого недостатка можно путем устройства шарнирного сопряжения стоек рамы с фундаментами.

Очертание ригеля рамы определяется рядом факторов, главным из которых является уклон кровли, зависящий от примененного типа ограж-

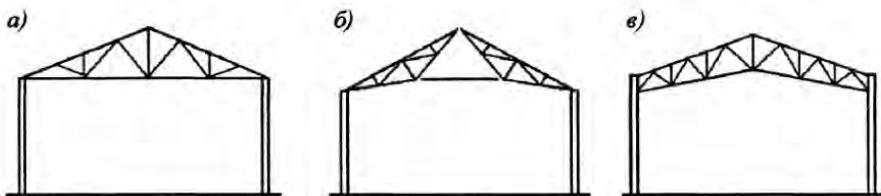


Рис. 1.32. Рамы с ригелями треугольного очертания

дающих конструкций покрытия. Так, при устройстве кровли из волнистой стали уклон должен быть не менее 1/5, еще более крутого уклона (1/4) требует кровля из волнистых асбестоцементных листов. В таких случаях применяют ригель треугольного очертания (рис. 1.32, а).

Назначая высоту фермы, следует обратить внимание на возможность перевозки отправочных марок по железной дороге, для чего наибольшая высота их не должна превышать 3,85 м. Этого можно добиться, принимая схему треугольной фермы по типу рис. 1.32, б или выполнив нижний пояс полигональной фермы с наклонным нижним поясом (рис. 1.32, в).

Основными преимуществами рам с шарнирным сопряжением ригеля с колонной являются простота монтажа и удобство унификации опорных узлов. Последнее обстоятельство определило массовое распространение таких конструкций, особенно при использовании типовых решений. При малоуклонных кровлях применяют фермы полигонального очертания с элементами из парных уголков, широкополочных тавров, труб и других сечений (см. п. 7.3 [1]). Для шарнирного сопряжения полигональной фермы с колонной обычно предусматривают опорные стойки двутавровых сечений, которые крепят к оголовку колонны сверху на монтажной сварке. Стропильные фермы крепят к опорным стойкам на болтах. На рис. 1.33 показаны конструкции опорной стойки и опорных узлов типовой стропильной фермы из парных уголков. Аналогично решают опорные узлы полигональных стропильных ферм с элементами других сечений.

При строительстве здания в регионах, где отсутствует угроза снежных за-

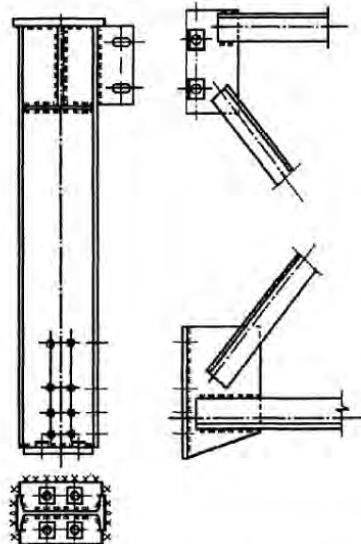


Рис. 1.33. Детали шарнирного опи-
рания типовых ферм

носов, можно добиться удачного решения вопросов освещения и аэрации, применяя шедовые конструкции покрытия (рис. 1.34). Такие конструкции широко применяют в зарубежной практике и достаточно часто использовали в практике отечественного строительства прошлых лет. В последнее время шедовые конструкции были незаслуженно вытеснены типовыми конструкциями полигональных ферм, но это, вероятно, явление временное.

В зарубежной практике широко применяют металлические конструкции в жилищном строительстве. Из металла делают стропильные конструкции, колонны, связи, каркасы и ограждающие конструкции стен, перегородки, двери, оконные переплеты, встроенные шкафы и др. В сочетании с современными композиционными материалами такие конструкции позволяют обеспечить экономическую эффективность зданий и их высокие эксплуатационные показатели. Такие показатели могут быть получены только на основе массового строительства при комплексном подходе к проблеме с решением всех вопросов, обеспечивающих производство зданий «под ключ». Поэтому внедрение таких конструкций в практику отечественного строительства требует достаточно высоких первоначальных затрат для создания современных материалов, технологических агрегатов и линий для поточного производства конструкций и комплектую-

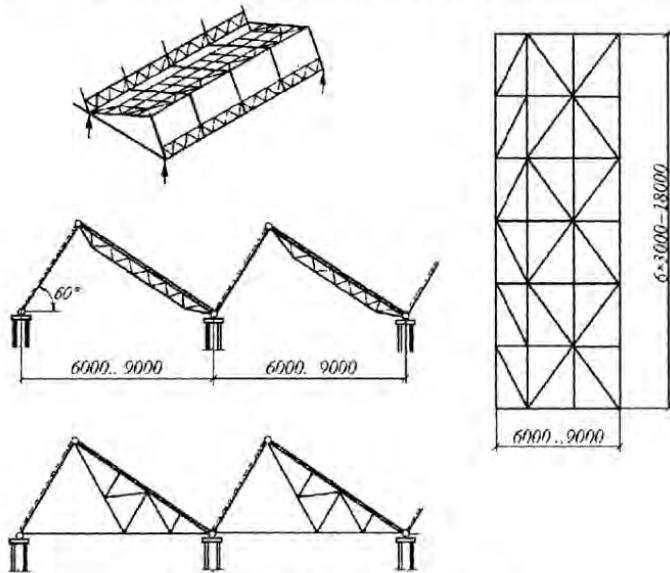


Рис. 1.34. Шедовые конструкции

ших изделий. Как показал зарубежный опыт, такие затраты достаточно быстро окупаются. Заслуживают внимания конструкции Sunday system на основе холодногнутых С-образных профилей из тонколистовой оцинкованной стали толщиной порядка 1 мм, применяемые фирмой AmTech в индивидуальном жилищном строительстве. Из таких элементов выполняют стропильные фермы, прогоны, стойки рам и каркасы стеновых панелей.

1.4.2. Сплошностенчатые рамы

При небольших (12...24 м) пролетах может оказаться целесообразным устройство сплошного ригеля, оптимальная высота которого составляет 1/15...1/20 пролета, в то время как оптимальная высота сквозного ригеля равна 1/8 пролета. Связанное с меньшей высотой ригеля снижение высоты покрытия обеспечивает уменьшение расходов на стеноное ограждение, сокращение эксплуатационных затрат на отопление неиспользуемого объема здания. Кроме того, сплошные ригели более технологичны: собираются из малого числа элементов, приспособлены для поточного изготовления, сварки автоматами и т.п. Они лучше сопротивляются коррозии, вследствие отсутствия зазоров, и более удобны для окраски в процессе эксплуатации. В США и Канаде до 40% всех промышленных зданий построено с применением стальных сплошностенчатых рам.

Недостатками сплошных ригелей по сравнению со сквозными являются более высокая металлоемкость и относительно меньшая жесткость вследствие малой высоты сечения. Элементы рам проектируют из широкополочных или сварных двутавров.

На рис.1.35 показаны некоторые схемы рам фирмы «Батлер» — крупнейшего производителя зданий комплектной поставки. Эта фирма выпускает рамы пролетами 12...24 м, шаг рам 6; 7,5; 9 м. Их изготавливают как из прокатных, так и из сварных двутавров переменного сечения из сталей повышенной прочности ($R_y = 350...450$ МПа). Монтажные соединения выполняют на фланцах и высокопрочных болтах.

В нашей стране организовано серийное производство аналогичных рам типа «Канска», которые имеют от одного до пяти пролетов длиной 18, 24 м, с шагом рам — 6 и 12 м. Рамы выполняют из низколегированной стали. Стойки рам запроектированы из широкополочных двутавров, ригели — из сварных двутавров. Высота ригеля составляет 1/19...1/26 пролета. Стенку ригеля толщиной 4...8 мм укрепляют поперечными ребрами жесткости.

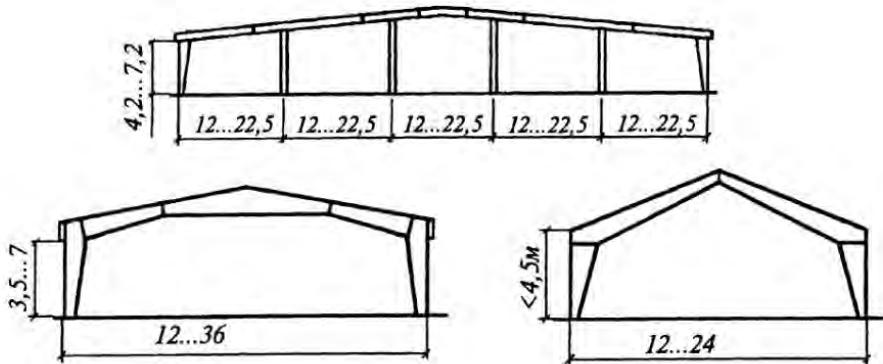


Рис. 1.35. Схемы рам системы «Батлер» (размеры даны в м)

Наиболее ответственным узлом рамы является узел сопряжения ригеля с колонной, который работает в условиях сложного напряженного состояния. Некоторые варианты технических решений такого узла показаны на рис.1.36.

Часто стойки и ригели рам принимают замкнутого коробчатого сечения. Примером таких конструкций могут служить рамы системы «Плауэн» и отечественные рамы «Орск» (рис.1.37). Рамы «Орск» имеют пролеты 18 и 24 м, высоту 7 и 8 м. Тип сечения принят одинаковым для стоек и ригелей, при этом высота сечения стойки составляет $1/12$ высоты рамы, а высота сечения ригеля — $1/35$ пролета. Для обеспечения местной устойчивости стенки устраивают два продольных рифа и приваривают с внутренней стороны поперечные ребра жесткости.

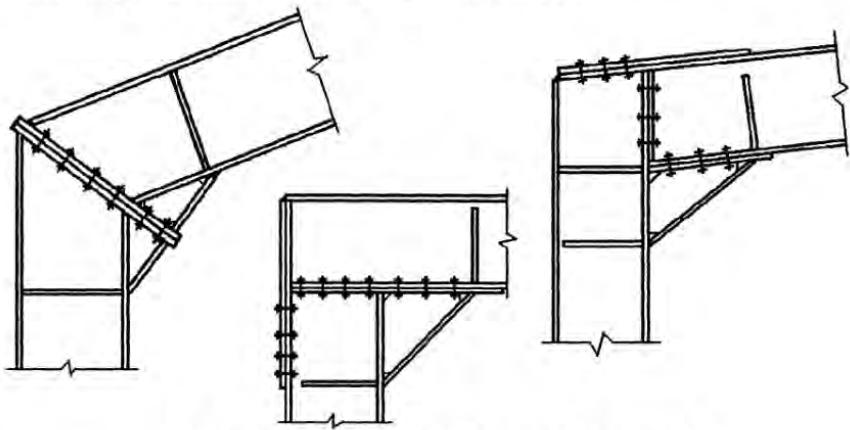


Рис. 1.36. Узлы сопряжения ригеля с колонной

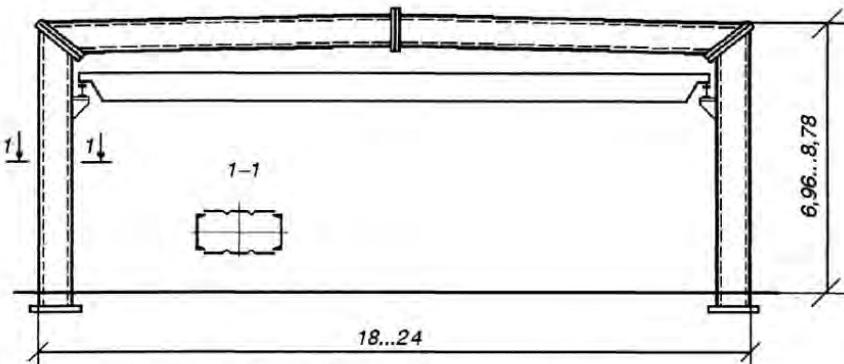


Рис. 1.37. Поперечная рама типа «Орск»

В ряде регионов организовано мелкосерийное производство рам с перфорированными и гофрированными стенками, а также рам переменной жесткости. Последние могут быть изготовлены из широкополочных двутавров путем их предварительной разрезки вдоль по косой линии и последующей сварки.

Удачная эстетическая форма и относительно высокая коррозионная стойкость сплошностенчатых рам позволяет выносить их целиком или частично за пределы здания, не загромождая его внутренний объем.

1.4.3. Компоновка многопролетных и многоэтажных зданий

При проектировании **многопролетных зданий** нужно стремиться к максимальной типизации конструкций, поэтому желательно чтобы здание было прямоугольным в плане, все пролеты были равными и имели одинаковую высоту. Перепады высот не только увеличивают число типоразмеров конструкций, но и служат местами образования снежных мешков. Перепады высот допускаются, если это обусловлено требованиями технологии производства, освещенности и аэрации. При этом нужно стремиться группировать повышенные пролеты по одну сторону от пониженных. Не следует предусматривать перепады высот между пролетами одного направления, если они не превышают 1,2 м. Перепад высот смежных пролетов величиной 1,8 м целесообразен, если ширина пониженной части превышает 60 м, перепад 2,4 м — при ширине пониженной части более 36 м.

Шаг колонн у перепада высот параллельных пролетов здания следует принимать равным шагу колонн по крайним продольным осям, если это не противоречит технологическим требованиям. Пролеты зданий, кратные 3 м, но не кратные 6 м, следует назначать при подтверждении целесообразности принятого размера технико-экономическими расчетами.

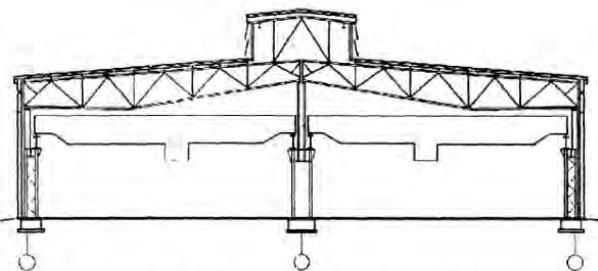


Рис. 1.38. Профиль здания с наружным водоотводом

Поперечный профиль здания должен быть увязан с выбранной системой организации удаления атмосферных вод. Наружный отвод воды с кровли может быть организованным и неорганизованным. В первом случае устраивают желоба и водосточные трубы, во втором — вода с кровли стекает непосредственно на землю (рис. 1.38).

Не следует допускать неорганизованный сброс воды с повышенной части кровли на пониженную. При неизбежности такого решения кровлю

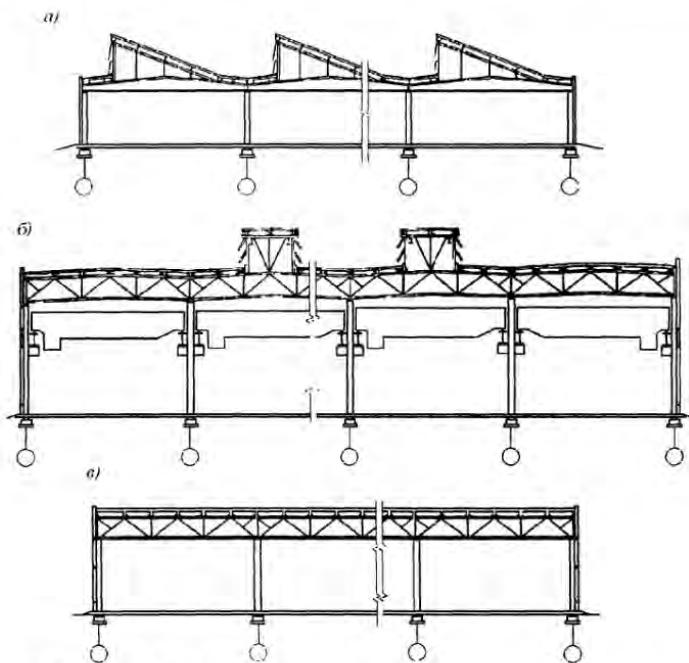


Рис. 1.39. Профили зданий с внутренним водоотводом:

а — здание с шедовым профилем; *б* — здание с малоуклонной кровлей и фонарными надстройками;
в — бесфонарное здание с безуклонной кровлей

под свесом повышенной части защищают настилом. Исключением является сброс воды с покрытия фонарей, так как в этом случае вода стекает по остекленным слегка наклонным переплетам. Не допускается сток воды с кровли отапливаемых пролетов на кровлю неотапливаемых и даже на кровлю, где возможна меньшая интенсивность подтаивания снега.

При внутреннем водоотводе (рис. 1.39) вода стекает по скату кровли в продольные разжелобки (ендовы) и далее попадает через водоприемные воронки и трубы в ливневую канализацию.

Мощные технологические агрегаты требуют иногда устройства тяжелых рабочих площадок, многоэтажных этажерок, повышенной аэрации, что вынуждает проектировать поперечную конструкцию цеха достаточно сложного профиля. Примером такого решения является поперечный разрез по высокой части главного здания конверторного цеха металлургического завода «Азовсталь» (рис. 1.40).

Многоэтажные здания с рамно-связевым каркасом (рамы в поперечном направлении и вертикальные связи — в продольном) применяют при небольшом количестве этажей (рис. 1.41). Для высотных зданий использу-

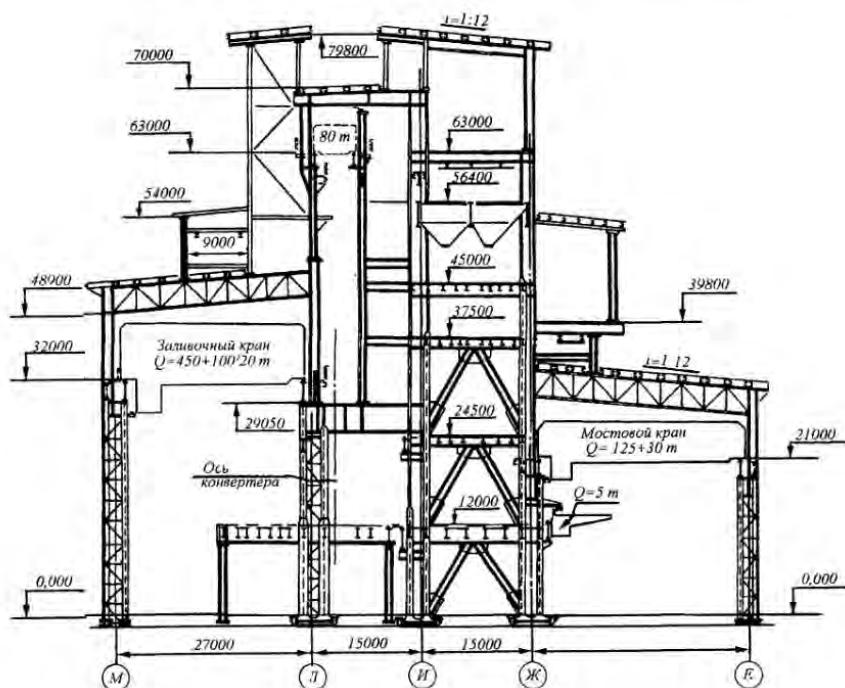


Рис. 1.40. Поперечный разрез по высокой части конверторного цеха

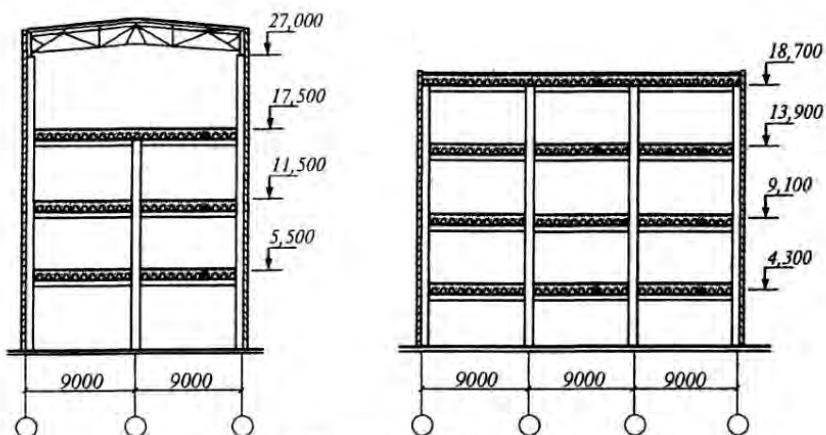


Рис. 1.41. Схемы многоэтажных зданий

зуют иные конструктивные схемы, которые будут рассмотрены ниже; что касается рамно-связевых систем многоэтажных зданий, то они принципиально не отличаются от рамно-связевых систем одноэтажных зданий.

Система разбивочных осей, их обозначения и способ назначения размеров многоэтажного здания в плане ничем не отличается от принятых для одноэтажных зданий. Сетку колонн чаще всего применяют 6х6, 9х6, 12х6 м. Высоту этажа измеряют от пола до пола, т.е. включая высоту конструкций междуэтажного перекрытия. Высоту верхнего этажа измеряют от пола до верха плит покрытия.

Применение многоэтажных промышленных зданий ограничивается производствами с относительно легким технологическим оборудованием, размещаемым на междуэтажных перекрытиях (легкая промышленность, приборостроение, полиграфическое производство и др.). Наибольшее распространение получили двухэтажные здания, на первом этаже которых располагают тяжелое оборудование, устанавливаемое на отдельно стоящие фундаменты, а на втором — производства с легким оборудованием, требующие хорошего естественного освещения. Такие здания используют для некоторых производств легкой и пищевой промышленности, цехов электролиза и др.

Многоэтажные здания целесообразны при малых размерах территории, а также в тех случаях, когда технологический процесс организован по вертикальной схеме, и материалы могут перемещаться за счет собственного веса (склады сыпучих материалов, бункерные эстакады и др.).

Здание, состоящее из одноэтажной и многоэтажной частей, называют зданием смешанной этажности.

1.5. Защита стальных конструкций зданий от коррозии

1.5.1. Классификация агрессивных сред

Коррозия стали является следствием химической реакции, для протекания которой нужна влага, поэтому процесс коррозии развивается в зоне контакта пленки влаги с поверхностью конструкции. Образование такой пленки зависит от влажности воздуха. Внутри помещений это связано с температурно-влажностным режимом, на открытом воздухе — с климатическими условиями района строительства. Влажностный режим внутри помещений делят на три группы по относительной влажности воздуха: ≤60%, от 61 до 75%, >75%. Климатические условия определяют по зонам влажности (сухая, нормальная, влажная), которые приведены на карте в нормах (СНиП 11-3-79*).

Химическая реакция протекает более интенсивно, если в пленке влаги содержатся способствующие коррозии вещества, которые попадают в нее из газов и аэрозолей окружающего воздуха или из отложений на поверхности конструкции солей и пыли.

Установлено четыре группы агрессивных газов. Коррозионная активность газов при равной влажности воздуха возрастает от группы А к группе Д (табл. П1.1).

Степень агрессивного воздействия солей и пыли зависит от их растворимости и гигроскопичности. По этому признаку установлены три группы:

- I — *малорастворимые*: силикаты, фосфаты (вторичные и третичные) и карбонаты магния, кальция, бария, свинца; сульфаты бария, свинца; оксиды и гидроксиды железа, хрома, алюминия, кремния;
- II — *хорошо растворимые малогигроскопичные*: хлориды и сульфаты натрия, калия, аммония; нитраты калия, бария, свинца, магния; карбонаты щелочных металлов;
- III — *хорошо растворимые гигроскопичные*: хлориды кальция, магния, алюминия, цинка, железа; сульфаты магния, марганца, цинка, железа; нитраты и нитриты натрия, калия, аммония; все первичные фосфаты; вторичный фосфат натрия: оксиды и гидроксиды натрия, калия¹.

¹ К малорастворимым относятся соли с растворимостью менее 2 г/л, хорошо растворимым — выше 2 г/л. К малогигроскопичным относятся соли, имеющие равновесную относительную влажность при температуре 20°C 60% и более, а к гигроскопичным — менее 60%.

Таким образом, степень агрессивного воздействия среды на конструкции определяется видом и концентрацией газов, наличием солей и аэрозолей в воздухе, а также составом, растворимостью и гигроскопичностью твердых пылевидных частиц. Есть еще одно обстоятельство, влияющее на развитие коррозионных процессов, — это вид пленки влаги.

Фазовая пленка влаги вызывает более существенную коррозию, чем адсорбционная. Внутри отапливаемых помещений фазовая пленка образуется на ограждающих конструкциях, если возможно (в соответствии с санитарными нормами) образование конденсата. На открытом воздухе коррозия конструкций определяется продолжительностью воздействия фазовой пленки влаги (дождь, мокрый снег, роса и т.д.), которая изменяется в зависимости от зоны влажности. Продолжительность воздействия фазовой пленки влаги на конструкции, расположенные под навесами, также зависит от климатических условий (зоны влажности), хотя она меньше, чем на открытом воздухе (только туман, роса, иней). Внутри неотапливаемых помещений условия несколько лучше, чем под навесами, но незначительно, поэтому степень агрессивного воздействия среды на конструкции под навесами и внутри неотапливаемых зданий принимают одинаковой.

Для учета всех перечисленных факторов вводят обобщенное понятие агрессивности среды. По степени воздействия на строительные конструкции среды разделяют на *неагрессивные, слабоагрессивные, среднеагрессивные и сильноагрессивные* (табл. П1.2, П1.3). Для каждой среды установлены вполне определенные способы защиты конструкций от коррозии.

1.5.2. Конструктивные требования

Металлические конструкции для зданий с агрессивными средами следует проектировать такой формы, которая исключала бы возможность скопления на поверхности элементов конструкций атмосферной влаги, конденсата, пыли и жидких агрессивных сред и не затрудняла бы их удаление. Необходимо избегать образования застойных мест в виде пазух, карманов, зазоров, узких щелей и т. п. Элементы и соединения должны иметь свободный доступ для осмотров и восстановлений защитных покрытий.

Применение металлических конструкций с тавровыми сечениями из двух уголков, крестовыми сечениями из четырех уголков, с незамкнутыми прямоугольными сечениями, двутавровыми сечениями из швеллеров

или из гнутого профиля в зданиях со среднеагрессивными и сильноагрессивными средами не допускается.

Стальные конструкции зданий для производств с агрессивными средами с элементами из труб или из замкнутого прямоугольного профиля должны проектироваться со сплошными швами и заваркой торцов. Применение элементов замкнутого сечения в слабоагрессивных средах для конструкций на открытом воздухе допускается при условии, если обеспечен отвод воды с участков ее возможного скопления.

Не следует проектировать конструкции из сталей марок 09Г2 и 14Г2 для зданий, находящихся в слабоагрессивных средах, содержащих сернистый ангидрид или сероводород по группе газов В, и из стали 18Г2АФпс — для средне- и сильноагрессивных сред, содержащих эти газы по группам В, С или Д. Стальные конструкции зданий со средне- и сильноагрессивными средами, а также со слабоагрессивными средами, содержащими сернистый ангидрид, сероводород или хлористый водород по группам газов В и С, допускается проектировать из стали марок 12ГН2МФАЮ, 12Г2СМФ и 14ГСМФР с пределом текучести не менее 588 МПа и стали с более высокой прочностью только после проведения исследований склонности стали и сварных соединений к коррозии под напряжением в данной среде в соответствии с требованиями ГОСТ 9.903-81 и ГОСТ 26294-84.

Для несущих конструкций зданий, в которых размещены производства со слабо- и среднеагрессивными средами, содержащими сернистый газ или сероводород, можно применять стали марок ВСтЗсп, ВСтЗпс, ВСтЗкп2, В18Тпс5, ВСт3Гпс, 10ХСНД, 15ХСНД, С9Г2С, 10Г2С1, 15Г2СФ, 14Г2АФ и 16Г2АФ. При слабоагрессивной среде и влажности воздуха не более 75% несущие конструкции можно проектировать из низколегированной стали повышенной коррозионной стойкости марок 10ХСНД и 15ХСНД. В этом случае дополнительной защиты конструкций от коррозии не требуется. В неагрессивной и слабоагрессивной среде возможно применение конструкций, собираемых на болтах или заклепках из углеродистой стали, а также на высокопрочных болтах из стали марки 40Х. Специальной защиты болтов не требуется, если после сборки на соединения наносят лакокрасочные покрытия. Для зданий, в которых размещены производства со среднеагрессивными средами, можно применять оцинкованные или кадмированные болты. Но не допускается проектировать стальные конструкции с соединениями на высокопрочных болтах из стали марки ЗОХЗМФ «селект» и заклепках из стали марки 09Г2 для зданий в слабоагрессивных средах, содержащих серни-

стый ангидрид или сероводород по группе газов В, а также зданий со средне- и сильноагрессивными средами.

Применение алюминия, оцинкованной стали или металлических защитных покрытий не допускается предусматривать при проектировании конструкций зданий, на которые воздействуют растворы солей меди, ртути, олова, никеля, свинца и других тяжелых металлов, твердая щелочь, кальцинированная сода и другие хорошо растворимые гигроскопичные соли со щелочной реакцией, способные откладываться на конструкциях в виде пыли, если без учета воздействия пыли степень агрессивного воздействия среды соответствует средне- или сильноагрессивной. Из алюминия не разрешается проектировать конструкции зданий со средне- и сильноагрессивными средами при концентрации хлора, хлористого водорода и фтористого водорода по группам газов С и D. Во избежание контактной коррозии в местах соединений стальных конструкций с оцинкованными стальными или алюминиевыми листами необходимо изолировать один из соприкасающихся элементов. Изоляцией могут служить прокладки из неметаллических материалов или лакокрасочные покрытия. Выполнение этого требования особенно важно в зданиях со слабо- и среднеагрессивными средами.

1.5.3. Защитные покрытия

По виду материалов защитные покрытия металлических конструкций делят на лакокрасочные, металлические, оксидные, изоляционные и их комбинации. По механизму защитного действия они могут быть барьерными, обеспечивающими только изоляцию, протекторными, защищающими металл электрохимически и с комбинированным барьерно-протекторным действием. Лакокрасочные покрытия в зависимости от вида пигмента могут обеспечивать все формы защиты. Цинковое покрытие обеспечивает как протекторную, так и барьерную защиту; алюминиевые — обычно только барьерную, а в присутствии хлористых солей или хлора — также и протекторную.

Защиту конструкций из алюминиевых сплавов выполняют с помощью естественно или искусственно создаваемого на их поверхности (химическим или электрохимическим способом) оксидного слоя, который обеспечивает барьерную защиту.

Изоляционные покрытия выполняют из тканевых материалов, пропитанных битумно-резиновыми мастиками, или из полимерных пленок, приклеиваемых к металлической поверхности.

Нанесению покрытий должна предшествовать тщательная подготовка поверхности с удалением продуктов коррозии, жировых и других загрязнений, а также для придания ей шероховатости для лучшего сцепления с покрытием. Полное удаление продуктов коррозии в пять раз увеличивает срок службы лакокрасочных покрытий. Применяют механические и химические способы подготовки поверхности. К механическим способам относят обработку сухим абразивом (дробеструйную, дробеметную, металлическим песком) и обработку механизированным инструментом (проволочными щетками, шлифовальными машинками, иглофрезами). Очистка ручными щетками допускается только для конструкций, эксплуатируемых в неагрессивных средах. К химическим способам подготовки поверхности относят обезжиривание в водных щелочных растворах и в органических растворителях, травление в кислотах. Последнее можно использовать для конструкций при отсутствии в них карманов и зазоров, где может оставаться электролит и не допускается для конструкций, выполненных из высокопрочных сталей.

Защиту стальных конструкций от коррозии можно производить металлическими покрытиями, лакокрасочными материалами и комбинированными металлизационно-лакокрасочными покрытиями.

К металлическим покрытиям относят: горячее цинкование и алюминирование, металлизационные и гальванические покрытия.

При горячем цинковании и алюминировании прокат или сварные конструкции погружают в расплавленный металл. Толщина покрытия (60...200 мкм) зависит от продолжительности пребывания конструкции в ванне с расплавленным металлом, его температуры и от скорости извлечения конструкции из ванны.

Процесс нанесения металлизационного покрытия заключается в распылении расплавленного металла по поверхности конструкции. При малых толщинах металлизационное покрытие получается пористым и плохо защищает конструкцию от коррозии, а получение толстых слоев (150...3000 мкм) — длительный и трудоемкий процесс.

Гальванические покрытия (цинковые, кадмевые, хромовые и др.) получают посредством выделения защитного металла из растворов или расплавов солей под действием электрического тока. Толщина гальванического покрытия обычно не превышает 20 мкм. Метод таких покрытий применяют для защиты относительно мелких элементов.

Лакокрасочные покрытия состоят из грунтовки и покровных слоев. Грунтовочные слои обеспечивают адгезию всего покрытия и частично защищают конструкцию на период транспортировки, хранения и монтажа (в среднем 6 месяцев). Состав грунтовки определяют материалом поверх-

ности (сталь, оцинкованная сталь, алюминиевые сплавы) и качеством подготовки с учетом состава агрессивной среды. Покровные слои создают барьерную защиту и непроницаемость всей системы покрытия, а также придают конструкции хороший внешний вид. При выборе грунтовок и покровных материалов, составляющих систему лакокрасочного покрытия, должна быть предусмотрена их совместимость.

Правильно выбрать способ защиты от коррозии вам поможет табл. П1.4. Лакокрасочные покрытия (грунты, краски, эмали, лаки) условно разбиты на группы, каждая из которых объединяет взаимозаменяемые составы:

- группа I — глифталевые, пентофталевые, алкидно-стирольные, алкидно-уретановые, эпоксиэфирные, масляные, масляно-битумные, нитроцеллюлозные;
- группа II — фенолформальдегидные, полиакриловые и акрилосиликоновые, полизэфирсиликоновые, поливинилбутиральные, хлоркаучуковые, перхлорвиниловые и на сополимерах винилхлорида, сланцевиниловые;
- группа III — фенолформальдегидные, полиуретановые, эпоксидные, полистирольные, перхлорвиниловые и на сополимерах винилхлорида, сланцевиниловые, кремнийорганические;
- группа IV — перхлорвиниловые и на сополимерах винилхлорида, эпоксидные.

При выборе способа защиты от коррозии следует учитывать некоторые дополнительные рекомендации, приведенные ниже [13].

Несущие конструкции из стали марки 10ХНДП допускается не защищать от коррозии на открытом воздухе в средах со слабоагрессивной степенью воздействия, из стали марок 10ХСНД и 15ХСНД — на открытом воздухе в сухой зоне при содержании в атмосфере газов группы А (слабоагрессивная степень воздействия среды). При толщине проката более 5 мм возможно применение конструкций из стали перечисленных марок без очистки поверхности от окалины и ржавчины. Ограждающие конструкции из стали марок 10ХНДП (для сред с газами групп А и В) и 10ХДП (только для сред с газами группы А) могут быть применены без защиты от коррозии при условии воздействия слабоагрессивных сред на открытом воздухе. Части конструкций из стали этих марок, находящиеся внутри зданий с неагрессивными или слабоагрессивными средами, должны быть защищены от коррозии лакокрасочными покрытиями II и III групп, наносимыми на линиях окрашивания и профилирования металла, или способами защиты, предусмотренными для сред со слабоагрессивной степенью воздействия.

Ограждающие конструкции из неоцинкованной углеродистой стали с лакокрасочными покрытиями II и III групп, нанесенными на линиях окрашивания и профилирования металла, допускается предусматривать для сред с неагрессивной степенью воздействия.

Горячее цинкование и горячее алюминирование методом погружения в расплав необходимо предусматривать для защиты от коррозии стальных конструкций: с болтовыми соединениями, из незамкнутого профиля со стыковой сваркой и угловыми швами, а также болтов, шайб, гаек. Этот метод защиты от коррозии допускается предусматривать для стальных конструкций со сваркой внахлест при условии сплошной обварки по контуру или обеспечения гарантированного зазора между свариваемыми элементами не менее 1,5 мм.

Монтажные сварные швы соединений конструкций должны быть защищены путем газотермического напыления цинка или алюминия, либо лакокрасочными покрытиями III и IV групп с применением протекторной грунтовки после монтажа конструкций. Плоскости сопряжения конструкций на высокопрочных болтах должны быть перед монтажом обработаны металлической дробью для обеспечения коэффициента трения не ниже 0,37.

Вместо горячего цинкования стальных конструкций (при толщине слоя 60...100 мкм) допускается для мелких элементов (с мерной длиной до 1 м), кроме болтов, гаек и шайб, гальваническое цинкование или кадмирование (при толщине слоя 42 мкм) с последующим хроматированием. Этот метод защиты от коррозии допускается предусматривать для болтов, гаек и шайб при толщине слоя до 21 мкм (толщина покрытия в резьбе не должна превышать плюсовых допусков) с последующей дополнительной защитой выступающих частей болтовых соединений лакокрасочными покрытиями III и IV групп.

Газотермическое напыление цинка и алюминия применяют для защиты от коррозии стальных конструкций со сварными, болтовыми и заклепочными соединениями, за исключением мест сварных монтажных соединений. Защиту монтажных соединений выполняют после монтажа конструкций путем газотермического напыления или лакокрасочными покрытиями III и IV групп с применением протекторной грунтовки. Газотермическое напыление может быть предусмотрено для защиты конструкций, если цинкование или алюминирование погружением в расплав не предусмотрено технологией.

Химическое оксидирование с последующим окрашиванием или электрохимическое анодирование поверхности нужно предусматривать для защиты от коррозии конструкций из алюминия. Участки конструкций, на

которых нарушена целостность защитной анодной или лакокрасочной пленки в процессе сварки, клепки и других работ, выполняемых при монтаже, должны быть после предварительной зачистки защищены лакокрасочными покрытиями с применением протекторной грунтовки.

Подводя итог отметим, что при решении вопросов защиты конструкций от коррозии следует выполнить следующие процедуры:

- Установить концентрацию агрессивных газов и по табл. П1.1 определить их группу. При наличии отложений солей и производственной пыли определить, к какой группе они относятся, опираясь на приведенную в п.1.5.1 классификацию.

- Пользуясь данными табл.П1.2 и П1.3, установить степени агрессивного воздействия на конструкции газообразных и твердых сред.

- Привести в соответствие технические и конструктивные решения проекта с конструктивными требованиями антикоррозионной защиты (см. п.1.5.2.). Выбрать по табл. П1.4 способы защиты конструкций от коррозии. Решить вопрос подготовки поверхности (см. п.1.5.3). Подобрать с помощью табл. П1.5 марку лакокрасочного материала.

1.6. Огнестойкость стальных конструкций

Каждое здание или сооружение в зависимости от конструктивных и объемно-планировочных решений, количества пожарной нагрузки, наличия потенциальных источников зажигания и других факторов имеет определенную пожарную опасность. В условиях пожара строительные конструкции зданий могут разрушаться в течение нескольких часов или даже минут.

Соответствие строительных конструкций требованиям пожарной безопасности устанавливается следующим образом:

- Определяют *требуемую степень огнестойкости здания* в зависимости от его назначения, площади, этажности, категории по взрывопожарной опасности и других факторов.

- На основании требуемой степени огнестойкости здания определяют требуемые *пределы огнестойкости основных строительных конструкций*.

- Исходя из назначенных в проекте геометрических характеристик конструктивных элементов здания (толщина, размеры поперечного сечения и др.) устанавливают *фактические пределы огнестойкости конструкций*.

- Фактические пределы огнестойкости сравнивают с требуемыми пределами огнестойкости, после чего делают вывод о соответствии конструкций требованиям пожарной безопасности. Если конструкции не

удовлетворяют таким требованиям, то принимают меры по их защите от огня с целью повышения фактического предела огнестойкости.

1. Требуемую степень огнестойкости здания устанавливают по ведомственным или отраслевым нормам проектирования. Так, при проектировании производственного здания используют СНиП 2.09.02-85 «Производственные здания». Если при этом нужно установить, например, требуемую степень огнестойкости одноэтажного здания нефтехимической промышленности категории А с площадью этажа до 3,5 тыс. м², то с помощью этого документа назначают III степень огнестойкости.

При проектировании здания спортивного назначения обращаются к СНиП 2.08.02-89* «Общественные здания и сооружения», из которого видно, что, например, для крытых спортивных сооружений при количестве зрительных мест более 600 степень огнестойкости нужно принимать не ниже II. Аналогично решают вопросы определения требуемой степени огнестойкости для зданий иного назначения.

2. Требуемые пределы огнестойкости основных строительных конструкций определяют по СНиП 21-01-97 «Пожарная безопасность зданий и сооружений». Для этой цели можно воспользоваться данными табл. 1.3.

Таблица 1.3. Требуемые пределы огнестойкости основных строительных конструкций, мин.

Степень огнестойкости здания	Предел огнестойкости строительных конструкций, не менее			
	Несущие элементы здания*	Наружные стены	Перекрытия междуэтажные (в т.ч. чердачные и над подвалами)	Покрытия бесчердачные
I	R 120	RE 30	REi 60	RE 30
II	R 45	RE 15	REi 45	RE 15
III	R 15	RE 15	REi 15	RE 15
IV			Не нормируется	

* К несущим элементам здания относятся конструкции, обеспечивающие его общую устойчивость и геометрическую неизменяемость при пожаре (несущие стены, рамы, колонны, балки, фермы, арки, связи, диафрагмы жесткости и т.п.).

За предел огнестойкости конструкций принимают время (в минутах) от начала их стандартного испытания в лабораторных огневых печах до наступления одного из трех признаков предельных состояний: потери несущей способности (*R*); потери целостности (*E*); потери теплоизолирующей способности (*i*).

3. Фактические пределы огнестойкости конструкций устанавливают, согласно нормативным документам.¹ Для некоторых несущих металлических

¹ Например «Пособие по определению пределов огнестойкости конструкций» / ЦНИИСК им. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1985.

ческих конструкций значения фактических пределов огнестойкости приведены в табл. П2.1. Фактический предел огнестойкости таких ограждающих конструкций, как покрытия по стальному профилированному настилу с утеплителем из минераловатных плит, стены из стальных трехслойных панелей и монопанелей, составляет 15 мин.

Предел огнестойкости металлических конструкций может быть увеличен путем их огнезащиты.

В помещениях с неагрессивной и слабоагрессивной средами могут применяться вспучивающиеся (ВПМ-2, ОВП-1к и др.) и невспучивающиеся (на основе фосфатных вяжущих) огнезащитные покрытия.

Для помещений с агрессивной средой назначают следующие конструктивные решения по огнезащите стальных конструкций: кирпичная и бетонная облицовки, цементно-песчаная штукатурка, покрытия и штукатурки на основе асбеста, перлита, вермикулита, фосфатных соединений. Толщина штукатурок и облицовок устанавливается в зависимости от требуемых пределов огнестойкости конструкций (см. табл. П2.1).

Для огнезащиты стальных ферм и структурных покрытий особенно целесообразны подвесные потолки.

Пример 1. 1. Для проектируемого прессово-сварочного корпуса машиностроительной промышленности предусмотреть мероприятия по защите несущих стальных конструкций от коррозии и обеспечению их огнестойкости.

Технологический процесс связан с выделением оксида азота, а также фтористого водорода, концентрация которого достигает $0,5 \text{ мг}/\text{м}^3$. Влажностный режим помещений 65%. Здание относится к категории Г по взрывопожарной и пожарной опасности.

Здание четырехэтажное с размерами в плане $96 \times 132 \text{ м}$ имеет каркасную конструктивную схему. Колонны и ригели междуэтажных перекрытий запроектированы из широкополочных двутавров соответственно 40К5 и 60Б1. Предполагается применить типовые стропильные фермы из спаренных уголков, минимальный калибр 50×5 . Покрытие из стального профилированного настила с утеплителем из минераловатных плит. Сечение прогонов — [№22. Стеновое ограждение из стальных трехслойных панелей.

Мероприятия по антикоррозионной защите конструкций. В соответствии с табл. П1.1 имеем группу В агрессивных газов, а по табл. П1.2 определяем внутрицеховую среду как слабоагрессивную.

Для зданий со слабоагрессивной средой допускается применять конструкции с сечениями из спаренных уголков, поэтому предварительно назначенные типовые фермы из спаренных уголков приняты. Несущие конструкции проектируем с использованием следующих марок сталей: 09Г2С (колонны, ригели перекрытий), ВСт3псб (стропильные фермы), ВСт3кп2 (прогоны покрытия). Предусматриваем монтажные соединения на монтажной сварке и болтах.

Для защиты металлоконструкций от коррозии назначаем окрашивание их лакокрасочными материалами группы I (табл. П1.4), состоящими из грунтовки ГФ-020 и эмали ПФ-115 (табл. П1.5). Перед нанесением лакокрасочных покрытий назначаем дробеструйную или дробеметную обработку поверхности конструкций. **Обеспечение огнестойкости металлоконструкций.** В соответствии со СНиП 2.09.02-85 здания категории Г с числом этажей

не более 6 относятся к III степени огнестойкости. В этом случае предел огнестойкости несущих конструкций должен быть не ниже R15 (табл. 1.3).

Фактический предел огнестойкости балок перекрытий, стропильных ферм, прогонов, а также колонн без огнезащиты зависит от приведенной толщины металла t_{red} (табл. П2.1), вычисляемой по формуле $t_{red} = A/U$, где A — площадь поперечного сечения; U — обогреваемый периметр сечения.

Данные вычислений сведены в табл. 1.4. Из анализа данных этой таблицы приходим к выводу, что огнестойкость запроектированных балок перекрытий, стропильных ферм и прогонов покрытия не обеспечена. Для обеспечения пожарной безопасности предусматриваем огнезащиту указанных конструкций путем нанесения по анткоррозионной защите вспучивающегося покрытия ОВП-1К.

Таблица 1.4. К примеру 1.1

Конструктивный элемент	Колонны	Балки перекрытий	Стропильные фермы	Прогоны покрытия
t_{red} , см	1,5	0,6	0,2	0,5
Фактический предел огнестойкости, мин	R*18	R* 10	R* 6	R* 9

Литература к гл. 1

- 1...7. См. основную литературу.
8. **Архитектура гражданских и промышленных зданий. В 5 т. Т. 5. Промышленные здания / Л.Ф.Шубин.— М.: Стройиздат, 1986.**
9. **Архитектура гражданских и промышленных зданий. В 5 т. Т. 5. Общественные здания / Л. Б. Великовский.— М.: Стройиздат, 1977.**
10. **Архитектура промышленных предприятий, зданий и сооружений. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. Н. Н. Кима.— М.: Стройиздат, 1990.**
11. **Архитектура гражданских и промышленных зданий. Промышленные здания / Под ред. Ю.С.Яралова.— М.: «Высшая школа», 1975.**
12. **Дехтиар А. Ш. Облегченные конструкции стен промышленных зданий.— М.: Стройиздат, 1979.**
13. **Кутухтин Е. Г., Спиридов В. М., Хромец Ю. Н. Легкие конструкции одноэтажных производственных зданий. (Справочник проектировщика)— М.: Стройиздат, 1988.**
14. **Муханов К. К. Металлические конструкции.— М.: Стройиздат, 1978.**
15. **Самойло А. И. Производственные здания.— М.: «Высшая школа», 1977.**
16. **Тамсплон Ф. Ф. Ограждающие конструкции из алюминиевых панелей.— Л.: Стройиздат, 1976.**
17. **Трофимов В. И., Каминский А. М. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений: разработка конструкций, исследования, расчет, изготовление, монтаж.— М.: Наука, 1997.**
18. **Хромец Ю. Н. Промышленные здания из легких конструкций.— М.: Стройиздат, 1978.**
19. **Чистяков А. М. Легкие многослойные ограждающие конструкции.— М.: Стройиздат, 1987.**

Глава 2

ОДНОЭТАЖНЫЕ ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ С РЕШЕТЧАТЫМИ РИГЕЛЯМИ

2.1. Конструктивные и компоновочные схемы

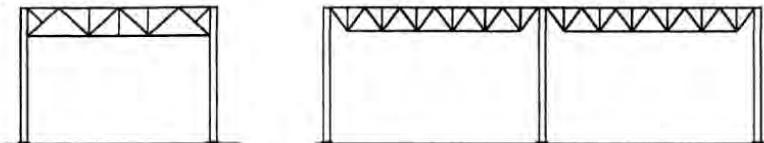
Конструктивные и компоновочные схемы производственных зданий тесно связаны с подъемно-транспортным оборудованием, которое предназначено для обслуживания технологического процесса. По этому признаку мы будем подразделять здания на бескрановые, с подвесными кранами, с мостовыми опорными кранами.

Возможные конструктивные схемы поперечных рам для названных типов зданий приведены на рис. 2.1.

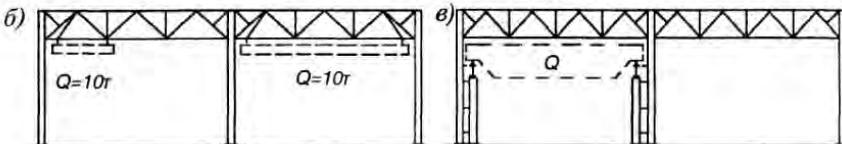
Бескрановые здания (рис. 2.1, а) наиболее просты. Вследствие отсутствия крановых нагрузок при прочих одинаковых условиях расчетные усилия в элементах таких зданий и их металлоемкость будут существенно меньше, чем в других типах.

В зданиях с подвесными кранами (рис. 2.1, б) усложнен в конструктивном отношении ригель, что связано с необходимостью создания специальных узлов для подвески подкрановых путей.

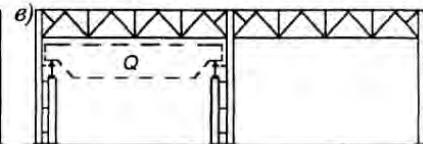
а)



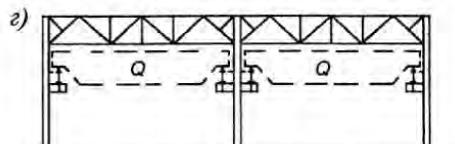
б)



в)



г)



д)

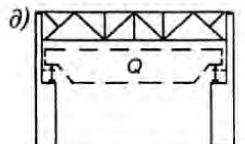


Рис. 2.1. Схемы поперечных рам

Здания с мостовыми опорными кранами в свою очередь будем подразделять по типу колонн на здания с раздельными колоннами, с колоннами постоянного сечения и со ступенчатыми колоннами.

На рис. 2.1, в использованы раздельные колонны, которые состоят из двух рядом стоящих стоек (шатровой и подкрановой), соединенных по высоте горизонтальными планками. Вертикальные крановые нагрузки передаются на подкрановые стойки, поэтому шатровая ветвь не испытывает их влияния, воспринимая лишь горизонтальные усилия от торможения крановой тележки. Основное преимущество такой схемы — сравнительная простота переоборудования колонн путем замены подкрановых стоек при техническом перевооружении и реконструкции зданий.

На рис. 2.1, г колонны решены в виде стержня постоянного сечения по всей высоте колонны. Для опирания подкрановых балок и передачи вертикальной крановой нагрузки на колонну используют консоли. Такую схему можно применять при небольшой грузоподъемности кранов (до 20 т).

На рис. 2.1, д принято принципиально иное конструктивное решение колонны, позволяющее воспринимать нагрузки от мостовых кранов большой грузоподъемности. Колонна ступенчато-переменного сечения разделена на надкрановую и подкрановую части. Сечения подкрановых частей таких колонн более развиты по размерам и отличаются многообразием форм.

Большое влияние на конструктивное решение здания оказывает режим работы мостовых кранов. По интенсивности работы мостовые краны (ГОСТ 25546-82) подразделяют на 8 групп режимов работы 1К...8К. Группы режимов устанавливают в зависимости от общего числа циклов работы крана за весь срок его службы и коэффициента нагружения k_{p1}

$$k_{p1} = \sum (Q_i / Q)^3 c_i / c_t, \quad (2.1)$$

где Q_i — груз, перемещаемый с числом циклов c_i ; Q — паспортная грузоподъемность крана; c_t — общее число циклов нагружения

$$c_t = \sum c_i. \quad (2.2)$$

2.1.1. Схемы каркаса здания

При формировании схемы каркаса необходимо стремиться к рациональному размещению металла за счет его концентрации в меньшем числе элементов; обеспечению кратчайшего пути силового потока от места приложения нагрузки до фундамента; совмещению в одном элементе раз-

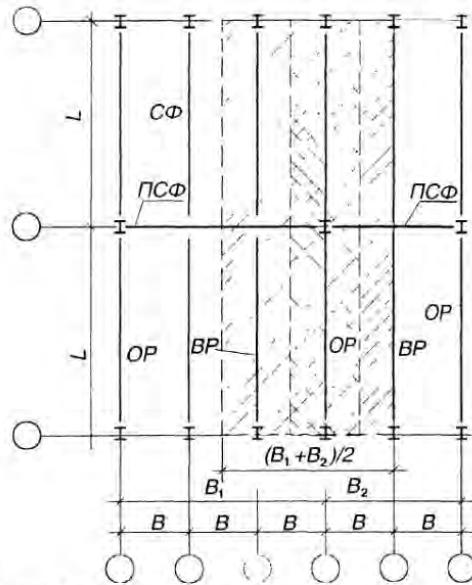


Рис. 2.2. Фрагмент размещения стропильных (СФ) и подстропильных (ПСФ) ферм

далее через нее на фундаменты. Здесь поперечные рамы работают как бы независимо друг от друга, что позволяет перейти от расчета пространственного каркаса здания к расчету плоской рамы. Для восприятия ветровых, температурных, крановых тормозных и других нагрузок, действующих вдоль здания, предусматривают систему связей.

Несколько сложнее просматривается путь силового потока и переход от пространственного каркаса к плоской раме при неодинаковом шаге колонн по разным рядам (рис. 2.2). Здесь следует выделять не отдельную раму, а ячейку здания (расчетный блок) с шириной, равной полусумме смежных шагов по ряду с наибольшим шагом колонн. В состав такого блока будут включены основная рама ОР и соседние с ней вспомогательные рамы ВР, опирающиеся на подстропильные конструкции. Расчетные блоки приводят к плоской расчетной схеме суммированием жесткостей колонн по каждому ряду в пределах расчетного блока и с учетом всех нагрузок, действующих в пределах блока.

2.1.2. Выбор генеральных размеров здания

Как было указано в п. 1.1.1, основные параметры здания — размеры пролетов, высоты, длины назначают в соответствии с эксплуатационны-

ми функциями; выбору оптимальной конструктивной формы элемента и учету других факторов, повышающих эффективность конструкций.

Пространственный каркас здания формируют путем объединения плоских поперечных рам в единую систему с помощью продольных элементов (прогонов покрытия, ригелей фахверка, подкрановых балок) и связей.

При одинаковом шаге по наружным и внутренним рядам колонн четко просматривается передача нагрузки от покрытия, стенных ограждений, кранового оборудования на поперечную раму и

ми и архитектурными требованиями. Эксплуатационные требования, отражающие прежде всего технологический процесс, формулируют в технологическом задании. В нем указывают расположение и габариты производственного оборудования, направления грузопотоков, типы, грузоподъемность и характеристику режимов работы подъемно-транспортного оборудования, температурные условия эксплуатации здания, агрессивность среды, взрыво- и пожароопасность и другую информацию, в том числе ориентированную на возможное развитие и реконструкцию.

Проектировщик на основе технологического задания, проектов-аналогов, собственного инженерного опыта проводит многовариантный анализ возможных компоновочных схем, естественно, с учетом всех других требований по выполнению технологических операций и комплексных экономических оценок. В результате он определяет требуемую площадь и форму в плане здания с габаритными размерами по длине и ширине; уточняет эти размеры с учетом модульности, принятой схемы разрезки здания на температурные блоки; устанавливает размеры пролетов, шаг колонн, привязки к разбивочным осям.

Вопросы, связанные с разбивкой плана здания на температурные блоки, назначением габаритных размеров и привязок колонн к разбивочным осям,смотрите в п.1.1.2 и 1.1.3. Здесь мы обратим внимание на компоновочные размеры в пределах отдельного блока.

Пролеты в производственных зданиях могут быть размерами 12...36 м и более. Наибольшее распространение получили пролеты кратные 6 м (18, 24, 30 м), несколько реже применяют пролеты кратные 3 м (15, 21, 27 м), хотя при индивидуальном проектировании возможны не унифицированные пролеты (см.п.1.1.1).

Шаг колонн поперечных рам в типовых решениях принимают равным 6 и 12 м. Для внутренних рядов колонн многопролетных зданий шаг колонн за счет использования подстропильных конструкций может быть увеличен по сравнению с шагом колонн по наружным рядам в 2, 3 и более число раз, т.е. принят равным 12, 18, 24 м и более (см. рис. 2.2).

При проектировании здания, думая о перспективе, связанной с возможной модернизацией производства, стремитесь к увеличению размеров пролетов и шага колонн. Однако помните, что эти параметры существенно влияют на стоимость проектируемого объекта.

Привязку колонн к продольным разбивочным осям следует выполнять по рекомендациям п.1.1.3. Для показанных на рис. 2.1 схем *а*, *б*, *а* также для схем *в* и *г* при шаге колонн 6 м , высоте от пола до низа фермы менее 16,2 м и кранах с грузоподъемностью менее 30 т привязку следует принять нулевую (*a = 0*). Для схемы *д* при высоте от пола до низа фермы больше 30 м, грузоподъемности мостового крана (*Q > 75* т), а также при уст-

ройстве в верхней части колонны проемов для прохода $a=500$ мм. В остальных случаях для схем б...г $a=250$ мм. Колонны средних рядов располагают так, чтобы оси, проходящие через центры тяжести сечений, надкрановых частей, как правило, совпадали с разбивочными осями.

2.1.3. Компоновка поперечных рам

Бескрановые здания (рис. 2.3). Размеры по вертикали определяют по отношению к нулевой отметке, соответствующей уровню пола.

Полезную высоту здания H_0 , от уровня пола до низа фермы, принимают в соответствии с технологическим заданием, но не менее 2,4 м и назначают ее кратной 0,6 м. При выборе H_0 в качестве определяющего фактора выступает либо габаритный размер по высоте стационарного оборудования H_{ob}

$$H_0 = H_{ob} + (200 \dots 400) \text{ мм}, \quad (2.3)$$

либо параметры напольного транспортного средства и перемещаемого груза.

Высота колонны от низа базы до нижнего пояса фермы

$$H = H_0 + H_b, \quad (2.4)$$

где H_b — заглубление опорной базы колонны ниже нулевой отметки, которое назначают так, чтобы верх базы (анкеров или ребер и траверс) не доходил до уровня чистого пола на 50...100 мм. Окончательно этот размер можно установить только после расчета базы. Для статического расчета рамы вы можете назначить его весьма приближенно. Если предполагаете выполнить базу из толстой плиты без траверс (в зданиях небольших пролетов), то назначьте $H_b=150 \dots 200$ мм, при больших пролетах и нагрузках — $H_b=400 \dots 600$ мм.

Участок в пределах высоты опорной части ригеля при шарнирном соединении его с колонной обычно оформляют в виде отдельного отпра-вочного элемента — опорной стойки (см.рис.1.33). Длину этой стойки h_{r0} принимают равной высоте фермы на опоре. Вы можете ориентироваться на типовые серии стропильных ферм для пролетов 18...36 м, в которых рекомендованы двускатные фермы с уклоном $i=1,5 \dots 2,5\%$ и высотой на опоре 3150 мм, а также на типовые серии ферм из парных уголков пониженной высоты — 2250 мм для пролетов 18 и 24 м, которые применяют только при покрытиях из стальных профилированных настилов, уложенных по прогонам.

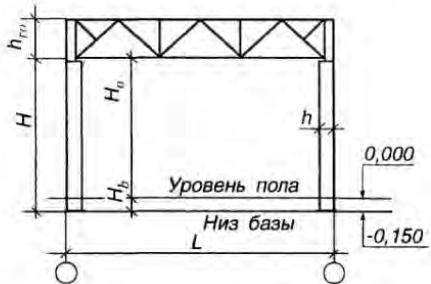


Рис. 2.3. Схема каркаса бескранового здания

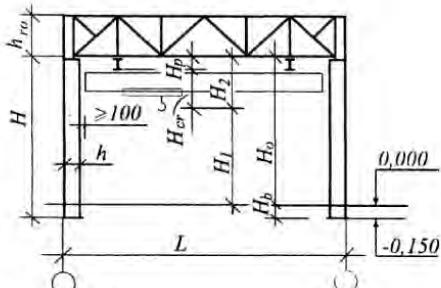


Рис. 2.4. Схема каркаса здания с подвесными кранами

Высоту сечения колонн в плоскости рамы назначают из условия жесткости, ориентировочно принимая $h = (1/20...1/30)H$.

Здания с подвесными мостовыми кранами (рис. 2.4). Исходным параметром, определяющим высоту H_0 , является отметка максимального подъема крюка крана H_k , который указывают в технологическом задании на проектирование. Она зависит от габаритов транспортируемого груза, требуемой высоты его подъема и длины строповочных устройств.

Полная полезная высота

$$H_0 = H_k + H_{cr} + H_p + c, \quad (2.5)$$

где H_{cr} — габаритный размер крана от верхнего положения крюка до нижней поверхности колеса (см. табл. П.3.1 и П. 3.2); H_p — высота конструкций подвески, c — размер, учитывающий прогиб стропильной фермы (при $L = 18$ м, $c = 200$ мм; $L = 24$ м, $c = 300$ мм; $L = 30...36$ м, $c = 400$ мм).

Как и в бескрановых зданиях H_0 принимают кратной 0,6 м. При определении высоты колонны H не забудьте добавить величину заглубления H_b , как было указано выше.

Привязка наружной грани колонны к продольной оси рекомендуется нулевой, а высота сечения колонны $h \geq 1/25H$. Размещение крановых путей в плане определяется технологическим заданием. Зазор между внутренней гранью колонны и торцевой плоскостью крана должен быть не менее 100 мм.

Здания с мостовыми опорными кранами (рис. 2.5). Исходным данным при определении размеров по вертикали является отметка головки кранового рельса H_1 , которую задают в технологическом задании на проектирование.

Размер H_2 включает в себя габаритный размер мостового крана H_{cr} — от головки кранового рельса до верхней точки тележки крана, до-

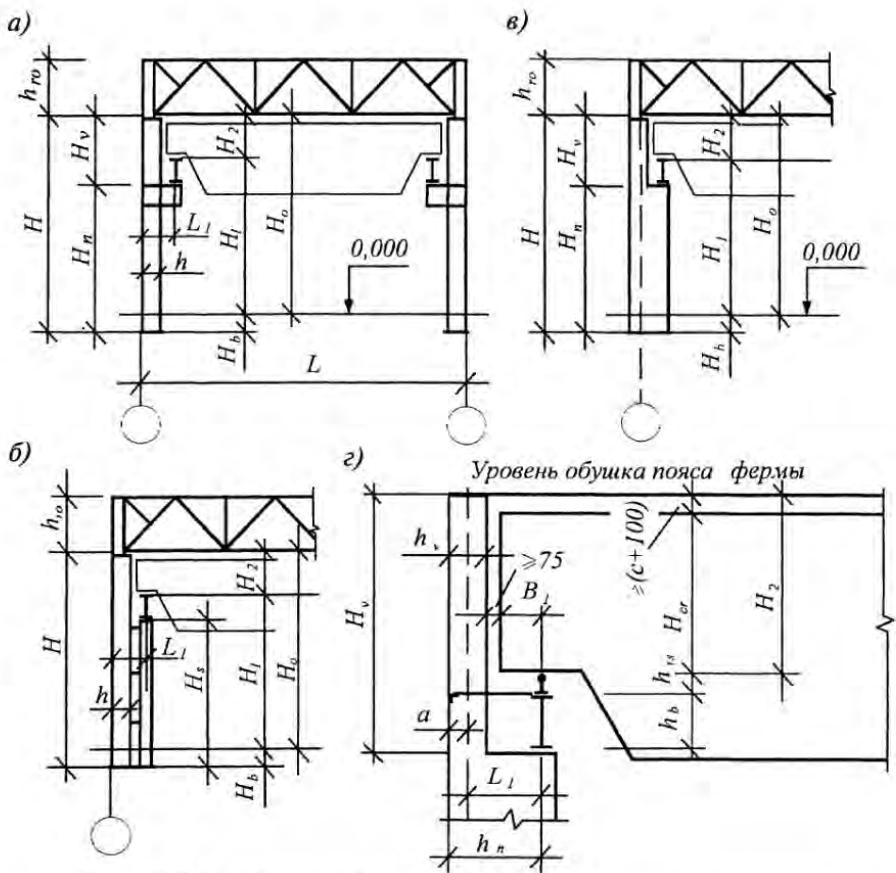


Рис. 2.5. Схема каркаса здания с мостовыми опорными кранами:

a—опирание крана на консоли; *b*—опирание крана на подкрановые стойки; *c*, *г*—опирание крана на подкрановую ветвь нижней части колонны

пуск на изготовление крана 100 мм, зазор c , который учитывает прогиб фермы и провисание связей по нижним поясам ферм. В зависимости от пролета $c = 200 \dots 400$ мм

$$H_2 = H_{cr} + 100 + c. \quad (2.6)$$

При этом, как и в предшествующих схемах,

$$H_0 = H_1 + H_2. \quad (2.7)$$

Для соблюдения условий унификации принимают H_2 кратным 200 мм и H_0 кратным 600 мм. При корректировке H_0 размер H_2 принимают минимально необходимым с кратностью 200 мм, а H_1 увеличивают, назначив его из условия

$$H_l = H_0 - H_2. \quad (2.8)$$

При проектировании здания однопролетного или многопролетного с одинаковой высотой пролетов, оборудованного мостовыми опорными кранами разной грузоподъемности, размер H_2 определяют по параметрам крана большей грузоподъемности.

Полная высота колонны

$$H = H_0 + H_b. \quad (2.9)$$

Величину заглубления колонны H_b принимают, как было указано выше, с учетом высоты траверсы базы колонны. Предварительно можно принять $H_b=500\ldots 800$ мм и уточнить после проектирования базы.

Размеры верхней H_v и нижней H_n частей колонны составляют

$$H_v = h_b + h_{rs} + H_2; \quad (2.10)$$

$$H_n = H - H_v. \quad (2.11)$$

Высоту сечения подкрановой балки при компоновке можно назначить в пределах $1/8\ldots 1/10 l_b$ (l_b — пролет подкрановой балки, равный шагу колонн) и уточнить при последующем проектировании. Высота кранового рельса указана в табл. П3.4.

Высоту сечения подкрановой консоли h_c можно назначить в пределах 400...600 мм и после проектирования колонны уточнить. Некоторое отличие в заданных и фактических размерах мало скажется на результатах статического расчета.

Размеры по горизонтали (см. рис. 2.5). В схемах *a* и *b* высота сечения колонны $h \geq 1/25 H$; расстояние от оси колонны до оси подкрановой балки

$$L_1 \geq B_1 + (h - a) + 75 \text{ мм}, \quad (2.12)$$

где B_1 — выступающая за ось рельса часть кранового моста (см. табл. П3.3 или стандарты на краны), $(h - a)$ — расстояние от продольной оси здания до внутренней грани колонны; 75 мм — минимальный зазор между краном и колонной.

Пролет крана должен быть увязан с пролетом здания

$$L_{cr} = L - 2L_1, \quad (2.13)$$

а поскольку пролеты кранов L_{cr} кратны 500 мм, размер L_1 должен быть кратным 250 мм, т.е. его следует принимать равным 750, 1000, 1250, 1500 мм.

Для ступенчатой колонны (схема *в*) из условия жесткости высота сечения в верхней части колонны $h_v \geq 1/12H_2$. Если ригель примыкает к колонне сбоку (рис. 7.20 [1]), то при использовании унифицированных стропильных ферм с привязкой торца фермы к разбивочной оси 200 мм $h_v = a + 200$, т.е. этот размер следует принять 450 или 700 мм.

В зданиях с кранами режима работы 7К и 8К, а также в некоторых случаях при более низком режиме по правилам Госгортехнадзора вдоль крановых путей следует предусматривать проходы. Проходы могут быть организованы через проемы в стенке колонны либо сбоку между колонной и краном (рис. 2.6). Ширину прохода назначают не менее 400 мм, высоту — 1800 мм. При проходе в стенке колонны высота сечения верхней части колонны h_v должна быть не менее 1000 мм. При устройстве прохода сбоку размер L_1 (2.12) дополнительно включает габарит прохода 400 мм и ограждения 50 мм, т.е.

$$L_1 \geq B_1 + h - a + 525.$$

Высоту сечения нижней части колонны принимают равной расстоянию от наружной грани до оси подкрановой ветви, т.е.

$$h_n = a + L_1. \quad (2.14)$$

Для обеспечения жесткости колонны в плоскости рамы рекомендуется назначать $h_n \geq 1/20 H$, а при режимах работы крана 7К-8К $h_n \geq 1/15H$.

Колонны средних рядов в многопролетных зданиях компонуют аналогично. Как правило, проектируют их симметричными с высотой сечения верхней части не менее $1/12H_2$. В случае примыкания ригеля к колонне среднего ряда сбоку приходится иногда нарушать унифицированную

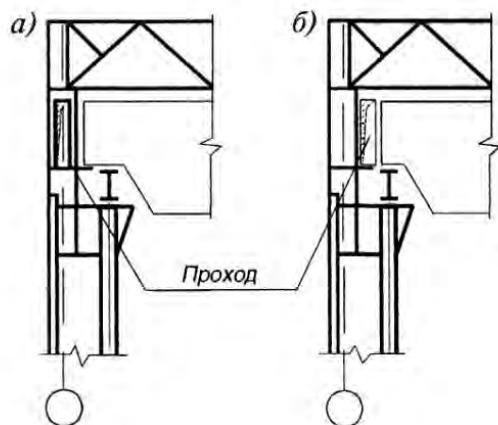


Рис. 2. 6. Схемы колонн при наличии проходов:

a — ступенчатые колонны с проходом внутри надкрановой части; *b* — то же, с проходом сбоку

привязку торца фермы к разбивочной оси. Высоту сечения подкрановой части принимают $h_n = 2L_1$, причем $h_n \geq 1/20 H$. При кранах различной грузоподъемности в соседних пролетах $h_n = L_1 + \bar{L}_1$, $L_1 \neq \bar{L}_1$ (\bar{L}_1 — расстояние от оси колонны до оси второй подкрановой балки), поэтому разбивочная ось может быть смещена в сторону пролета с краном меньшей грузоподъемности, но лучше принимать симметричную колонну с $h_n = 2L_{1,\max}$.

Верхнюю (надкрановую) часть колонны проектируют сплошностенчатой из прокатного или сварного двутавра, нижнюю (подкрановую) при $h_n \leq 1$ м сплошностенчатой, при $h_n > 1,2$ м — решетчатой.

Пример 2.1. Выполнить компоновку поперечной рамы однопролетного здания (цех запасных частей сельскохозяйственной техники). Исходные данные (рис. 2.7, а): пролет $L = 24$ м; наличие двух линий подвесных кранов, в левой части с кранами $Q = 3,2$ т и зоной обслуживания в поперечном направлении до 15 м, в правой — $Q = 1$ т при зоне обслуживания до 6 м; высота подъема крюка $H_k = 5,5$ м.

Компоновка рамы по вертикали. По табл. П3.1 для крана $Q = 3,2$ т при $L=15,0$ м $H_{cr} = 2010$ мм. Принимаем балку кранового пути I36M. По рис. 2.7, б $H_p = 120+30+360-16=494$ мм.

Для крана $Q = 1$ т при $L = 6,0$ м $H_{cr} = 1200$ мм.

Балка кранового пути — I24M; $H_p = 120+30+240-14=376$ мм.

Полезную высоту определяем по крану большей грузоподъемности (2.5)

$$H_0 = 5,5+2,01+0,494+0,3=8,304 \text{ м.}$$

Принимаем (кратно 0,6 м) $H_0 = 8,4$ м. Заглубление базы колонны $H_b = 150$ мм (база с плитой большой толщины без траверс). Полная высота колонны $H = 8,4+0,15=8,55$ м. Для ригеля используем типовую ферму пролетом 24 м пониженной высоты с элементами из парных уголков $h_r = 2250$ мм.

Компоновка рамы по горизонтали. Так как цех должен быть оборудован лишь подвесными кранами, то привязку колонн к продольным разбивочным осям принимаем нулевую.

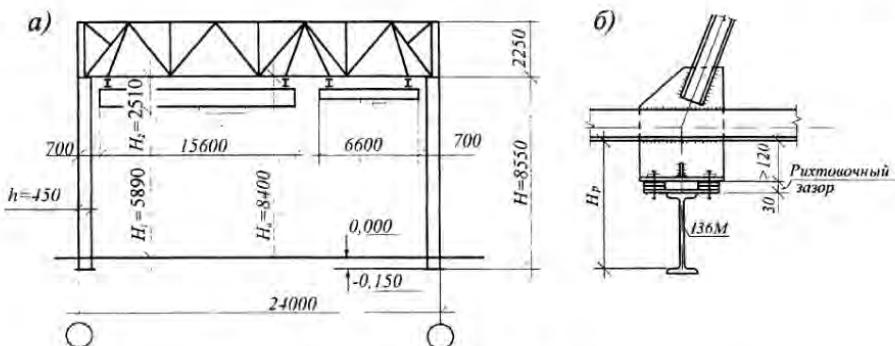


Рис. 2.7. К примеру 2.1:

а — схема поперечной рамы; б — узел подвески кранового пути

вой ($a = 0$). Ориентировочно высоту сечения колонны при $H = 8550$ мм зададим $h = 450$ мм ($h \geq 1/25H$). Схема размещения кранов показана на рис. 2.7. Размеры назначены с учетом минимальных зазоров (100 мм) между внутренними гранями колонн и выступающими частями кранов, а также между кранами.

Пример 2.2. Скомпоновать поперечную раму двухпролетного здания с размерами пролетов 18 м (пролет А — Б) и 24 м (пролет Б — В). Шаг колонн по всем рядам 12 м. В пролете А — Б требуется установить 2 крана грузоподъемностью 10 т, в пролете Б — В — 2 крана грузоподъемностью 20/5 т. Режим работы кранов — 5К. Отметка головки рельсов H_1 в обоих пролетах по технологическому заданию одинаковая и равна 6,5 м.

Поскольку краны имеют небольшую грузоподъемность ($Q \leq 20$ т), принимаем колонны постоянного сечения, а подкрановые балки опираем на консоли (рис. 2.1, 2).

В качестве ригеля рамы используем типовые стропильные фермы с параллельными поясками и сечениями элементов из уголков. При пролетах 18 и 24 м можно взять фермы пониженней высоты $h_{r0} = 2250$ мм. Опирание ферм на колонны сверху (рис. 7.19 [1]).

Компоновка рамы по вертикали. По табл. П3.3 для крана $Q = 10$ т, $H_{cr} = 1900$ мм; $B_1 = 230$ мм; для крана $Q = 20/5$ т — $H_{cr} = 2400$ мм; $B_1 = 260$ мм. Тип рельса КР70 с высотой $h_{rs} = 120$ мм (табл. П3.4).

Для пролета А — Б по формулам (2.6) и (2.7)

$$H_2 = 1900 + 100 + 200 = 2200 \text{ мм (при } L = 18 \text{ м принимаем } c = 200 \text{ мм);}$$

$$H_0 = 2200 + 6500 = 8700 \text{ мм.}$$

Для пролета Б — В

$$H_2 = 2400 + 100 + 300 = 2800 \text{ мм (при } L = 24 \text{ м, } c = 300 \text{ мм); } H_0 = 2800 + 6500 = 9300 \text{ мм.}$$

При разности высот соседних пролетов менее 1 м нет смысла усложнять конструкцию здания и делать перепад высот. Кроме того, в местах перепада образуются снеговые мешки, поэтому полезную высоту принимаем одинаковой (по большей из полученных высот). Учитывая модуль 0,6 м, принимаем $H_0 = 9600$ мм.

Проведем корректировку размера H_1 и примем $H_1 = 9600 - 2800 = 6800$ мм.

Для пролета А — Б можно было бы взять $H_1 = 9600 - 2200 = 7400$ мм, т. е. сделать отметки головки рельсов в пролетах разными. Однако при этом получим более сложный узел крепления консолей по среднему ряду, кроме того, при разных отметках поясов балок вы не сможете сделать общую тормозную конструкцию. Поэтому, если разница в отметках головок рельсов невелика, лучше принять их одинаковыми.

Полная длина колонны с учетом заглубления $H = 9600 + 600 = 10200$ мм. (Принимаем базу колонны с траверсами $H_b = 600$ мм.)

По формулам (2.10), (2.11) $H_v = 1200 + 120 + 2800 = 4120$ мм; $H_n = 10200 - 4120 = 6080$ мм; здесь высота подкрановой балки $h_b = 1200$ мм ($1/10L_b$); высота рельса $h_{rs} = 120$ мм.

Высоту сечения консоли h_c ориентировочно примем равной 500 мм.

Компоновка рамы по горизонтали. При шаге рам 12 м принимаем привязку $a = 250$ мм. Высоту сечения колонн назначаем для крайних рядов $h = 500$ мм ($h \geq 1/25H$), для среднего ряда $h = 600$ мм.

Расстояние от разбивочной оси до оси подкрановых балок по рядам А и В (2.12):

Для пролета А — Б $L_1 \geq 230 + (500 - 250) + 75 = 555$ мм, принимаем $L_1 = 750$ мм (кратно 250 мм). Пролет крана $L_{cr} = 18,0 - 2 \cdot 0,75 = 16,5$ м.

Для пролета Б — В $L_1 \geq 260 + (500 - 250) + 75 = 585$ мм. Принимаем $L_1 = 750$ мм. Пролет крана $L_{cr} = 24 - 2 \cdot 0,75 = 22,5$ м.

Проверим наличие зазора между колонной и краном по ряду Б (пролет Б — В)

$$C = L_1 - B_1 - h/2 = 750 - 260 - 600/2 = 190 \text{ мм} > 75 \text{ мм.}$$

Схема рамы приведена на рис. 2.8.

Пример 2.3. Скомпоновать поперечную раму однопролетного здания пролетом 24 м. Шаг колонн — 12 м. В пролете требуется установить два крана $Q = 80/20$ т режима работы 5К. Отметки головка рельса по технологическому заданию $H_1 = 10$ м:

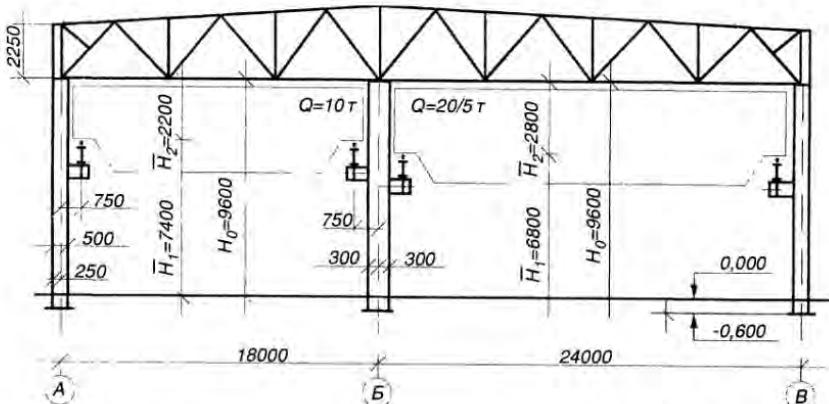


Рис. 2.8. Компоновка поперечной рамы к примеру 2.2

При кранах $Q > 30$ т принимаем схему δ (см. рис. 2.1) со ступенчатыми колоннами и опиранием подкрановых балок на уступ колонны.

В качестве ригеля используем стропильную ферму из парных уголков с параллельными поясами пониженной высоты $h_{r0} = 2250$ мм. Опирание ферм на колонну сбоку (рис. 7.20 [1]).

Компоновка рамы по вертикали. По табл. П3.3 для крана $Q=80/20$ т $H_{cr} = 3700$ мм, $B=400$ мм. Тип рельса КР100; $h_{rs} = 150$ мм.

По формулам (2.6) и (2.7) $H_2 = 3700 + 100 + 300 = 4100$ мм (при $L = 24$ м $c = 300$ мм); $H_0 = 4100 + 10000 = 14100$ мм. Принимаем $H_0 = 14400$ мм (модуль 0,6 м).

Полная длина колонны $H = 14400 + 600 = 15000$ мм (для базы с траверсами принимаем $H_b = 600$ мм).

Корректируем отметки головки рельса и принимаем $H_1 = 14400 - 4100 = 10300$ мм. По формулам (2.10) и (2.11) $H = 1500 + 150 + 4100 = 5750$ мм; $H_n = 15000 - 5750 = 9250$ мм. Здесь высота подкрановой балки $h_b = 1500$ мм ($1/8l_b$), высота рельса $h_{rs} = 150$ мм.

Компоновка рамы по горизонтали. При шаге рам 12 м и кранах грузоподъемности свыше 70 т принимаем $a = 500$ мм.

Для обеспечения унифицированной привязки торца фермы к разбивочной оси (200 мм) принимаем $h_v = a + 200 = 700$ мм. По условию жесткости $h_v > 1/12H_v = 5750/12 = 480$ мм.

По формуле (2.12) $L_1 \geq 400 + (700 - 500) + 75 = 675$ мм. Принимаем $L_1 = 750$ мм. Пролет крана $L_{cr} = 24 - 2 \cdot 0,75 = 22,5$ м. Высота сечения нижней части колонны $h_n = 500 + 750 = 1250$ мм. По условиям жесткости $h_n = 1250 > 1/20H = 1500/20 = 750$ мм. Схема рамы приведена на рис. 2.9.

Пример 2.4. Скомпоновать поперечную раму однопролетного здания по данным примера 2.3 при кранах режима работы 8К.

Вертикальные размеры рамы остаются без изменения.

Для обеспечения прохода в теле колонны принимаем $h = 1000$ мм.

По формуле (2.12) $L_1 = 400 + (1000 - 500) + 75 = 975$ мм. Принимаем $L_1 = 1000$ мм. Высота сечения нижней части колонны $h_n = a + L_1 = 500 + 1000 = 1500$ мм $> 1/15H = 1/15 \cdot 15000 = 1000$ мм.

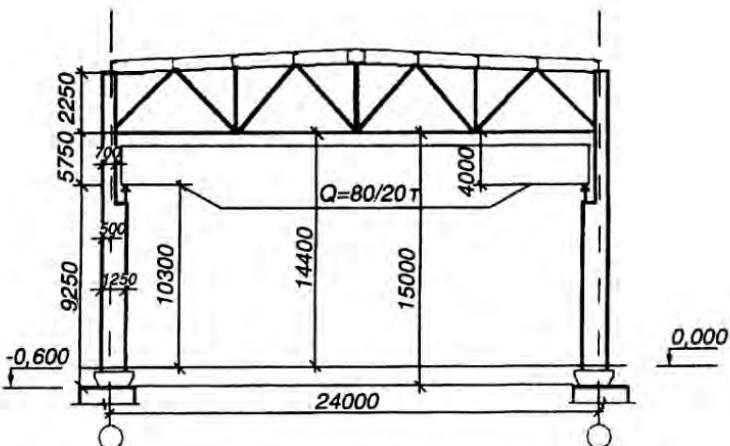


Рис. 2.9. Компоновка поперечной рамы к примеру 2.3

Если устроить проход сбоку, то $L_1 = 400 + (700 - 500) + 525 = 1125$ мм. Принимаем $L_1 = 1250$ мм, тогда $h_n = 500 + 1250 = 1750$ мм.

2.1.4. Компоновка конструкций покрытия

Как уже отмечалось в §1.2, покрытие производственного здания состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (прогонов, ферм, фонарей), на которые опирается кровля, и связей по покрытию, обеспечивающих пространственную неизменяемость, жесткость и устойчивость покрытия в целом и его элементов.

Компоновка конструкций покрытия включает выбор ограждающих конструкций и разработку конструктивной схемы основных несущих элементов, связей и фонарей. Решение этих вопросов зависит от назначения здания, технологических особенностей производственного процесса, для которого оно предназначено, санитарно-технических, противопожарных и других требований. Необходимо также учитывать наличие производственной базы по изготовлению конструкций в районе строительства, обеспеченность монтажными механизмами и т.д.

При выборе типа покрытия (по прогонам или без них) следует учитывать присущие им достоинства и недостатки. Покрытие по прогонам собирают из относительно легких элементов, поэтому не требуются мощные монтажные механизмы, уменьшаются транспортные расходы. Собственная масса такого покрытия невелика, что приводит к уменьшению нагрузки на все нижележащие конструкции, при снижении массы конструкций уменьшаются также сейсмические воздействия. Но поскольку монтаж покрытия осуществляется «rossсыпью», возрастает трудоемкость

монтажа, причем работы на высоте требуют дополнительных мер по обеспечению техники безопасности.

Покрытие из крупноразмерных панелей более индустриально. Трудоемкость монтажа сокращается. Кровля из панелей, опирающихся непосредственно на стропильные конструкции, обладает большой сдвиговой жесткостью, что повышает эффект пространственной работы каркаса. Однако большая масса панелей требует использования более мощных монтажных механизмов.

Покрытие по прогонам. Прогоны устанавливают на верхний пояс стропильных ферм. Для того чтобы в поясе фермы не возник дополнительный изгибающий момент, целесообразно обеспечить опирание прогонов в узлах фермы, т.е. увязать шаг прогонов со схемой фермы.

Шаг прогонов зависит от несущей способности кровельного настила. Применяют различные типы настилов (см.п.1.2.1) и увязывают с ними шаг прогонов. Шаг прогонов при кровле из профилированного настила и панелей в зависимости от снеговой нагрузки принимают равным 3...4 м. В зонах повышенного снегоотложения (у фонарей, перепадов высот) шаг прогонов может быть меньше.

Холодные кровли из волнистых асбестоцементных, стальных или алюминиевых листов укладывают по прогонам, установленным с шагом 1,25...1,5 м. При использовании мелкоразмерных плит шаг прогонов (в зависимости от несущей способности плит) принимают 1,5...2 м. При использовании для кровли стального оцинкованного настила с высотой гофра 57 или 75 мм шаг прогонов назначают 3...4 м.

Беспрогонные покрытия. До недавнего времени основным типом покрытий одноэтажных производственных зданий были железобетонные панели размером 3×6 и 3×12. Собственная масса таких панелей составляет 140...210 кг/м², что утяжеляет все нижележащие конструкции.

Для снижения нагрузок от покрытия были разработаны каркасные металлические панели шириной 1,5 и 3 м и длиной 6 и 12 м. Масса таких панелей в 4...5 раз меньше, чем железобетонных.

Утепленные стальные панели обычно состоят из каркаса, профилированного настила, эффективного утеплителя и гидроизоляционного слоя. Для пролета 12 м разработаны также панели со шпренгелем, с предварительно напряженной обшивкой и другие решения.

По сравнению с кровлей по прогонам металлические панели более индустриальны и позволяют значительную часть работ по устройству кровли перенести на заводы или в специализированные мастерские. Однако расход стали на панели по сравнению с решением по прогонам не-

сколько больше за счет дополнительных элементов, необходимых для обеспечения жесткости панелей при транспортировке и монтаже.

Неутепленные стальные панели (см. рис. 1.14, а, в) применяют в покрытиях зданий со значительными тепловыделениями. Наиболее эффективным решением являются панели из гнутого стального листа толщиной 3...4 мм (см. рис. 1.14, б). Такие панели по расходу стали не отличаются от решения из плоского листа по прогонам и широко применяются в горячих цехах.

Панели с использованием алюминиевых сплавов отличаются малой массой и высокой коррозионной стойкостью. Однако из-за высокой стоимости алюминия их применение весьма ограничено. Целесообразно использование таких панелей в производствах с сильноагрессивными средами и в отдаленных районах, где высока стоимость транспортных расходов.

Беспрогонное покрытие может быть устроено путем укладки профилированного стального настила непосредственно на пояса стропильных ферм. Однако при применении обычных настилов с высотой гофра 57 и 75 мм шаг стропильных конструкций должен быть не более 4 м. Это решение использовано в типовой системе покрытия «Молодечно». В каждой ячейке такого здания, соответствующей шагу колонн 12 м, на подстропильные фермы устанавливают три стропильные фермы с шагом 4 м. Применение профилированного настила с высотой волны 114 мм позволяет увеличить шаг стропильных конструкций до 6 м и получить более экономичное решение.

Выбор схемы основных несущих конструкций зависит от шага колонн.

Наиболее простое решение получается, если шаг стропильных ферм равен шагу колонн. В этом случае отпадает необходимость установки подстропильных ферм. Обычно такое решение применяют при шаге колонн 6 м (см. рис. 1.9, а). При шаге колонн 12 м возможны решения как с установкой стропильных ферм только на колонны (без подстропильных конструкций), так и с введением дополнительных промежуточных ферм, опирающихся на подстропильные конструкции (см. рис. 1.9, б). Если шаг колонн более 12 м, то используют решение с подстропильными конструкциями, при этом шаг стропильных ферм должен быть кратен шагу колонн. При разном шаге колонн по крайнему и среднему рядам, например 12 м — по крайнему и 24 м — по среднему, подстропильные конструкции могут устанавливаться только по среднему ряду.

Выбор схемы несущих конструкций должен соответствовать методу монтажа. При возведении зданий сравнительно небольшой площади (до

5...10 тыс.м²) конструкции покрытия монтируют, как правило, поэлементным способом. При большей площади здания предпочтительнее монтаж пространственными блоками (на ячейку здания 12x24 м, 12x30 м), которые собирают на земле и устанавливают в проектное положение одним или двумя кранами (блочный монтаж). При площади покрытия 40...50 тыс. м² используют конвейерный способ монтажа. В этом случае блок последовательно перемещают по рельсам с одной стоянки на другую, выполняя на каждой стоянке отдельные операции (от сборки металлоконструкций до остекления фонарей). Готовый блок помещают в торце здания с предварительно смонтированными колоннами и подкрановыми конструкциями на установщик (дооборудованный мостовой кран), с помощью которого доставляют на место установки в проектное положение. Специфика блочного и конвейерного монтажа требует соответствующей компоновки покрытия. Блок из двух стропильных ферм имеет консольные вылеты в обе стороны на половину шага колонн. Для обеспечения пространственной жесткости блока необходимо устройство развитой системы связей. Кроме того, каждый блок должен быть замкнут, поэтому по среднему ряду колонн приходится устанавливать две подстропильные фермы. Имеются другие особенности, которые вы должны учесть при компоновке покрытия, если намерены использовать блочный или конвейерный монтаж.

2.2. Определение расчетных усилий в элементах каркаса

2.2.1. Переход от конструктивной схемы рамы к расчетной

Основные положения перехода от конструктивной схемы рамы к расчетной, построение которой является предметом нашего дальнейшего рассмотрения, были кратко сформулированы в первой части курса (п.1.4.1[1]). Рассмотрим их более детально.

Ферму при малоуклонном верхнем поясе заменяют эквивалентным по жесткости прямолинейным стержнем. Если опорный раскос фермы восходящий, то стержень располагают по оси нижнего пояса, при нисходящем раскосе — по оси верхнего (см.п.1.4.1 [1]).

Оси стержней, заменяющих колонны, проходят через центры тяжести поперечных сечений последних. Колонны переменного ступенчатого сечения заменяют ломанными стержнями с расстояниями между осями верхних и нижних участков

$$e \approx (0,5 \dots 0,55) h_u - 0,5 h_v , \quad (2.15)$$

где h_n — высота сечения нижнего (подкранового) участка колонны;
 h_v — то же, верхнего участка.

Сопряжения ригелей с колоннами и колонн с фундаментами на отметке низа опорной плиты принимают либо шарнирными, либо жесткими в зависимости от конструктивного решения.

Поперечные рамы как однопролетных, так и многопролетных одноэтажных зданий, как правило, статически неопределенны. Для их расчета методами строительной механики необходимо в качестве исходных данных иметь жесткостные параметры по всем элементам расчетной схемы. Ввиду того, что размеры сечений стержней вначале неизвестны, отсутствует возможность точного определения EI и EA . Их следует назначать либо по проектам-аналогам, либо с использованием приближенных формул. Поскольку эти формулы связаны с нагрузками на раму, мы временно отложим вопрос определения жесткостей и вернемся к нему после рассмотрения нагрузок.

2.2.2. Определение расчетных нагрузок

На каркас производственного здания могут действовать в различных сочетаниях постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые) нагрузки (см.п.3.2.1 [1]), правила определения и условия учета которых регламентированы в нормах проектирования [6].

Ввиду того, что расчетные усилия для различных элементов каркаса получаются при разных комбинациях воздействий (для каждого элемента существует своя опасная комбинация нагрузок), необходимо для выявления неблагоприятных сочетаний иметь полный набор расчетов по всем видам нагрузок и схемам загружений. Под *видом* здесь понимается тип нагрузки (собственный вес конструкций, сугородовая нагрузка и т.п.), под *схемой* — один из возможных вариантов ее расположения. Некоторые виды нагрузок имеют лишь одну схему загружения, например, постоянная нагрузка, другие — две и более (например, ветер слева и ветер справа). Вследствие этого при рассмотрении видов загружений следует определять соответствующие им возможные схемы.

Постоянная нагрузка. При формировании схемы загружения от постоянной нагрузки необходимо определиться с конструкциями покрытия, стен с учетом их сопряжений с колоннами (осуществляется ли передача собственного веса стенных ограждений на колонны, в каких местах, с какими эксцентрикитетами). Нагрузки от конструкций, которые еще только предстоит запроектировать (фермы, колонны, подвесные пути, подкрановые балки, подкрановые рельсы), устанавливают по проек-

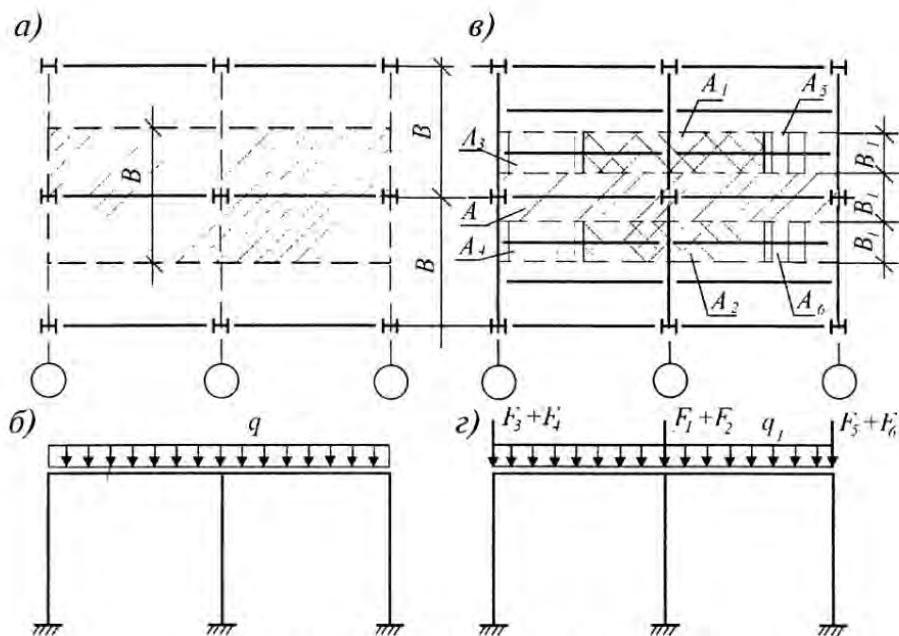


Рис. 2.10. К определению нагрузок от покрытия:

a, б — при отсутствии подстропильных ферм; *в, г* — при наличии подстропильных ферм там-аналогам. При отсутствии проектов-аналогов на стадии предварительных расчетов можно воспользоваться усредненными весовыми показателями, отнесенными к единице (1 м^2) площади здания или площади стенового ограждения. Для основных типов конструкций они приведены в табл. П4.1, П4.2.

На расчетную раму передаются нагрузки от собственного веса всех конструкций, образующих расчетный блок. Вес конструкций покрытия с грузовой площади расчетного блока (заштрихованной на рис. 2.10) может быть передан на ригель в виде равномерно-распределенной погонной нагрузки полностью (рис. 2.10, *a, б*) с интенсивностью q

$$q = q_0 B, \quad (2.16)$$

либо в схемах с подстропильными конструкциями частично (рис. 2.10, *в, г*) с интенсивностью q_1

$$q_1 = q_0 B_1. \quad (2.17)$$

В последнем случае часть нагрузки будет передаваться в виде сосредоточенных сил на колонны (рис. 2.10, *г*)

$$F_i = q_o A_i . \quad (2.18)$$

В формулах (2.16)...(2.18): $q_o = \sum q_{oi} \gamma_i$ — расчетная нагрузка от веса 1 м^2 конструкций покрытия; q_{oi} — нормативное значение веса i -й составляющей конструкции покрытия (стропильные фермы, прогоны, настил, утеплитель, гидроизоляционный ковер и др.), отнесенное к 1 м^2 площади здания; γ_i — коэффициент надежности по нагрузке для i -й составляющей; B — шаг колонн; B_f — шаг стропильных ферм; A_i — грузовые площади.

Нагрузку от веса конструкций пути подвесного транспорта задают в виде сосредоточенных сил в местах крепления путей к ферме.

Передачу нагрузок на колонну от веса подкрановых конструкций, стеновых панелей и других сосредоточенных воздействий осуществляют в местах их приложения с учетом эксцентричеситетов, т.е. задают эти нагрузки в виде сосредоточенных сил по оси колонны и моментов. Для упрощения расчета вы можете передать нагрузки от стенного ограждения и собственного веса колонны в середине ее длины или участка постоянного сечения (для ступенчатых колонн). Нагрузку от веса подкрановых конструкций можно включать в состав вертикального давления крана.

В качестве примера на рис. 2.11 представлена схема загружения постоянной нагрузкой однопролетной поперечной рамы с колоннами ступенчато-переменной жесткости и навесными стеновыми панелями. На этом рисунке q — нагрузка от веса покрытия; сила G_1 включает нагрузку от собственного веса подкрановой части колонны ($0,7...0,8$ от веса всей колонны) и нагрузку от веса стен, примыкающих к колонне на этом участке (G_1^*). По ширине такой примыкающий участок при отсутствии стоек фахверка равен шагу колонн, при наличии стоек фахверка он равен рас-

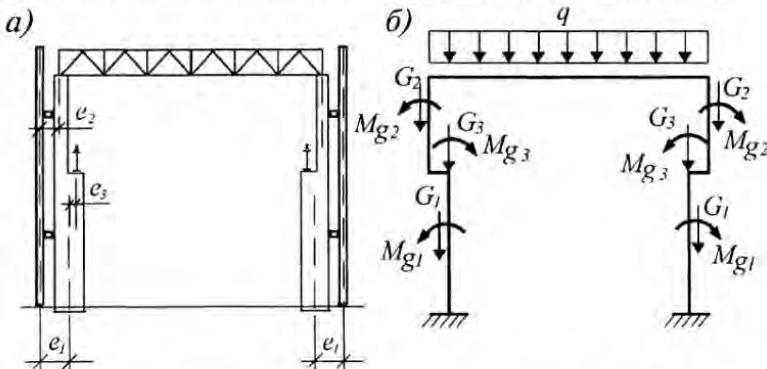


Рис. 2.11. Схема загружения рамы постоянной нагрузкой

стоянию между колонной и стойкой фахверка. Сосредоточенные силы (G_1^*) передаются с моментами: $M_1 = (G_1^*) e_1$, где e_1 — эксцентрикситет (расстояние между центрами тяжести сечения колонны и стеновой панели), равный $e_1 = h_n / 2 + t_s / 2 + c$, t_s — толщина стеновой панели, c — расстояние между внутренней поверхностью стены и наружной гранью колонны; G_2 и M_{g2} — аналогичны G_1 и M_{g1} , но отнесены к верхнему участку; G_3 — вес подкрововых конструкций; $M_{g3} = G_3 \cdot e_3$, e_3 — эксцентрикситет приложения силы G_3 , $e_3 \approx h_n / 2$.

Снеговая нагрузка. Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяют по формуле

$$s = s_o \mu, \quad (2.19)$$

где s_o — вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый по нормам [6] в зависимости от снегового района (табл. П4.3), μ — коэффициент, учитывающий профиль покрытия; для одно- и двускатной кровли при $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1$.

Воздействие снеговой нагрузки через покрытие на поперечную раму аналогично воздействию нагрузки от веса покрытия. На ригель поперечной рамы здания без подстропильных конструкций и $\alpha \leq 25^\circ$ передается равномерно распределенная нагрузка с расчетной интенсивностью

$$p = s_o \mu \gamma_f B, \quad (2.20)$$

где $\gamma_f = 1,4$ — коэффициент надежности по нагрузке.

Для некоторых типов зданий и покрытий в нормах предусмотрено снижение снеговой нагрузки, например, для неутепленных покрытий зданий с повышенным тепловыделением при уклонах кровли выше 3% и обеспечением отвода талой воды допускается снижение коэффициента μ на 20%.

Ветровая нагрузка. В нормах [6] ветровую нагрузку представляют в виде двух составляющих — средней (статической, соответствующей установленвшемуся скоростному напору ветра) и пульсационной (динамической). При расчете одноэтажных производственных зданий высотой $h \leq 36$ м при отношении высоты к пролету менее 1,5 динамическую составляющую можно не учитывать. Далее мы будем рассматривать лишь влияние статической составляющей. Она оказывает активное давление на здание с наветренной стороны и на отсос — с заветренной. Расчетное значение ветровой нагрузки на 1 м^2 поверхности

$$q_{ow} = w_o k c \gamma_f, \quad (2.21)$$

где w_o — нормативное значение ветрового давления (табл. П4.4); k — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте и тип местности; c — аэродинамический коэффициент, зависящий от конфигурации здания (табл. П4.5). При расчете рамы обычно учитывают только коэффициенты c для вертикальных стен, принимая их равными $c = 0,8$ с наветренной стороны и $c = 0,6$ для отсоса; $\gamma_f = 1,4$ — коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

В практических расчетах неравномерную по высоте здания нагрузку на участках от уровня земли до отметки расчетной оси ригеля (рис. 2.12, *a*) заменяют эквивалентной равномерно распределенной (рис. 2.12, *б*). Интенсивность эквивалентной нагрузки можно найти из условия равенства изгибающих моментов M_0 в основании защемленной условной стойки от фактической эпюры ветрового давления и от равномерно распределенной нагрузки

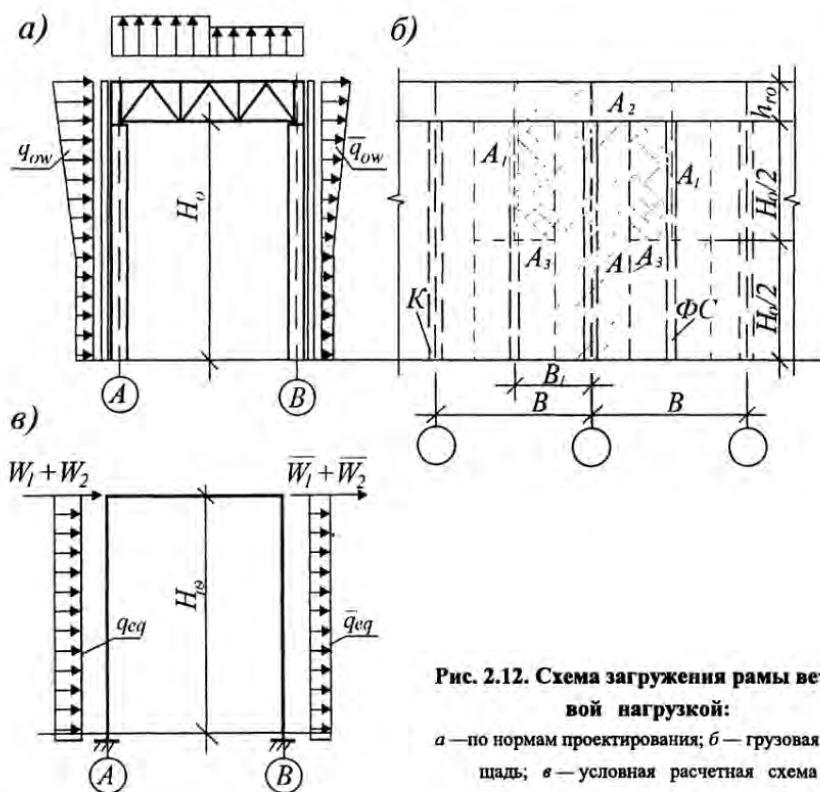


Рис. 2.12. Схема загружения рамы ветровой нагрузкой:
а — по нормам проектирования; *б* — грузовая площадь; *в* — условная расчетная схема

$$M_0 = w_{eq} H^2 / 2, \quad (2.22)$$

где

$$w_{eq} = w_0 c \gamma_f k_{eq}; M_0 = \int_{-H_b}^{H-H_b} w_0 c \gamma_f k (y + H_b) dy.$$

Из равенства (2.22) будем иметь

$$k_{eq} = 2 \int_{-H_b}^{H-H_b} \frac{k(y + H_b) dy}{H^2}.$$

Значения k_{eq} (при $H = H_0$) для значений $5 \leq H \leq 40$ м приведены в табл. П4.6.

Интенсивность расчетной нагрузки на колонны поперечной рамы (рис. 2.12)

$$q_{eq} = w_{eq} B, \quad (2.23)$$

где B — ширина грузовой площади, равная шагу рам для схем с одинаковым шагом колонн по наружным и внутренним рядам и отсутствием продольного фахверка. При наличии продольного фахверка нагрузку на колонны принимают в виде эквивалентной равномерно распределенной, собранной с участков шириной, равной расстоянию между основной колонной и соседней с ней стойкой фахверка (ФС),

$$q_{eq} = w_{eq} B_1 \quad (2.24)$$

и сосредоточенных, передаваемых опорно-связевыми элементами в местах их соединения с основной колонной. Величины сосредоточенных сил, передаваемых на колонны, равны реакциям опорно-связевых элементов

$$W_i = w_{eq} A_i, \quad (2.25)$$

где A_i — грузовая площадь i -го участка.

Роль опорно-связевых элементов выполняют горизонтальные связевые фермы, расположенные вдоль здания в уровне нижних поясов стропильных ферм, к которым прикрепляют верхним концом стойки фахверка. Сила W_i от активного давления ветра и W — от отсоса соответствуют верхним реакциям стоек фахверка, расчетные схемы которых приняты как для однопролетных шарнирно опертых по концам балок, загруженных распределенной нагрузкой

$$W_i = w_{eq} 2A_i. \quad (2.26)$$

Также в виде горизонтальной сосредоточенной силы передают ветровую нагрузку с участков от оси ригеля до верхней отметки здания (пара-пета, конька кровли или фонаря). Ее можно определять по усредненным значениям интенсивности нагрузки w_m на этих участках (см. табл. П4.6а)

$$W_2 = w_m A_2 . \quad (2.27)$$

Нагрузки от мостовых кранов определяют с учетом группы режимов работы крана, вида привода и способа подвески груза.

Крановые нагрузки по своей природе являются динамическими, так как могут сопровождаться рывками и ударами при перемещении крана, тележки, подъеме и опускании груза. Однако, ввиду демпфирующих свойств подкрановых конструкций, проявление динамических эффектов на элементы поперечной рамы несущественно. В связи с этим при расчетах поперечной рамы можно рассматривать нагрузки от кранов как статические.

На крановый рельс от колес крана передаются вертикальные силы F_k , которые зависят от веса крана, веса груза на крюке и положения тележки на крановом мосту; горизонтальные поперечные T_k , возникающие при торможении тележки; горизонтальная продольная T_{kp} , возникающая при торможении крана за счет трения колес о рельсы. Первые две из названных нагрузок учитывают при расчете поперечной рамы, третью — при проектировании вертикальных связей по колоннам.

Многопролетные производственные здания, как правило, оборудуют несколькими крановыми путями, на каждом из которых могут одновременно работать по два и более кранов. Это обстоятельство обуславливает возможность появления целого ряда неблагоприятных сочетаний нагрузок от кранов, одновременно выполняющих подъемно-транспортные операции вблизи расчетной рамы. Соответствующие рекомендации вы можете найти в нормах проектирования [6].

Рассмотрим, как определяют нагрузки на раму от мостовых кранов. При совместной работе двух кранов (рис. 2.13, а), когда их тележки с грузом расположены в непосредственной близости от колонны K_1 , наибольшее давление D_{\max} будет передаваться на эту колонну (рис. 2.13 б, г), а на колонну K_2 в этот момент будет передаваться давление D_{\min} . Эти давления определяют по линиям влияния опорных реакций (рис. 2.13, в):

$$D_{\max} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{i,\max} y_i , \quad (2.28)$$

$$D_{\min} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{i,\min} y_i . \quad (2.29)$$

В этих формулах $F_{i,\max}$ ($F_{i,\min}$) — максимальное (минимальное) нормативное давление на колесо крана; y_i — ордината линии влияния опорной реакции колонны; n — число колес всех кранов, передающих нагрузку на рассматриваемую колонну; $\gamma_f = 1,1$.

Коэффициенты сочетаний равны: при учете двух кранов с режимами работы 1К...6К $\psi=0,85$, с режимами работы 7К...8К $\psi=0,95$; при учете четырех кранов с режимами работы 1К...6К $\psi=0,7$, при режимах работы 7К...8К $\psi=0,8$; при учете одного крана $\psi=1$.

Наибольшее нормативное вертикальное давление одного колеса крана F_{\max} на той стороне, к которой приближена тележка с грузом, обычно приводят в стандартах на краны (см. табл. П3.1...П3.3). При отсутствии таких данных, вы можете определить нормативное давление колеса крана по формуле

$$F_{\max} = \left[\frac{(Q + G_T)(L_{cr} - l_{\min})}{L_{cr}} + \frac{G_k}{2} \right] \frac{1}{n_0}, \quad (2.30)$$

где Q — грузоподъемность крана; G_k — вес крана без крановой тележки; G_T — вес крановой тележки; L_{cr} — пролет крана; l_{\min} — минимальное

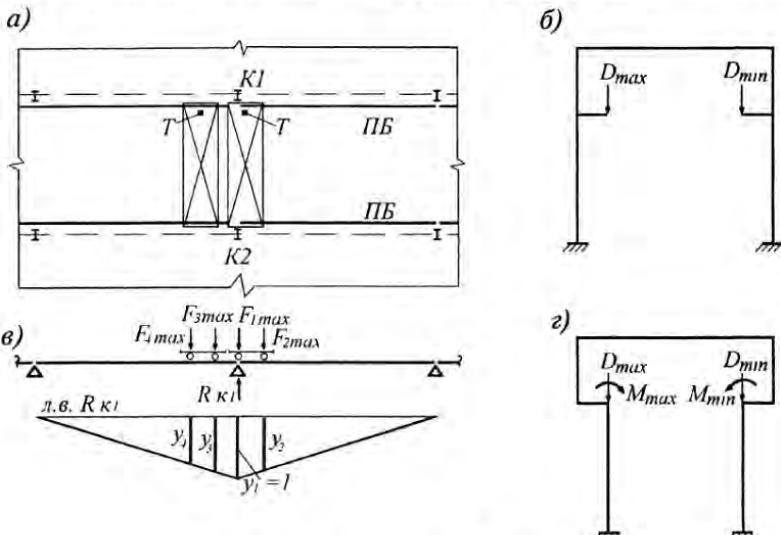


Рис. 2.13. К определению D_{\max} и D_{\min}

расстояние от крюка крана до оси подкрановой балки; n_0 — число колес на одной стороне крана.

С противоположной стороны крана на одно колесо будет передаваться давление F_{\min} , которое нетрудно найти из условия равновесия $Q+G = n_0 F_{\max} + n_0 F_{\min}$ или

$$F_{\min} = \frac{Q+G}{n_0} - F_{\max}, \quad (2.31)$$

где G — вес крана с тележкой (см. табл. П3.3).

В кранах с $Q > 80$ т F_{\max} для разных колес может быть различным (см. рис. 2.22). В этом случае обычно принимают среднее значение максимальных давлений колес $F_{m,\max} = (F_1+F_2)/2$ и вычисляют по формуле (2.31) среднее значение минимальных давлений $F_{m,\min}$. При желании уточнить расчет, вы можете распределить минимальные давления пропорционально распределению максимальных, т.е.

$$F_{1,\min} \approx F_{m,\min}(F_{1,\max}/F_{m,\max}); \quad F_{2,\min} \approx F_{m,\min}(F_{2,\max}/F_{m,\max}). \quad (2.32)$$

В рамках с колоннами ступенчато-переменного сечения силы D_{\max} и D_{\min} прикладывают по оси подкрановой ветви, т.е. с эксцентрикситетом по отношению к геометрической оси сечений нижнего (подкранового) участка колонны. Вследствие этого в расчетную схему следует включить моменты (рис. 2.13, 2)

$$M_{\max} = D_{\max} e_k, \quad (2.33)$$

$$M_{\min} = D_{\min} e_k, \quad (2.34)$$

где e_k — эксцентрикситет приложения D_{\max} или D_{\min} по отношению к центру тяжести сечения подкрановой части колонны, он примерно равен $(0,5 \dots 0,55)h_n$.

На колонны среднего ряда действуют вертикальные силы D_{\max} (D_{\min}) от кранов, расположенных соответственно в левом и правом пролетах. При переносе этих сил на ось колонны следует учитывать направления возникающих моментов (рис. 2.14).

Расчетную горизонтальную силу на колонну от поперечного торможения тележек кранов определяют по линии влияния опорной реакции тормозной балки, которая не будет отличаться от линии влияния опорной реакции подкрановой балки (см. рис. 2.13, 6), но вместо вертикальных сил

F здесь будут приложены горизонтальные силы T_{kn} , приходящиеся на одно колесо мостового крана

$$T_{max} = \gamma_f \psi \sum T_{kn} y_i. \quad (2.35)$$

Для определения T_{kn} нужно тормозную силу поделить на число колес мостового крана с одной его стороны, полагая, что эта сила целиком передается на одну сторону

кранового пути и распределяется поровну между всеми колесами на этой стороне крана. Тормозная сила, возникающая при разгоне тележки с грузом или при ее торможении, зависит от их массы и ускорения. Но, поскольку эта сила не может превысить силу трения между тормозными колесами и рельсом, последнюю принимают за основу. Нагрузка может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета. Таким образом, нормативное значение горизонтальной силы, приходящейся на одно колесо с одной стороны крана, принимают равным

$$T_{kn} = \beta(Q+G_T)/n_o, \quad (2.36)$$

где $\beta = 0,05$ — для кранов с гибким подвесом груза и $\beta = 0,1$ — с жестким подвесом груза.

Горизонтальные силы можно учитывать только в совокупности с вертикальными, так как горизонтальные силы не могут возникать при отсутствии кранов.

От подвесных кранов нагрузка передается через подвесной крановый путь на ригель в виде сосредоточенных вертикальных и горизонтальных сил. Как правило, подвесной подкрановый путь выполняют по схеме неразрезной балки и поэтому для подсчета D_{max} , D_{min} Т ординаты y_i следует брать с линий влияния реакций для неразрезной балки. В практических расчетах можно использовать решения для пятипролетной балки (табл. П5.1). При этом в расчет следует включать ординаты тех линий влияния (R_o , R_1 или R_2), при которых получаются большие расчетные усилия D_{max} .

В качестве примеров на рис. 2.15 представлены схемы загружений для однопролетных зданий, оборудованных мостовыми опорными и подвесными кранами.

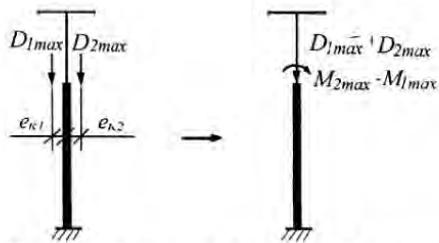


Рис. 2.14. Нагрузки на колонну от кранов, расположенных в соседних с колонной пролетах

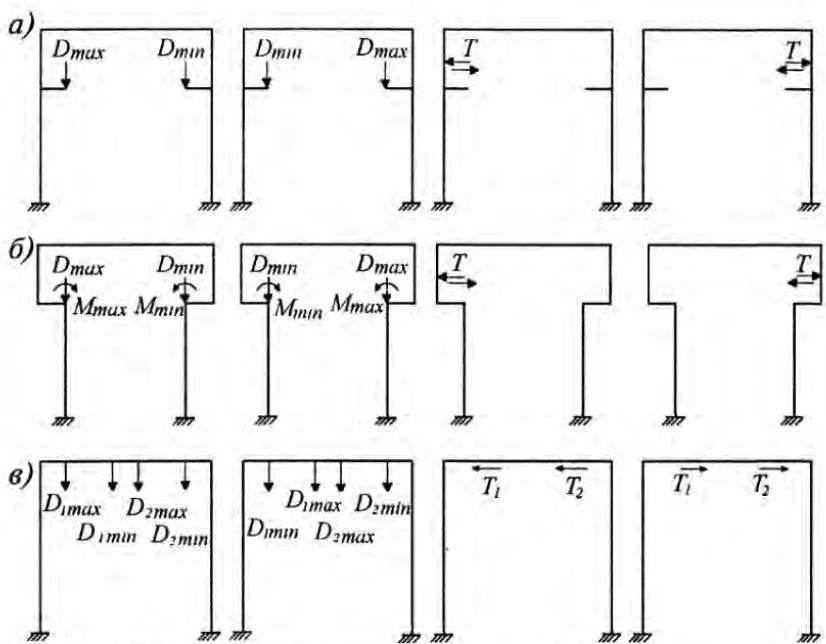


Рис. 2.15. Схемы загружений крановой нагрузкой:

a — опирание кранов на консоль колонны; *б* — то же, на подкрановую ветвь; *в* — подвеска кранов к строительной конструкции

2.2.3. Статический расчет рамы

При расчете рамы сквозной ригель заменяют эквивалентным по жесткости сплошностенчатым, момент инерции которого можно определить по формуле

$$EI_r = E (A_{J1} z_1^2 + A_{J2} z_2^2), \quad (2.37)$$

где A_{J1} и A_{J2} — площади сечения нижнего и верхнего поясов фермы в середине пролета; z_1 и z_2 — расстояния от центра тяжести поясов до нейтральной оси фермы в сечении посередине пролета; μ — коэффициент, учитывающий уклон верхнего пояса и деформативность решетки фермы, принимаемый при уклоне верхнего пояса $i = 1/8 \dots 1/10$ $\mu = 0,7$; при $i = 1:15$ $\mu = 0,8$; при $i = 0$ $\mu = 0,9$.

Если площади сечений поясов неизвестны, то

$$EI_r = E \frac{M_{\max} h_r}{2R_y} 1,15\mu, \quad (2.38)$$

где M_{\max} — максимальный изгибающий момент в середине пролета ригеля как в простой балке от расчетной нагрузки (от собственного веса конструкций покрытия, включая нагрузку от подвесного оборудования, и снега); h_r — высота фермы в середине пролета; 1,15 — коэффициент, учитывающий отношение усредненной площади сечения поясов к площади нижнего пояса.

Осьвая жесткость ригеля

$$EA_r \approx 2EA_f = \frac{4EI_r}{h_r^2}, \quad (2.39)$$

где $2A_f$ — площадь сечения поясов ферм.

При расчете рам с колоннами ступенчато-переменного сечения изгибную и осевую жесткости подкрановой части колонны можно приблизенно определить по формулам:

$$EI_1 = \frac{E(R_2 + 2D_{\max})h_n^2}{k_2 R_y}; \quad (2.40)$$

$$EA_1 = \frac{4EI_1}{h_n^2}, \quad (2.41)$$

где R_2 — опорная реакция ригеля от расчетной нагрузки (постоянной и снеговой); D_{\max} — расчетное давление на колонну от двух сближенных кранов. Для колонны среднего ряда D_{\max} принимают от двух кранов большей грузоподъемности, сближенных в одном из смежных с колонной пролете; h_n — высота сечения нижнего участка колонны (расстояние от оси подкрановой ветви до наружной грани колонны крайнего ряда или расстояние между осями подкрановых ветвей для колонн средних рядов); k_2 — коэффициент, зависящий от шага колонн и их высоты — $k_2 = 3,2 \dots 3,8$ при шаге рам 12 м, $k_2 = 2,5 \dots 3,0$ при шаге рам 6 м. Меньшие значения k_2 следует принимать при кранах с малой грузоподъемностью и при большой высоте колонн.

По этим же формулам можно определять жесткости колонн постоянного сечения (см. рис. 2.8), принимая $k_2 = 2,2 \dots 2,5$.

Жесткости верхних (надкрановых) частей ступенчатых колонн

$$EI_2 = \frac{EI_1}{k_1} \left(\frac{h_r}{h_n} \right)^2, \quad (2.42)$$

$$EA_2 = \frac{4EI_2}{h_r^2}, \quad (2.43)$$

где h_v — ширина сечения верхнего участка колонны; k_l — коэффициент, учитывающий фактическое неравенство площадей и радиусов инерции поперечных сечений верхней и нижней частей колонны. При шарнирном сопряжении ригелей с колоннами $k_l = 1,8 \dots 2,0$ для колонн крайних рядов, $k_l = 2,0 \dots 2,3$ для колонн средних рядов. При жестком сопряжении ригелей с колоннами $k_l = 1,2 \dots 1,8$. Меньшие значения принимают для кранов небольшой грузоподъемности.

Жесткости условных горизонтальных стержней, объединяющих верхние и нижние участки колонн, задают на два-три порядка больше жесткостей нижних участков колонн.

Жесткости колонн зданий бескрановых и с подвесным крановым оборудованием, а также зданий с мостовыми кранами, опираемыми на подкрановые стойки, на этапе формирования исходных данных можно подобрать, исходя из заданной при компоновке рамы высоты сечения колонны, ориентируясь, например, на прокатные профили. Пользуясь сортаментом, выбирают по заданной высоте сечения колонны профиль и устанавливают тем самым площадь и момент инерции сечения.

Для статического расчета рамы без использования ЭВМ достаточно знать только соотношения моментов инерции элементов рамы. Эти соотношения можно принимать в пределах

$$J_n/J_v = 5 \dots 10; J_r/J_n = 2 \dots 6.$$

В многопролетных зданиях отношения моментов инерции нижнего участка средней колонны J_{ns} и верхнего ее участка J_{vs} к моментам инерции сечений соответствующих участков крайних колонн обычно составляют:

$J_{ns}/J_v = 10 \dots 30$ при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн; $20 \dots 60$ — при шаге внутренних колонн вдвое большем, чем наружных;

$J_{vs}/J_v = 1,5 \dots 3$ при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн; $2,5 \dots 7$ — при шаге внутренних колонн вдвое большем, чем наружных.

Дальнейший расчет вы можете выполнять, опираясь на известные методы строительной механики. При использовании метода перемещений опорные реакции стоек переменного сечения от единичных перемещений и от внешних нагрузок вы можете определять по формулам, приведенным в табл. П5.2..П5.4.

При расчете рамы на нагрузки, приложенные к колоннам, если выполняется условие $k \geq 6/(1+1,1\sqrt{\mu})$, где $k = J_r H / J_n l$; $\mu = (J_n/J_v) - 1$, можно прини-

мать жесткость ригеля бесконечно большой. Это дает возможность понизить степень кинематической неопределенности рамы при ее расчете методом перемещений, принимая углы поворота сечений в местах сопряжения ригелей с колоннами, равными нулю. Так, при расчете многопролетной рамы с одинаковой высотой пролетов достаточно наложить только одну связь, препятствующую линейному перемещению в уровне ригеля, и, следовательно, свести расчет к решению задачи с одним неизвестным. Все это позволяет приближенно оценить напряженно-деформированное состояние каркаса на отдельные виды загружений, используя лишь микрокалькулятор. Однако, учитывая необходимость выполнения раздельных расчетов по многим видам загружений, вычислительные процедуры очень трудоемки. С этих позиций целесообразно выполнять статические расчеты на ЭВМ по разработанным для этих целей программным комплексам (Лира, Парус, Космос, Астра, Экспресс, Рама и др.) В большинстве из них реализован алгоритм метода перемещений с учетом, наряду с изгибными, еще и продольных деформаций стержней. Такая модель дает существенные уточнения для схем с сосредоточенными узловыми нагрузками, направленными вдоль стержней с малой осевой жесткостью.

Роль проектировщика при выполнении статических расчетов на ЭВМ несколько снижается. Центр тяжести в решении смещается на оценку расчетной схемы и правильное выполнение формальных процедур по составлению исходной информации. Все вычисления возлагаются на ЭВМ с полным доверием к результатам. Однако, ввиду возможных ошибок и неточностей в задании исходной информации, расшифровке данных и др., выданные результаты могут быть ошибочными. Указанные обстоятельства требуют повышенного внимания на анализ решений, их соответствие расчетной схеме по нагрузкам и условиям закрепления, по характеру эпюров, по условиям равновесия всей системы в целом и выделенных из системы отдельных частей.

Все, что мы с вами обсудили, касалось расчета плоских рам. На самом деле поперечные рамы каркаса связаны диском покрытия, продольными связями по нижним поясам ферм, другими элементами (например, тормозными конструкциями в крановых зданиях) и не являются свободными.

При нагружении всех рам, например при действии ветровых нагрузок, горизонтальные перемещения рам одинаковы и их совместная работа не проявляется. Если же нагрузка приложена к отдельным рамам, например крановая, соседние менее нагруженные рамы за счет имеющихся связей также включаются в работу и сдерживают перемещения рассматриваемой рамы, т.е. возникает эффект пространственной работы каркаса.

Учет этого фактора позволяет снизить моменты в нижних сечениях колонн и уменьшить горизонтальные перемещения каркаса.

Если расчет выполняется на ЭВМ при использовании программ, построенных на методе конечного элемента, вы можете рассмотреть каркас как единую пространственную стержневую систему и, введя жесткостные характеристики связей, получить результаты расчета с учетом пространственной работы. При этом достаточно рассмотреть блок из 5...7 рам.

При расчете рамы методом перемещений вручную или с использованием программ, построенных на основе этого метода, учет пространственной работы каркаса может быть выполнен путем введения коэффициента пространственной работы α_{pr} . Он показывает, насколько перемещение рамы, работающей в пространственном блоке Δ_{pr} , меньше перемещения плоской рамы Δ_{pl} , т.е. $\alpha_{pr} = \Delta_{pr} / \Delta_{pl}$. Этот коэффициент зависит от жесткости диска покрытия, колонн, связей, шага рам, высоты здания и других параметров и определяется по методике, изложенной в [2].

2.2.4. Определение расчетных сочетаний усилий

Данный вопрос был рассмотрен в первом томе учебника (п.3.2.2[1]). Здесь мы лишь кратко напомним основные положения.

Расчеты элементов каркаса здания должны выполняться с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок и им соответствующих усилий. Эти сочетания устанавливают на основе анализа возможных вариантов одновременного действия различных нагрузок. Для этого статический расчет рамы производят отдельно на каждую нагрузку (снеговую, ветровую и др.) или на группу нагрузок, которые не могут действовать изолированно одна от другой (собственный вес конструкций покрытия, стен, подкрановых балок и др.). Пользуясь данными такого расчета, находят для каждого расчетного сечения рамы свою комбинацию нагрузок, которая создаст наиболее неблагоприятные условия работы этого сечения. Усилия в раме определяют по расчетным нагрузкам, т.е. по наибольшим из ожидаемых за весь период эксплуатации, но, поскольку вероятность одновременной реализации наибольших значений у всех нагрузок мала и зависит от количества одновременно учитываемых временных нагрузок, вводят коэффициент сочетаний, меньший единицы.

Нормами предусмотрены два вида основных сочетаний и одно особое сочетание.

- *Основное сочетание с одной кратковременной нагрузкой* допускает одновременно учитывать все постоянные, все временные длительные и

одну кратковременную нагрузку, причем все эти нагрузки можно принимать без снижения, т.е. с коэффициентом сочетаний $\psi = 1$.

• *Основное сочетание с двумя и более кратковременными нагрузками* позволяет одновременно учитывать любые нагрузки, кроме особых. При этом временные длительные принимают с коэффициентом сочетаний $\psi = 0,95$, а кратковременные — с $\psi = 0,9$.

• *В особых сочетаниях* можно учитывать постоянные, временные длительные с $\psi = 0,95$, кратковременные с $\psi = 0,8$ и одну особую с $\psi = 1$.

Для расчета колонны расчетные усилия определяют для всех характерных сечений элементов рамы, в которых ожидаются наибольшие усилия. В каждом таком сечении вначале определяют комбинацию нагрузок, которая дает наибольший положительный изгибающий момент M_{\max} и соответствующую этой комбинации нормальную силу N_s . При этом анализируют все возможные варианты загружений с отвечающими им коэффициентами сочетаний. Затем определяют наибольший по величине отрицательный момент M_{\min} при соответствующей нормальной силе. И, наконец, — наибольшую нормальную силу при соответствующих (положительном и отрицательном) изгибающих моментах. Таким образом, для каждого расчетного сечения имеем следующие группы усилий:

$$+M_{\max}, N_s; -M_{\min}, N_s; |N|_{\max}, +M_s, |N|_{\max}, -M_s. \quad (2.44)$$

Элемент конструкции, например верхняя часть ступенчатой колонны, может включать несколько расчетных сечений (обычно два). Анализируя все возможные комбинации моментов и нормальных усилий в этом элементе, можно отсеять те из них, которые явно не представляют опасности, т.е. имеют меньшие, чем в других значения как моментов, так и нормальных сил. После этого по одной из оставшихся комбинаций подбирают сечение элемента конструкции, а на все остальные проверяют его.

Для расчета анкерных болтов в нижнем сечении колонны, у узла сопряжения базы колонны с фундаментом, составляют дополнительную комбинацию усилий, способных создать растяжение в фундаментных болтах (обычно это сочетание постоянной и ветровой нагрузок). Если постоянная нагрузка разгружает анкерные болты, то ее следует принимать с коэффициентом $\gamma_f = 0,9$.

Для проверки упоров на срез для этого же сечения следует составлять комбинацию, соответствующую максимальной поперечной силе $|Q|_{\max}$. Эту же комбинацию используют для расчета решетки сквозной или проверки прочности стенки сплошной колонны.

Для расчета стропильной фермы при ее жестком сопряжении с колонной следует найти наибольший опорный момент при сочетании по-

стоянной и снеговой нагрузки с другими нагрузками. Найдя такой момент на одной стороне фермы, нужно определить величину опорного момента на другой ее стороне при этой же комбинации нагрузок. Для проверки нижнего пояса фермы на сжатие необходимо оценить комбинацию нагрузок, способных привести к появлению в крайней панели нижнего пояса сжимающих усилий.

При машинном расчете алгоритм выбора расчетных сочетаний усилий (РСУ) задают в виде графа. Такой график представляет собой совокупность дуг, соединенных между собой в вершинах графа. Каждая дуга обозначает отдельное загружение или его отсутствие (нулевая дуга). Последовательность дуг (цепь) от начальной точки до конечной определяет одну возможную комбинацию нагрузок. Если две или несколько нагрузок не могут действовать одновременно, то они должны быть представлены параллельными дугами. На рис. 2.16 показан график для однопролетного здания, оборудованного мостовыми кранами. Надписи на дугах приведены для наглядности. Вместо них указывают порядковые номера нагрузок и коэффициенты сочетаний. В машину график вводят в форме матрицы, приемы заполнения которой оговариваются в сопроводительной документации на программу. В некоторых программных комплексах график сочетаний встроен в тело программы, что лишает пользователя возможности отражать изменения в нормах проектирования, появившиеся после разработки данной версии программы.

Обратите внимание на возможную неточность выполненных расчетов, соответствующую изначально заданным жесткостным характеристикам элементов рамы, которые могут не соответствовать фактическим

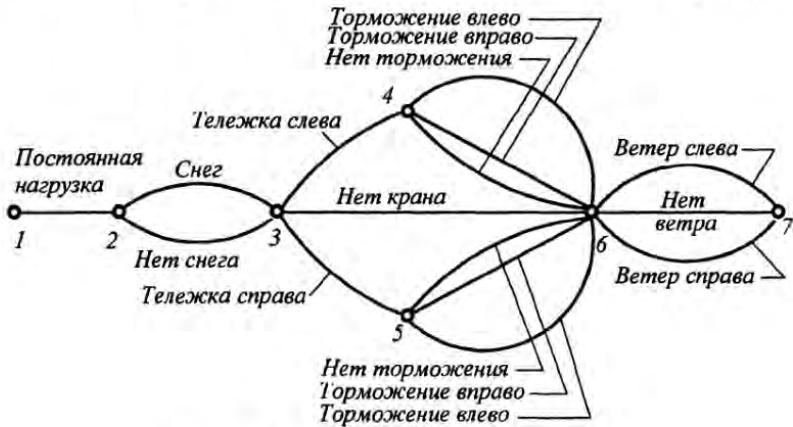


Рис. 2.16. Граф сочетаний нагрузок

значениям. Поэтому после подбора сечений элементов рамы не забудьте определить их жесткости и сравнить их с заданными. Если различие жесткостей составит более 30%, что примерно соответствует 3..5% различия напряжений, то примите найденные жесткости за исходные, повторите статические расчеты рамы и выберите новые комбинации расчетных усилий.

Пример 2.5. Определить усилия в элементах поперечной рамы бескарнавого здания. Исходные данные: длина здания — 72 м; пролет — 18 м; шаг колонн — 6 м; отметка низа стропильной фермы — 8,4 м; район строительства г. Красноярск; тип местности В.

Примем в качестве несущих конструкций покрытия типовые стропильные фермы пониженней высоты ($h_{ro} = 2250$ мм) с параллельными поясами, кровлю — двухскатную с уклоном 1,5%, утеплитель — жесткие минераловатные плиты ($t = 150$ мм, $\gamma = 2$ кН/м³); несущие конструкции кровли — профилированный стальной лист Н60-845-0,8, расположенный по прогонам из прокатных швеллеров (рис. 2.17, табл. 2.1). Стеновые ограждения — трехслойные стеновые панели с металлическими обшивками из профилированного листа Н44-1000-0,7. Утеплитель — минераловатные плиты с $t = 100$ мм и $\gamma = 1,25$ кН/м³. Стеновые панели крепятся к колоннам с помощью ригелей (рис. 2.17, табл. 2.2), колонны предварительно назначены из прокатных двутавров 40Ш1. Отметка подошвы опорной плиты колонны — 0,150 м. Привязка к продольным разбивочным осям нулевая.

Компоновочная и расчетная схемы поперечной рамы представлены соответственно на рис. 2.18, а и б. Значения всех размеров либо приняты по исходным данным, либо вычислены в соответствии с п. 2.1.3.

В расчетных схемах колонны представлены стержнями, проходящими через центры тяжести сечений, ригель — стержнем, проходящим на уровне нижнего пояса стропильной фермы. Сопряжение ригеля с колоннами принято шарнирным с эксцентрикситетом $e_r = 16$ мм по отношению к геометрической оси колонны, а колонн с фундаментами — жестким (рис. 2.18, б). При численной реализации на ПЭВМ использовалась схема (рис. 2.18, в), адекватность перехода от схемы «б» к «в» обеспечивалась введением в узлах 7 и 8 моментов,

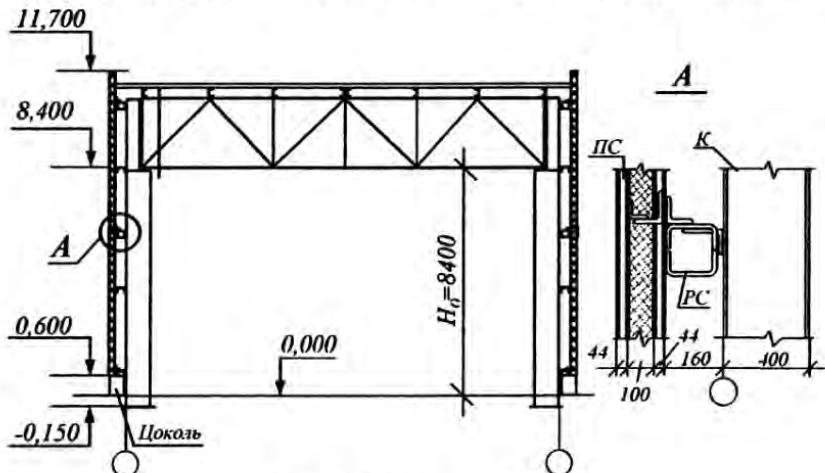


Рис. 2.17. К примеру 2.5

Таблица 2.1. Нагрузки на ригель от веса конструкций покрытия и кровли

Состав кровли и конструкция покрытия	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Защитный слой гравия, втопленного в битумную мастику $\delta = 10$ мм	0,21	1,3	0,273
Гидроизоляционный ковер из четырех слоев рубероида	0,16	1,3	0,208
Утеплитель толщиной 150 мм из минераловатных плит $\gamma = 2$ кН/м ³	0,3	1,3	0,390
Пароизоляция (один слой рубероида)	0,04	1,3	0,052
Стальной профилированный настил Н60-845-0,8	0,105	1,05	0,110
Прогоны [22	0,07	1,05	0,074
Ферма, связи	(0,37 + 0,05) = 0,42	1,05	0,441

равных произведению опорных реакций ригеля на эксцентричеситеты. В расчетной схеме произведена разбивка каждой колонны на три отдельных элемента. Цифрами обозначены узлы элементов, цифрами в кружках — сами элементы, а цифрами в прямоугольниках — типы жесткостей. Все данные по геометрическим и жесткостным параметрам, а также по нагрузкам сведены в табл. 2.3.

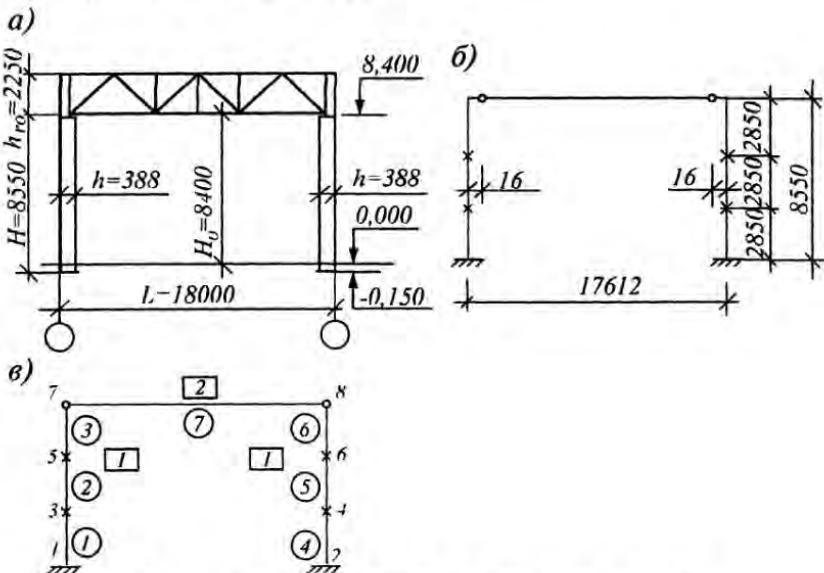


Рис. 2.18. Компоновочная и расчетная схемы рамы

Таблица 2.2. Нагрузки от веса стенового ограждения

Состав стенового ограждения	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Трехслойные стеновые панели: два профилированных листа НС44-1000-0.7	0,166	1,05	0,174
минераловатные плиты толщиной 100 мм, $\gamma = 1,25 \text{ кН/м}^3$	0,125	1,05	0,150
Ригели	0,065	1,05	0,068
Итого	0,356		0,392

Таблица 2.3. Исходные данные к расчетной схеме примера 2.5

Показатели	Расчетные значения
Пролет рамы L , м	18,0
Длина колонны H , м	8,55
Отметка низа ригеля H_o , м	8,4
Изгибные и продольные жесткости колонн и ригеля:	
EI_l , кН·м ²	$7,08 \cdot 10^4$
Ea_l , кН	$252,14 \cdot 10^4$
EI_r , кН·м ²	$8,47 \cdot 10^5$
EA_r , кН	$6,69 \cdot 10^5$
Постоянная нагрузка на ригель q , кН/м	9,288
Момент от постоянной нагрузки на ригель в виде эксцентричного соединения ригеля с колонной (рис. 2.18, б) M_g , кН·м	1,34
Вес нижней части колонны и нижнего участка стены (без учета веса цокольной панели) G_1 , кН	12,40
Момент от веса нижнего участка стены M_{g1} , кН·м	-3,76
Вес верхней части колонны и верхнего участка стены G_2 , кН	21,92
Момент от веса верхнего участка стены M_{g2} , кН·м	-8,08
Снеговая нагрузка на ригель p , кН/м	12,60
Момент от снеговой нагрузки на ригель, M_p , кН·м	1,81
Ветровая нагрузка:	
распределенная на колонну с подветренной стороны	1,366
то же, с заветренной стороны \bar{q}_{eq} , кН/м	0,9
сосредоточенная вдоль ригеля с подветренной стороны W , кН	-5,41
то же, с заветренной стороны \bar{W} , кН	-3,58

Пояснения к табл. 2.3. Жесткости колонн вычислены по геометрическим характеристикам для I 40Ш1:

$$EI_l = 2,06 \cdot 10^4 \cdot 34360 = 7,08 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{см}^2 = 7,08 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2, EA_l = 2,06 \cdot 10^4 \cdot 122,4 = 252,14 \cdot 10^4 \text{ кН}.$$

Жесткости ригеля по формулам (2.38, 2.39): $EI_r = \frac{EM_{\max} h}{2R_y} 1,15\mu$;

$$M_{\max} = \frac{(q+p)L^2}{8} = \frac{(9,288+12,6) \cdot 18^2}{8} = 847,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$EI_r = \frac{2,06 \cdot 10^4 \cdot 847,5 \cdot 10^2 \cdot 2,25 \cdot 10^2 \cdot 1,15 \cdot 0,9}{2 \cdot 24} = 8,47 \cdot 10^9 \text{ кН}\cdot\text{см}^2 = 8,47 \cdot 10^5 \text{ кН}\cdot\text{м}^2;$$

$$EA_r = \frac{4EI_r}{h_r^2} = \frac{4 \cdot 8,47 \cdot 10^5}{2,25^2} = 6,69 \cdot 10^5 \text{ кН}.$$

Для ригеля принята сталь С245 с $R_y = 24 \text{ кН}/\text{см}^2$.

Постоянная нагрузка: (рис. 2.19, а) $q = q_o B = 1,548 \cdot 6 = 9,288 \text{ кН}/\text{м}$; $M_q = \frac{qL}{2} e_r = \frac{9,288 \cdot 18}{2} 0,016 = 1,34 \text{ кН}\cdot\text{м}$, здесь e_r — эксцентриситет опирания стропильной фермы по

отношению к геометрической оси колонны (см. рис. 2.18, б), $G_1 = 0,392 \cdot 6(8,55/2 - 0,75) + 8,2/2 = 12,40 \text{ кН}$, здесь 0,392 — вес 1 м^2 стенного ограждения (см. табл. 2.2), $6(8,55/2 - 0,75)$ — грузовая площадь (площадь стенного ограждения для нижней части за вычетом участка цокольной панели и заглубления базы); 8,2 кН — расчетная нагрузка от веса колонны, $M_{g1} = G_1 \cdot e_1 = 0,392 \cdot 6(8,55/2 - 0,75) \cdot 0,454 = 3,76 \text{ кН}\cdot\text{м}$; G_1^* — вес нижней части стенного ограждения, e_1 — эксцентриситет (см. рис. 2.17), $G_2 = 0,392 \cdot 6(8,55/2 + 3,3) + 8,2/2 = 21,92 \text{ кН}$, $M_{g2} = G_2 \cdot e_2 = 0,392 \cdot 6(8,55/2 + 3,3) \cdot 0,454 = 8,08 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Снеговая нагрузка [см. рис. 2.19, б и формулу (2.20)]:

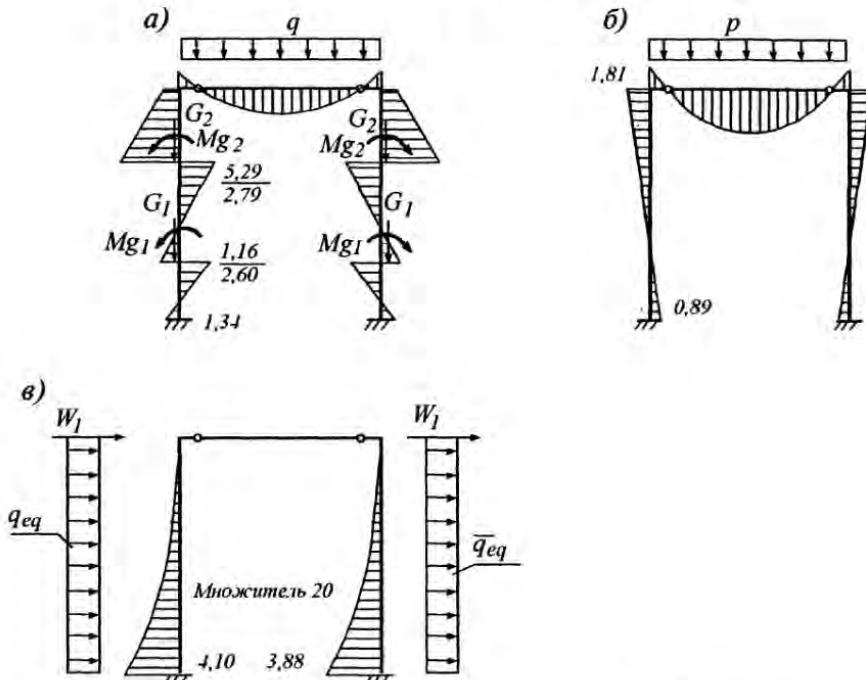


Рис. 2.19. Результаты статических расчетов рамы (к примеру 2.5)

$$p = s_o \mu \gamma_f B = 1,5 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 6 = 12,6 \text{ кН/м}, M_p = \frac{pL}{2} e_r = \frac{12,6 \cdot 18}{2} \cdot 0,016 = 1,81 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Ветровая нагрузка [см. рис. 2.19, в и формулы (2.21)...(2.27)]: $q_{eq} = w_o k_{eq} c_e \gamma_f B = 0,38 - 0,535 - 0,8 \cdot 1,4 \cdot 6 = 1,366 \text{ кН/м}$, $\bar{q}_{eq} = w_o k_{eq} c_{e3} \gamma_f B = 0,38 - 0,535 - 0,53 \cdot 1,4 \cdot 6 = 0,9 \text{ кН/м}$, здесь $k_{eq} = 0,535$ принято по табл. П4.6 при $H=H_o = 8,4 \text{ м}$; $c_{e3} = -0,53$ — по табл. П4.5 при $b/l = 72/18 > 2$, $\alpha = 0$ и $h/l = 11,7/18 = 0,65$, $W_1 = w_o k_m \Delta H_o c_e \gamma_f B = 0,38 (0,643/2) (11,7-8,4) \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 6 = 5,41 \text{ кН}$, здесь $k_m = 0,643$ — усредненное значение k на участке стенового ограждения выше отметки $H_o = 8,4 \text{ м}$, $\bar{W}_1 = W_1 c_{e3}/c_e = 5,41 \cdot 0,53/0,8 = 3,58 \text{ кН}$.

Данные, приведенные на рис. 2.18 и в табл. 2.3, позволяют выполнить статический расчет рамы на ЭВМ. Некоторые результаты такого расчета представлены в табл. 2.4, эпюры изгибающих моментов показаны на рис. 2.19. В табл. 2.5 сведены данные для выбора расчетных усилий в колонне.

Таблица 2.4. Расчетные усилия раздельно по каждому виду загружения к примеру 2.5

Элементы	Вид усилия	Усилия от нагрузки, кН, кН·м			
		постоянной	снеговой	ветровой	
				слева	справа
		1	2	3	4
1-3 (1)	M	1,344	-0,893	82,040	-77,650
	N	-116,1	-111,0	0	0
	Q	1,385	-0,316	15,430	-12,930
	M	-2,604	0,008	43,600	-44,460
	N	-116,1	-111,0	0	0
3-5 (2)	M	1,156	0,008	43,600	-44,460
	N	-103,7	-111,0	0	0
	M	-2,792	0,909	16,250	-18,570
	N	-103,7	-111,0	0	0
5-7 (3)	M	5,288	0,909	16,250	-18,570
	N	-81,79	-111,0	0	0
	M	1,340	1,810	0	0
	N	-81,79	-111,0	0	0

Пример 2.6. Скомпоновать поперечную раму одноэтажного однопролетного здания, оборудованного двумя мостовыми опорными кранами грузоподъемностью 10 т, и определить расчетные усилия в элементах рамы. Исходные данные: длина здания — 72 м; пролет — 18 м; шаг колонн — 6 м; отметка головки кранового рельса — 7,8 м; район строительства г. Красноярск; тип местности — В; режим работы крана — 5К.

Конструкция кровли, несущие конструкции покрытия, стеновые ограждения, конструктивная схема принятые по данным примера 2.5.

Компоновка рамы (рис. 2.20, а, б). Ввиду того, что здание оборудовано мостовыми кранами сравнительно небольшой грузоподъемности (10 т), примем колонны постоянного по всей высоте сечения с подкрановыми консолями.

Размеры по вертикали. По формуле (2.6) $H_2 = H_{cr} + c + 100 = 1900 + 200 + 100 = 2200 \text{ мм}$ (кратно 200 мм), $H_{cr} = 1900 \text{ мм}$ (табл. П3.3), $c = 200 \text{ мм}$ при $L = 18,0 \text{ м}$. По формуле (2.7) $H_o = H_2 + H_1 = 2200 + 7800 = 10000 \text{ мм}$, здесь $H_1 = 7800 \text{ мм}$ по заданию (отметка ГКР). Принима-

Таблица 2.5. Расчетные усилия при невыгодных сочетаниях нагрузок к примеру 2.5

Расчетные усилия в элементах колонны		Сечение (элемент)														
		1 (1-3)			3(1-3)			3(3-5)			5(3-5)		5(5-7)		7(5-7)	
		M , кН·м	N , кН	Q , кН	M , кН·м	N , кН										
$\psi=1$	$+M_{\max}, N_s$	1,3			1,3			1,3			1,3		1,3		1,2	
		83,38	-116,1	16,82	41,0	-116,1	44,76	-103,7	13,46	-103,7	21,54	-81,79	3,15	-192,79		
	$-M_{\max}, N_s$	1,4			1,4			1,4			1,4		1,4			
		-76,31	-116,1	-11,55	-47,06	-116,1	-43,30	-103,7	-21,36	-103,7	-13,28	-81,79				
	$ N_{\max} , +M_s$	1,2			1,3			1,2			1,3		1,2		1,2	
		0,45	-227,1	1,07	41,0	-116,1	1,16	-214,7	13,46	-103,7	6,2	-214,7	3,15	-192,79		
$\psi=0,9$	$ N_{\max} , -M_s$	1,4			1,2			1,4			1,2		1,4			
		-76,31	-116,1	-11,55	-2,6	-227,1	-43,3	-103,7	-2,83	-206,95	-13,28	-81,79				
	$+M_{\max}, N_s$	1,2,3			1,2,3			1,2,3			1,2,3		1,2,3			
		74,38	-216,0	14,99	36,64	-216,0	40,4	-203,6	12,65	-203,6	20,73	-181,69				
	$-M_{\max}, N_s$	1,2,4			1,2,4			1,2,4			1,2,4		1,2,4			
		-69,34	-216,0	-10,54	-42,61	-216,0	-38,85	-203,6	-18,69	-203,6	-10,61	-181,69				
$\psi=0,9$	$ N_{\max} , +M_s$	1,2,3			1,2,3			1,2,3			1,2,3		1,2,3			
		74,38	-216,0	14,99	36,64	-216,0	40,4	-203,6	12,65	-203,6	20,73	-181,69				
$\psi=0,9$	$ N_{\max} , -M_s$	1,2,4			1,2,4			1,2,4			1,2,4		1,2,4			
		-69,34	-216,0	-10,54	-42,61	-216,0	-38,85	-203,6	-18,69	-203,6	-10,61	-181,69				

Расчетные усилия для расчета фундаментных (анкерных) болтов: $N_{\min}=95$ кН, $M_f=83,14$ кН·м при загружениях 1,3 с коэффициентом надежности по нагрузке для постоянной нагрузки $\psi=0,9$ (множитель 0,9/1,1)

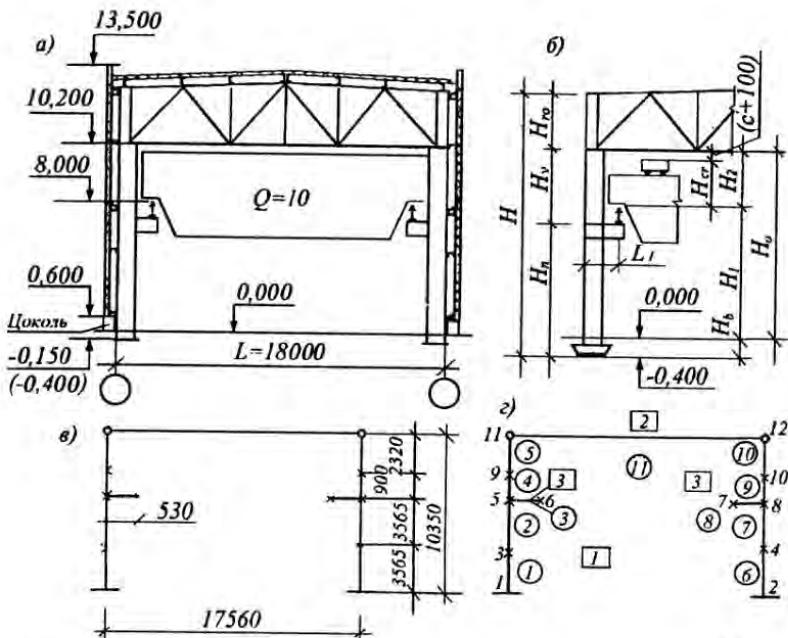


Рис. 2.20. Компоновочные и расчетные схемы к примеру 2.6

ем $H_o = 10200$ мм (кратно 600 мм), при этом $H_1 = H_o - H_2 = 10200 - 2200 = 8000$ мм. Задавая отметку заглубления опорной базы колонны, равной 0,150 м, по (2.9) определим полную длину колонны $H = H_1 + H_2 + H_b = 10200 + 150 = 10350$ мм. Длину верхнего (H_v — расстояние от верхней грани консоли до низа фермы) и нижнего участков колонн определим по (2.10): $H_v = H_2 + h_b + h_{rs} = 2200 + 700 + 120 = 3020$ мм, $H_n = H - H_v = 10350 - 3020 = 7330$ мм, здесь $h_b = 700$ мм — высота подкрановой балки (1/8...1/10) l_b ; $h_{rs} = 120$ мм для КР70 (табл. П3.4).

Обозначим расстояния между центром тяжести сечения консоли и другими точками: $H_v^* = H_v + h_c/2 = 3020 + 200 = 3220$ мм, $H_n^* = H_n - h_c/2 = 7330 - 200 = 7130$ мм, где $h_c = 400$ мм (I 40K2).

Размеры по горизонтали. Привязку примем нулевую. В качестве стержня колонны предварительно примем I 45Ш1 с высотой сечения $h = 440$ мм $> 1/25 H$, (1/25) 10350 = 414 мм.

При этом по (2.12) $L_1 = B_1 + (h-a) + 75$ мм = 230 + 440 - 0 + 75 = 745 мм, здесь $B_1 = 230$ мм (табл. П3.3). Принимаем $L_1 = 750$ мм, $L_{cr} = L - 2L_1 = 18000 - 2 \cdot 750 = 16500$ мм.

Расчетную схему сформируем на основе конструктивной схемы (рис. 2.20, а). Сопряжение колонн с фундаментами — жесткое; опирание стропильной фермы на колонны — шарнирное без эксцентричности. В расчетной схеме колонны и подкрановая консоль представлены стержнями, проходящими через центры тяжести сечений, ригель — стержнем, проходящим на уровне нижнего пояса стропильной фермы.

На рис. 2.20, в, г представлены расчетные схемы с разбивкой на отдельные элементы с принятой нумерацией узлов, стержней и типов сечений. Узлы 3, 4 соответствуют серединам нижних участков колонн, узлы 9, 10 расположены на уровне верхних поясов подкрановых балок.

Все данные по геометрическим, жесткостным параметрам и нагрузкам сведены в табл. 2.6. Комментарии к этой таблице соответствуют пояснениям к табл. 2.3.

Таблица 2.6. Исходные данные к расчетной схеме примера 2.6

Показатели	Расчетные значения
Пролет рамы L , м	18,00
Длина колонны H , м	10,35
Длина нижней части колонны H_n , м	7,33
Длина верхней части колонны H_v , м	3,02
Отметка верха головки кранового рельса H_1 , м	8,00
Отметка низа ригеля $H_0 = H_1 + H_2$, м	10,20
Привязка крана к координатной оси L_1 , м	0,75
Длина участка 5-6 (7-8) на рис. 2.20 в, г, м	0,53
Изгибные и продольные жесткости колонн и ригеля и консольей:	
EI_l , $\text{kH}\cdot\text{м}^2$ (145Ш1, СТОАСЧМ 20-93, $I_x=56072 \text{ см}^4$, $A=157,38 \text{ см}^2$)	$11,55 \cdot 10^4$
EA_l , кН	$324,2 \cdot 10^4$
EI_r , $\text{kH}\cdot\text{м}^2$	$8,47 \cdot 10^5$
EA_r , кН	$6,69 \cdot 10^5$
EI_c , $\text{kH}\cdot\text{м}^2$ (140К2, ГОСТ 26020-83, $I_x=64140 \text{ см}^4$, $A=210,96 \text{ см}^2$)	$13,21 \cdot 10^4$
EA_c , кН	$434,6 \cdot 10^4$
Постоянная нагрузка на ригель q , кН/м	9,288
Вес нижней части колонны и верхнего участка стены (без учета веса цокольной панели) G_l , кН	24,25
Момент от веса нижнего участка стены M_{gl} , кН·м	7,11
Вес верхней части колонны и верхнего участка стены G_2 , кН	19,16
Момент от веса верхнего участка стены M_{g2} , кН·м	7,10
Вес подкрановых конструкций G_3 , кН	18,66
Снеговая нагрузка на ригель p , кН/м	12,60
Максимальное давление кранов D_{max} , кН	174,85
Минимальное давление кранов D_{min} , кН	61,71
Поперечная тормозная сила T , кН	6,377
Ветровая нагрузка:	
распределенная на колонну с подветренной стороны q_{eq} , кН/м	1,44
то же, с заветренной стороны \bar{q}_{eq} , кН/м	0,99
сосредоточенная вдоль ригеля с подветренной стороны W , кН	5,81
то же, с заветренной стороны \bar{W} , кН	3,99

Нагрузки на элементы рамы.

Постоянная (рис. 2.21, а): $q = 9,288 \text{ кН/м}$, $G_l = 0,392 \cdot 6(7,13 - 0,75) + 1,235 \cdot 1,05 \cdot 7,13 = 24,25 \text{ кН}$, здесь 1,235 кН/м — вес 1 м длины I 45Ш1, 1,05 — коэффициент надежности по нагрузке $M_{gl} = G_l \cdot e_l = 15,0 \cdot 0,474 = 7,11 \text{ кН}\cdot\text{м}$. $G_2 = 0,392 \cdot 6(13,5 - 7,13) + 1,235 \cdot 1,05 (10,35 - 7,13) = 19,16 \text{ кН}$; $M_{g2} = G_2 \cdot e_2 = 14,98 \cdot 0,474 = 7,10 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Нагрузки от подкрановых конструкций G_3 при весе 1 м длины подкрановой балки 2,433 кН/м (по проекту-аналогу) и подкранового рельса 0,528 кН/м (табл. П3.4 для КР70)

$$G_3 = (2,433 + 0,528) \cdot 1,05 \cdot 6 = 18,66 \text{ кН.}$$

Снеговая (рис. 2.21, б) $p = 12,6 \text{ кН/м}$.

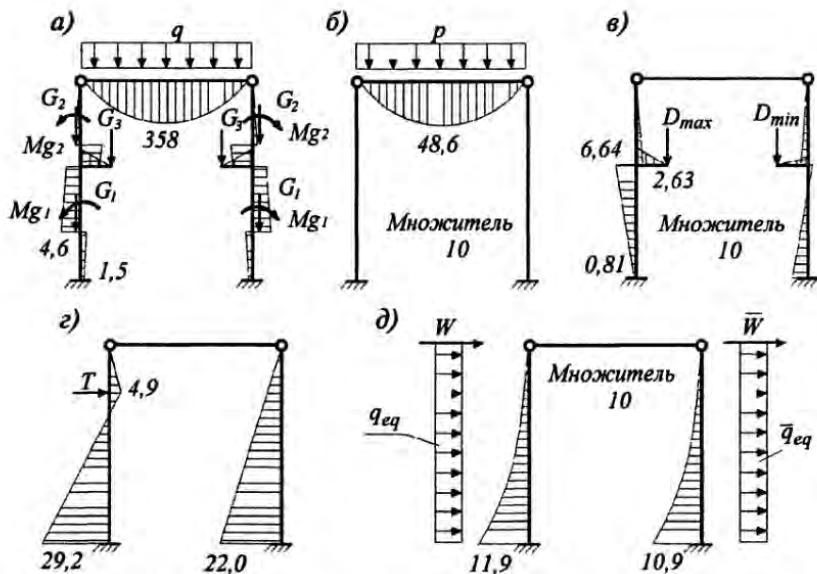


Рис. 2.21. Схемы нагрузок и результаты статических расчетов к примеру 2.6

Нагрузки от кранов (см. рис. 2.21, а, в и рис. 2.22). Вертикальные от двух сближенных у расчетной колонны кранов

$$D_{\max} = \psi \gamma_f F_{\max} \sum y_i = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 85 (1 + 0,267 + 0,833 + 0,100) = 174,85 \text{ кН};$$

$$D_{\min} = \psi \gamma_f F_{\min} \sum y_i = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 30 (1 + 0,267 + 0,833 + 0,100) = 61,71 \text{ кН}.$$

Горизонтальные

$$T = \psi \gamma_f \cdot 0,05 \frac{Q+G_T}{2} \sum y_i = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,05 (100 + 24) / 2 (1 + 0,267 + 0,833 + 0,100) = 6,377 \text{ кН},$$

здесь $F_{\max} = 85 \text{ кН}$; $F_{\min} = (Q+G)/2 - F_{\max} = (100+130)/2 - 85 = 30 \text{ кН}$; $G = 130 \text{ кН}$, $G_T = 24 \text{ кН}$ (см. табл. П3.3).

Ветровая (рис. 2.21, д) $q_{eq} = w_o k_{eq} c_e$ $\gamma_f B = 0,38 \cdot 0,566 \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 6 = 1,44 \text{ кН/м}$, $\bar{q}_{eq} = 0,38 \cdot 0,566 \cdot 0,55 \cdot 1,4 \cdot 6 = 0,99 \text{ кН/м}$, $W = 0,38 \frac{0,724 + 0,654}{2} (13,5 - 10,2) \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 6 = 5,81 \text{ кН}$, $\bar{W} = W c_{e3} / c_e = 5,81 \cdot 0,55 / 0,8 = 3,99 \text{ кН}$, здесь $k_{eq} = 0,566$ по табл. П4.6 при $H = H_o = 10,2 \text{ м}$; $c_{e3} = 0,55$ по табл. П4.5 при $b/l > 2$, $h_1/l = 13,5/18 = 0,75$; $k = 0,724$ — на отметке верха парапетной стены ($H = 13,5 \text{ м}$), $k = 0,654$ — то же, ригеля ($H = 10,2 \text{ м}$).

Статический расчет. Аналогично примеру 2.5 следует выполнить расчеты рамы на каждый вид загружения и по ним определить расчетные усилия, соответствующие наиболее неблагоприятным сочетаниям нагрузок. Результаты расчетов сведены в табл. 2.7 и 2.8.

Пример 2.7. Скомпоновать попеченную раму и определить расчетные усилия в колоннах. Исходные данные: длина здания — 96 м; пролет — 24 м;

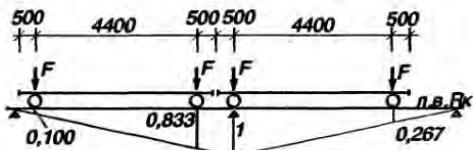


Рис. 2.22. Нагрузки от кранов к примеру 2.6

Таблица 2.7. Расчетные усилия раздельно по каждому виду загружения к примеру 2.6

Элементы	Вид усилия	Усилия от нагрузки, кН, кН·м							
		постоянной	снеговой	крановой вертикальной D_{max} на колонну		крановой горизонтальной T на колонну		ветровой	
				левую	правую	левую	правую	слева	справа
		1	2	3	4	5	6	7	8
1 – 3	M	-1,5	–	8,1	-51,9	$\pm 29,2$	&22,0	118,9	-109,4
	N	-143,6	-110,6	-174,8	-61,7	–	–	–	–
	Q	0,3	–	-8,2	-8,2	$\pm 4,3$	&2,1	18,9	-16,1
	M	-2,5	–	37,2	-22,7	$\pm 14,1$	&14,4	60,5	-61,9
	N	-143,6	-110,6	-174,8	-61,7	–	–	–	–
3 – 5	M	4,6	–	37,2	-22,7	$\pm 14,1$	&14,4	60,5	-61,9
	N	-119,4	-110,6	-174,8	-61,7	–	–	–	–
	M	3,7	–	66,4	6,4	&1,1	&6,8	20,5	-23,7
	N	-119,4	-110,6	-174,8	-61,7	–	–	–	–
5 – 9	M	-6,2	–	-26,3	-26,3	&1,1	&6,8	20,5	-23,7
	N	-100,7	-110,6	–	–	–	–	–	–
	M	-6,5	–	-19,0	-19,0	&4,9	&4,9	13,2	-16,0
	N	-100,7	-110,6	–	–	–	–	–	–
9 – 11	M	0,6	–	-19,0	-19,0	&4,9	&4,9	13,2	-16,0
	N	-81,5	-110,6	–	–	–	–	–	–
	M	0	–	–	–	–	–	–	–
	N	-81,5	-110,6	–	–	–	–	–	–
5 – 6 (5)	M	9,9	–	92,7	32,7	–	–	–	–
	Q	18,7	–	174,8	61,7	–	–	–	–

шаг колонн — 12 м; здание оборудовано двумя мостовыми опорными кранами грузоподъемностью 80/20 т с режимом работы 5К. Отметка головки кранового рельса — 10 м; район строительства г. Красноярск; тип местности В. Конструкции покрытия и стен приняты по данным примеров 2.5, 2.6 со следующими изменениями: по продольным рядам колонн предусмотрены стойки фахверка; вместо сплошных прогонов приняты типовые решетчатые прогоны с пролетом 12 м; фермы пониженной высоты заменены типовыми фермами с $h_{r0} = 3150$ мм.

Компоновка рамы.

Размеры по вертикали [см. формулы (2.6)...(2.10)]: $H_2 = H_{cr} + c + 100 = 3700 + 300 + 100 = 4100$ мм, принимаем $H_2 = 4200$ (кратно 200 мм), где $H_{cr} = 3700$ мм (табл. П3.3), $c = 300$ мм; $H_o = H_1 + H_2 = 10000 + 4200 = 14200$ мм, здесь $H_1 = 10000$ мм соответствует заданию отметки головки кранового рельса. Принимаем $H_o = 14400$ мм (кратно 600 мм), при этом корректируем $H_1 = H_o - H_2 = 10200$ мм.

Длина верхней (подкрановой) части колонны $H_v = H_2 + h_b + h_{rs} = 4200 + 1650 + 150 = 6000$ мм. Подкрановую балку принимаем с $h_b = 1650$ м и весом — 39,42 кН; подкрановый рельс КР 100 с $h_{rs} = 150$ мм и линейной плотностью 89,05 кг/м (табл. П3.4).

Длина нижней (подкрановой) части колонны $H_n = H_o + H_b - H_v = 14400 + 600 - 6000 = 9000$ мм. Ориентировочно принято заглубление базы $H_b = 600$ мм. Полная длина колонны $H = H_n + H_v = 9000 + 6000 = 15000$ мм.

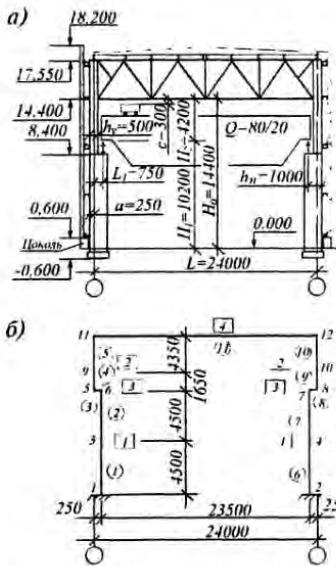
Высота фермы на опоре — 3150 мм. Отметка парапетной стенки — 18,2 м.

Размеры по горизонтали [см. формулы (2.12)...(2.14)]. Принимаем $a = 250$ мм; $h_v = 500$ мм $> 1/12 H_v$; $L_1 = B_1 + (h_v - a) + 75 = 400 + (500 - 250) + 75 = 725$ мм. Принимаем $L_1 = 750$ мм

Таблица 2.8. Расчетные усилия при невыгодных сочетаниях нагрузок к примеру 2.6

Расчетные усилия в элементах колонны	Сечение (элемент)															
	1(1-3)			3(1-3)			3(3-5)		5(3-5)		5(5-9)		9(5-9)		9(9-11)	
	M , кН·м	N , кН	Q , кН	M , кН·м	N , кН											
$\psi=1$	+ M_{\max} , N_s	1,7		1,7		1,7		1,3,6		1,7		1,7		1,7		
	117,4	-143,6	19,2	58,0	-143,6	65,1	-119,4	76,9	-294,2	14,3	-100,7	5,7	-100,7	13,8	-81,5	
	- M_{\max} , N_s	1,8		1,8		1,8		1,8		1,3,6		1,3,6		1,3,6		
	-110,9	-143,6	-15,8	-64,4	-143,6	-57,3	-119,4	-20,0	-119,4	-36,0	-100,7	-28,0	-100,7	-20,9	-81,5	
	- N_{\max} , + M_s	1,3,5		1,3,6		1,3,6		1,3,6		1,7		1,7		1,2		
	35,8	-318,4	-4,2	49,1	-318,4	56,2	-294,2	76,9	-294,2	14,3	-100,7	5,7	-100,7	0,6	-192,1	
	- N_{\max} , - M_s	1,3,5		1,2		1,4,6		1,8		1,2		1,2		1,3,6		
	-22,6	-318,4	-12,2	-2,5	-254,4	-32,5	-180,7	-20,0	-119,4	-6,2	-211,3	-6,5	-211,3	-20,9	-81,5	
$\psi=0,9$	+ M_{\max} , N_s	1,2,3,5,7		1,2,3,6,7		1,2,3,6,7		1,2,3,6,7		1,2,7		1,2,7		1,2,7		
	139,1	-400,5	13,8	98,4	-400,5	105,5	-376,3	88,1	-376,3	12,3	-200,2	5,4	-200,2	11,9	-181,0	
	- M_{\max} , N_s	1,2,4,5,8		1,2,4,6,8		1,2,4,6,8		1,2,8		1,2,4,6,8		1,2,3,6,8		1,2,3,6,8		
	-172,9	-298,7	-23,7	-91,6	-299,3	-84,3	-274,5	-17,6	-218,9	-57,3	-200,2	-42,4	-200,2	-35,3	-181,0	
	- N_{\max} , + M_s	1,2,3,5,7		1,2,3,6,7		1,2,3,6,7		1,2,3,6,7		1,2,7		1,2,7		1,2,7		
	139,1	-400,5	-23,7	98,4	-400,5	105,5	-376,3	88,1	-376,3	12,3	-200,2	5,4	-200,2	11,9	-181,0	
	- N_{\max} , - M_s	1,2,4,5,8		1,2,4,6,8		1,2,4,6,8		1,2,8		1,2,3,6,8		1,2,3,6,8		1,2,3,6,8		
	172,9	-298,7	-23,7	-91,6	-298,7	-84,3	-274,5	-17,6	-218,9	-57,3	-200,2	-42,4	-200,2	-35,3	-181,0	

Расчетные усилия для расчета фундаментных (анкерных) болтов: $N_{\min} = -173,0$ кН, $M_t = -172,7$ кН·м при загружениях 1,4,5,8 с коэффициентом надежности по нагрузке для постоянной нагрузки $\psi = 0,9$ (множитель 0,9/1,1)



$$=11,62 \text{ кН·м}; G_I = 39,42 \cdot 1,05 + 0,8905 \times 12 \cdot 1,05 = 52,61 \text{ кН}; M_{g3} = G_{3e3} = 52,61 \cdot 0,5 = 26,31 \text{ кН м.}$$

$$\text{Нагрузка от снега (рис. 2.24, б). } p = S_o \gamma \cdot B = 1,5 \cdot 1,4 \cdot 12 = 25,2 \text{ кН·м.}$$

Нагрузка от кранов (рис. 2.24, в, г).

Вертикальная по (2.28)...(2.34) с использованием схемы крана (рис. к табл. П3.3) и рис. 2.25. $D_{\max} = 1,1 \cdot 0,85 [347 \times (0,679 + 0,754 + 0,562 + 0,487) + 367(0,242 + 0,317 + 1 + 0,925)] = 1657,63 \text{ кН}; M_{\max} = D_{\max} \cdot e_3 = 1657,63 \cdot 0,5 = 828,82 \text{ кН·м.}$ При $F_{m,\min} = 118 \text{ кН} F_{1,\min} = 114,7 \text{ кН}; F_{2,\min} = 121,3 \text{ кН}; D_{\min} = 1,1 \cdot 0,85 [114,7(0,679 + 0,754 + 0,562 + 0,487) + 121,3(0,242 + 0,317 + 1 + 0,925)] = 547,9 \text{ кН}; M_{\min} = D_{\min} \cdot e_3 = 547,9 \cdot 0,5 = 273,95 \text{ кН·м.}$

Горизонтальная по (2.35): $T_{\max} = \gamma \cdot \psi \cdot T_k \cdot \sum y_i = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 14,125(1 + 0,925 + 0,562 + 0,487 + 0,242 + 0,317 + 0,679 + 0,754) = 65,59 \text{ кН, где } T_k = 0,05(800 + 330)/4 = 14,125 \text{ кН.}$

Ветровые нагрузки (рис. 2.24, д). При $H = H_o = 14400 \text{ мм}$ по табл. П4.6 $k_{eq} = 0,632$. В соответствии с формулами (2.21)...(2.24) получим: $q_{eq} = w_o \cdot k_{eq} \cdot c \cdot \gamma \cdot B = 0,38 \cdot 0,632 \cdot 0,55 \cdot 1,4 \cdot 6 = 1,110 \text{ кН/м, здесь по табл. П4.5 при } b/l > 2 \text{ и } h_l/l = 0,758, c_{e3} = 0,55.$

Кроме распределенной нагрузки по длине колонны к расчетной схеме в узлах 11, 12 следует приложить сосредоточенные нагрузки с участков стенового ограждения (грузовые площади стоек фахверка), а также нагрузки, собранные с грузовой площади (3,8x12 м), находящейся выше отметки ригеля

$$W = 1,614 \cdot 14,4 / 2 + 0,38 \cdot \frac{0,814 + 0,738}{2} \cdot 0,8 \cdot 1,4(18,2 - 14,4) \cdot 12 = 26,68 \text{ кН.}$$

$$\bar{W} = (26,68 \cdot 0,55) / 0,8 = 18,34 \text{ кН.}$$

Ориентировочное задание жесткостей элементов рамы производим в соответствии с рекомендациями формул (2.38)...(2.43)

$$EI_r = \frac{EM_{\max} h_r}{2R_y} \cdot 1,15\mu = \frac{2,06 \cdot 10^4 \cdot 3269,38 \cdot 3,15}{2 \cdot 24} \cdot 1,15 \cdot 0,9 = 457,45 \cdot 10^4 \text{ кН·м}^2, \text{ где}$$

$$M_{\max} = \frac{(q + p)L^2}{8} = \frac{(20,208 + 25,2) \cdot 24^2}{8} = 3269,38 \text{ кН·м.}$$

$$EA_r = \frac{4EI_r}{h_r^2} = \frac{4 \cdot 457,45 \cdot 10^4}{3,15^2} = 184,41 \cdot 10^4 \text{ кН;}$$

$$EI_n = \frac{E(R_r + 2D_{\max})h_n^2}{k_2 R_y} = \frac{2,06 \cdot 10^4 (544,9 + 2 \cdot 1657,63) \cdot 1^2}{3,5 \cdot 24} = 94,67 \cdot 10^4 \text{ кН·м}^2;$$

$$R_r = \frac{(q + p)L}{2} = \frac{(20,208 + 25,2) \cdot 24}{2} = 544,90 \text{ кН;}$$

$$EA_n = \frac{4EI_n}{h_n^2} = \frac{4 \cdot 94,67 \cdot 10^4}{1^2} = 378,68 \cdot 10^4 \text{ кН;}$$

$$EI_v = \frac{EI_n \left(\frac{h_v}{h_n} \right)^2}{k_1} = \frac{94,67 \cdot 10^4}{1,5} \left(\frac{0,5}{1} \right)^2 = 15,78 \cdot 10^4 \text{ кН·м}^2;$$

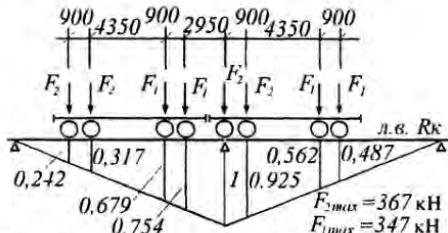


Рис. 2.25. Схема передачи нагрузок от восьмикатковых кранов

$$EA_v = \frac{4EI_v}{h_v^2} = \frac{4 \cdot 15,78 \cdot 10^4}{(0,5)^2} = 252,48 \cdot 10^4 \text{ кН.}$$

Все исходные данные к расчетным схемам сведены в табл. 2.9. Результаты статических расчетов и расчетные усилия приведены в табл. 2.10 и 2.11.

Таблица 2.9. Исходные данные к расчетным схемам примера 2.7

Показатели	Расчетные значения
Пролет рамы L , м	24,0
Длина колонны H , м	15,00
Длина нижней части колонны H_n , м	9,00
Длина верхней части колонны H_v , м	6,00
Отметка верха головки кранового рельса H_1 , м	10,20
Отметка низа ригеля $H_0 = H_1 + H_2$, м	14,40
Привязка крана к координатной оси L_1 , м	0,75
Высота сечения верхней части колонны h_v , м	0,50
Высота сечения нижней части колонны h_n , м	1,00
Изгиблые и продольные жесткости колонн и ригеля:	
EI_n , $\text{kH}\cdot\text{м}^2$	$94,67 \cdot 10^4$
EA_n , кН	$378,68 \cdot 10^4$
EI_v , $\text{kH}\cdot\text{м}^2$	$15,78 \cdot 10^4$
EA_v , кН	$252,48 \cdot 10^4$
EI_r , $\text{kH}\cdot\text{м}^2$	$457,45 \cdot 10^4$
EA_r , кН	$184,41 \cdot 10^4$
Постоянная нагрузка на ригель q , кН/м	20,208
Вес нижней части колонны и нижнего участка стены (без учета веса цокольной панели) G_1 , кН	61,45
Момент от веса нижнего участка стены M_{g1} , $\text{kH}\cdot\text{м}$	13,84
Вес верхней части колонны и верхнего участка стены G_2 , кН	37,41
Момент от веса верхнего участка стены M_{g2} , $\text{kH}\cdot\text{м}$	11,62
Вес подкрановых конструкций G_3 , кН	52,61
Момент от веса подкрановых конструкций M_{g3} , $\text{kH}\cdot\text{м}$	26,31
Снеговая нагрузка на ригель p , кН/м	25,20
Максимальное давление кранов D_{\max} , кН	1657,63
Момент от $D_{\min} - M_{\max}$, кН	828,82
Минимальное давление кранов D_{\min} , кН	547,9
Момент от $D_{\min} - M_{\min}$, $\text{kH}\cdot\text{м}$	273,95
Поперечная тормозная сила T , кН	65,59
Ветровая нагрузка:	
распределенная на колонну с подветренной стороны q_{eq} , кН/м	1,614
то же, с заветренной стороны \bar{q}_{eq} , кН/м	1,11
сосредоточенная вдоль ригеля с подветренной стороны W , кН	26,68
то же, с заветренной стороны \bar{W} , кН	18,34

Таблица 2.10. Расчетные усилия раздельно по каждому виду загружения (к примеру 2.7)

Элементы	Вид усилия	Усилия от нагрузки, кН, кН·м							
		постоянной	снеговой	крановой вертикальной из колонн D_{\max}		крановой горизонтальной T на колонну		ветровой	
				левую	правую	левую	правую	слева	справа
		1	2	3	4	5	6	7	8
1–3	M	-116,0	-144,6	141,8	-305,8	$\pm 377,5$	$\mp 232,9$	383,4	-367,7
	N	-394,2	-302,4	-1653,0	-552,6	$\pm 3,7$	$\mp 3,7$	10,2	-10,2
	Q	-10,4	-13,6	-49,2	-49,2	$\pm 43,9$	$\mp 21,7$	45,6	-41,1
	M	-69,1	-83,1	363,0	-84,6	$\pm 180,1$	$\mp 135,2$	194,7	-194,1
	N	-394,2	-302,4	-1653,0	-552,6	$\pm 3,7$	$\mp 3,7$	10,2	-10,2
3–6	M	-55,3	-83,1	363,0	-84,6	$\pm 180,1$	$\mp 135,2$	194,7	-194,1
	N	-332,6	-302,4	-1653,0	-552,6	$\pm 3,7$	$\mp 3,7$	10,2	-10,2
	M	-8,4	-21,7	584,3	136,6	$\mp 17,3$	$\pm 37,5$	39,1	-43,4
	N	-332,6	-302,4	-1653,0	-552,6	$\pm 3,7$	$\mp 3,7$	10,2	-10,2
5–9	M	35,3	53,90	-245,7	-133,1	$\mp 18,3$	$\pm 36,6$	36,5	-40,8
	N	-279,9	-302,4	4,7	-4,7	$\pm 3,7$	$\mp 3,7$	10,2	-10,2
	M	52,4	76,4	-164,6	-52,0	$\mp 90,7$	$\pm 0,7$	-12,2	8,8
	N	-279,9	-302,4	4,7	-4,7	$\pm 3,7$	$\mp 3,7$	10,2	-10,2
9–11	M	64,1	76,4	-164,6	-52,0	$\mp 90,7$	$\pm 0,7$	-12,2	8,8
	N	-242,5	-302,4	4,7	-4,7	$\pm 3,7$	$\mp 3,7$	10,2	-10,2
	M	109,4	135,8	49,2	161,8	$\pm 3,8$	$\mp 93,7$	-119,4	124,8
	N	-242,5	-302,4	4,7	-4,7	$\pm 3,7$	$\mp 3,7$	10,2	-10,2

2.3. Система связей

Пространственная жесткость одноэтажных промышленных зданий обеспечивается рамно-связевой схемой. При такой схеме нагрузки и воздействия в поперечном направлении воспринимаются рамами, а в продольном направлении — связями.

В совокупности с другими элементами каркаса связи обеспечивают:

объединение поперечных рам в пространственную систему путем создания в пределах здания или температурного блока геометрически неизменяемых систем-дисков в различных плоскостях;

перераспределение локальных нагрузок, действующих в плоскости отдельной поперечной рамы, между соседними рамами с вовлечением их в совместную работу;

восприятие и передачу на фундаменты горизонтальных нагрузок от ветра на торец здания, торможения кранов и других, действующих вдоль здания;

обеспечение устойчивости сжатых элементов каркаса за счет уменьшения их расчетных длин;

Таблица 2.11. Расчетные усилия при невыгодных сочетаниях нагрузок (к примеру 2.7)

Расчетные усилия в элементах колонны		Сечение (элемент)																			
		1(1-3)			3(1-3)			3(3-6)			6(3-6)			5(5-9)		9(5-9)		9(9-11)		11(9-11)	
		M , кН·м	N , кН	Q , кН	M , кН·м	N , кН	M , кН·м	N , кН	M , кН·м	N , кН	M , кН·м	N , кН	M , кН·м	N , кН	M , кН·м	N , кН	M , кН·м	N , кН			
$\psi = 1$	+ M_{\max} , N_z	1,3,5			1,3,5			1,3,5			1,3,6			1,2		1,2		1,2		1,4,6	
	- M_{\max} , N_z	403,3 -2043,5 -15,7			474,0 -2043,5			487,8 -1981,9			613,4 -1981,9			89,2 -582,3		128,8 -582,3		140,5 -544,9		364,9 -250,9	
	- M_{\max} , N_x	1,4,5			1,4,5			1,4,5			1,8			1,3,6		1,3,5		1,3,5		1,7	
	- N_{\max} , $+M_z$	-799,3 -950,5 -103,5			-333,8 -949,9			-320,0 -888,9			-51,7 -342,8			-247,0 -278,9		-202,9 -271,5		-191,2 234,1		-10,0 -232,3	
	- N_{\max} , $-M_z$	403,3 -2043,5 -15,7			474,0 -2043,5			487,8 -1981,9			613,4 -1981,9			89,2 -582,3		128,8 -582,3		140,5 -544,9		245,2 -544,9	
	- N_{\max} , $-M_z$	1,3,5			1,3,5			1,3,5			1,3,6			1,2		1,2		1,2		1,2	
	+ M_{\max} , N_z	-351,7 -2050,9 -103,5			-333,8 -949,9			-320,0 -888,9			30,1 -635,0			-247,0 -278,9		-202,9 -271,5		-191,2 234,1		-10,0 -232,3	
	+ M_{\max} , N_z	1,3,5,7			1,3,5,7			1,3,5,7			1,3,6,7			1,2,7		1,2,8		1,2,8		1,2,4,6,8	
$\psi=0,9$	+ M_{\max} , N_z	696,4 -1872,1 25,9			594,9 -1869,4			608,72 -1807,8			586,4 -1907,8			116,7 -542,9		129,1 -561,2		143,8 -523,8		573,9 -531,4	
	- M_{\max} , N_z	1,2,4,5,8			1,2,4,5,8			1,2,4,5,8			1,2,8			1,3,6,8		1,3,5,7		1,3,5,7			
	- N_{\max} , $+M_z$	-1192,0 -1176,5 -143,4			-556,8 -1169,5			-543,0 -1114,6			-66,6 -613,8			-255,5 -288,2		-188,4 -263,2		-176,7 -232,4			
	- N_{\max} , $-M_z$	696,4 -1872,1 25,9			594,9 -1869,4			608,72 -1807,8			566,9 -2098,3			116,7 -542,9		129,1 -561,2		143,8 -523,8		573,9 -531,4	
	+ M_{\max} , N_z	1,2,3,5,8			1,2,4,5,8			1,2,4,5,8			1,2,8			1,2,3,6,8		1,3,5,7		1,3,5,7			
	- M_{\max} , N_z	-789,2 -2141,6 -143,4			-556,8 -1169,5			-543,0 -1114,6			-67,0 -613,9			-206,9 -560,3		-176,7 -232,4					

Расчетные усилия для расчета фундаментных (анкерных) болтов: $N_{\min} = -832,4$ кН, $M_i = -1040,8$ кН·м при загружениях 1,4,5,8 с коэффициентом надежности по нагрузке для постоянной нагрузки $\gamma=0,9$ (множитель 0,9/1,1)

взаимное закрепление конструкций в проектном положении с обеспечением их несущей способности и устойчивости в процессе монтажа.

При проектировании связей необходимо обеспечить последовательное доведение усилий от места приложения нагрузки до фундаментов здания простейшим способом и кратчайшим путем.

В каждом температурном блоке здания, а при перепаде высот в пределах участков с пролетами одной высоты следует предусматривать самостоятельные системы связей.

2.3.1. Связи покрытия

Конструктивно геометрически неизменяемый диск покрытия образуют путем создания нескольких связевых жестких пространственных блоков и присоединения к ним других стропильных ферм. При этом используют три типа связей: горизонтальные поперечные, горизонтальные продольные и вертикальные. Пространственные блоки формируют из двух смежных ферм, объединенных горизонтальными связями между поясами ферм и вертикальными — между стойками решетки.

Связевые блоки устраивают в торцах здания или температурного отсека, а при длине здания или температурного отсека более 144 м также в промежутке. При конструктивном решении торцов здания без поперечных рам с опиранием конструкций кровли на торцевые стены связевой блок образуют путем объединения ближайших к торцу двух ферм, передавая горизонтальные нагрузки от торца на этот блок специальными распорками.

Связи по верхним поясам ферм включают поперечные связевые фермы и продольные распорки по всей длине температурного отсека. Поперечные фермы (см. рис. 1.19, б) устанавливают в местах формирования связевых блоков. Каждая из поперечных ферм выполняет функцию замыкающей грани, объединенных в единую систему верхних поясов ферм. Распорки закрепляют пояса ферм от смещений, обеспечивая их устойчивость, а поперечные горизонтальные фермы, в свою очередь, закрепляют от смещений эти распорки. Распорки следует устанавливать по коньковым узлам и в обязательном порядке в пределах фонаря, где нет кровельного настила, а также в опорной части стропильных ферм — вдоль колонн. Последние используют также для закрепления стропильных конструкций в процессе монтажа. Расстояние между распорками назначают так, чтобы гибкость верхнего пояса каждой фермы из ее плоскости не превышала предельного значения $\lambda_{lim} = 220$ в условиях монтажа и $\lambda_{lim} = -180-60\alpha$ (см. табл. П9.1[1]) в условиях эксплуатации. Функции распорок

по верхним поясам могут выполнять прогоны или ребра железобетонных панелей, если они приварены к верхним поясам ферм и соединены с жесткими блоками.

Поперечные связевые фермы по верхним поясам можно не предусматривать, если шаг вертикальных связей не превышает 6 м. В этом случае распорки или выполняющие их роль прогоны (ребра плит) должны быть прикреплены к поперечной связевой ферме по нижним поясам стропильных ферм с помощью вертикальных связевых ферм. На рис. 2.26 представлены такие схемы связей при прогонной системе покрытия. Здесь отсутствуют поперечные связевые фермы, роль распорок выполняют прогоны, расположенные в плоскостях вертикальных связей. Пунктирной линией представлена возможная форма потери устойчивости верхнего пояса стропильной фермы. В нулевых точках ферма закреплена от горизонтальных смещений прогонами и далее связями.

При наличии жесткого диска кровли, например в виде жесткого стального настила или при панельном решении покрытия при условии надежных соединений панелей с поясами ферм, в уровне верхних поясов можно использовать лишь инвентарные съемные связи для выверки конструкций и обеспечения их устойчивости в процессе монтажа. В покрытиях зданий и сооружений, эксплуатируемых в климатических районах I₁, I₂, II₂ и II₃, следует предусматривать дополнительно вертикальные связи посередине каждого пролета вдоль всего здания.

Связи по нижним поясам ферм включают в свою структуру поперечные и продольные связевые фермы, а также растяжки (рис. 2.26). Поперечные связевые фермы устанавливают в торцах здания, у температурных швов, а при большой длине температурных блоков — в их средних частях с расстояниями между связями 60 м. Развязку связевых блоков с нижними поясами других стропильных ферм осуществляют продольными связевыми фермами, распорками и растяжками. Продольные связевые фермы совместно с поперечными образуют неизменяемый диск в уровне нижних поясов стропильных ферм. Они обеспечивают пространственную работу каркаса при локальных горизонтальных воздействиях, перераспределяя их между поперечными рамами и обеспечивая их совместную работу. В случае жесткого сопряжения ригеля с колоннами продольные связи обеспечивают устойчивость сжатых панелей нижних поясов стропильных ферм из плоскости поперечных рам.

Продольные связевые фермы необходимо устанавливать в зданиях с кранами групп режимов работы 6К-8К; в покрытиях с подстропильными фермами; в одно- и двухпролетных зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью 10 т и более, а при отметке низа стропильных конструкций

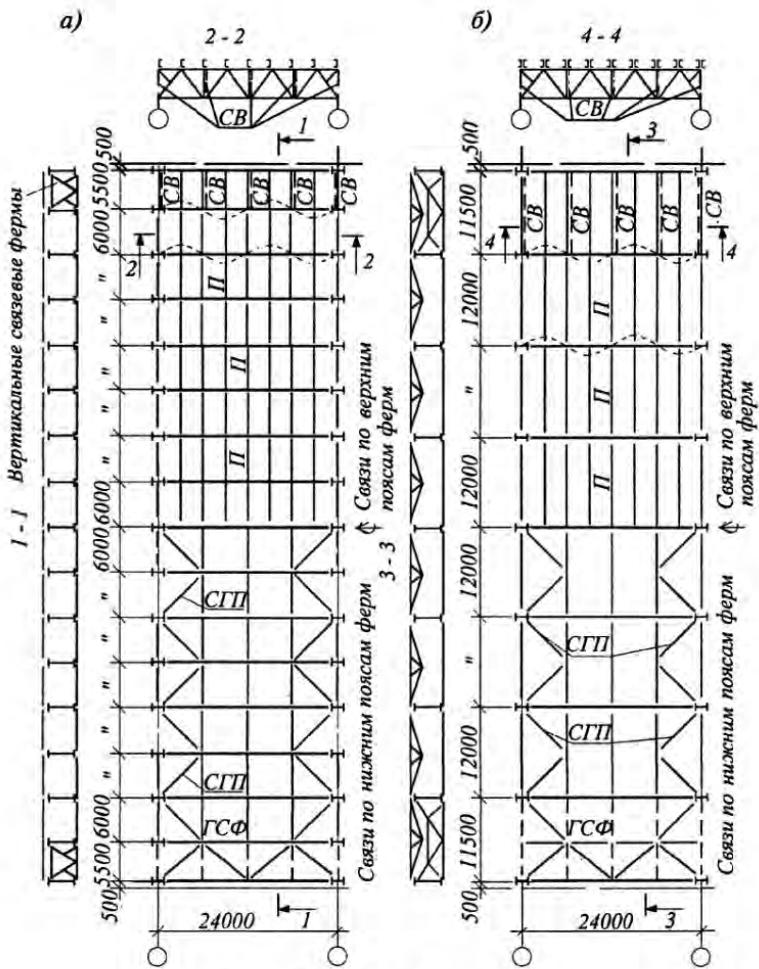


Рис. 2.26. Связи покрытия:

a — при шаге ферм 6 м; *б* — при шаге ферм 12 м

свыше 18 м — независимо от грузоподъемности кранов. Такие связи устанавливают также в зданиях с числом пролетов более двух, оборудованных кранами грузоподъемностью 30 т и более, а при отметке низа стропильных конструкций выше 22 м — независимо от грузоподъемности кранов.

Продольные горизонтальные связевые фермы размещают в одно-, двух- и трехпролетных зданиях вдоль крайних рядов колонн, а в зданиях с числом пролетов более трех — также и вдоль средних рядов колонн с та-

ким расчетом, чтобы связевые фермы были расположены не реже чем через пролет в зданиях с кранами групп режимов работы 6К-8К и через два пролета в прочих зданиях.

Дополнительно к названным связям в плоскости нижних поясов ферм для уменьшения гибкостей элементов поясов из плоскости ферм устанавливают распорки и растяжки. Распорки располагают по рядам колонн, растяжки — по средней части каждого пролета. Обычно при пролетах 24...36 м бывает достаточным одной растяжки, которую следует разместить в плоскости вертикальной связи по середине пролета.

Вертикальные связи служат для устранения сдвиговых деформаций в блоке покрытия вдоль здания. Вертикальные связевые фермы устанавливают в связевых блоках в плоскостях вертикальных стоек стропильных ферм по их торцам, по коньку и под наружными стойками фонарей. При конструировании стропильной фермы из нескольких отправочных элементов вертикальные связи в жестких блоках целесообразно поставить и в местахстыковки отправочных элементов. В зданиях с подвесным крановым оборудованием, особенно при большой его грузоподъемности, вертикальные связи целесообразно располагать в плоскостях подвески крановых путей.

Связи по фонарям выполняют функции, аналогичные связям между стропильными фермами. Схемы связей по верхним поясам фонарей аналогичны схемам по верхним поясам стропильных ферм. В торцах фонаря, а при большой его длине и в промежуточном участке устанавливают поперечные связевые фермы и вертикальные связи вдоль конька (рис. 2.27). Промежуточные поперечные ригели фонаря раскрепляют прогонами или

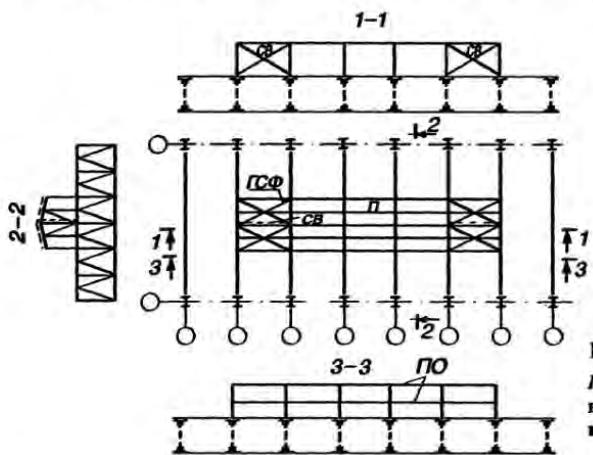


Рис. 2.27. Связи по фонарям:
ГСФ — горизонтальные поперечные связевые фермы; СВ — связи вертикальные; П — прогоны-распорки; ПО — прогоны остекления

распорками с поперечными связевыми фермами. Крайние стойки фонаря из плоскости фермы раскрепляют прогонами остекления.

Конструирование и расчет связей покрытия. Связи проектируют из электросварных труб, замкнутых гнуто-сварных и гнутых открытых профилей, горячекатанных уголков или швеллеров (рис. 2.28 и табл. 2.12). При конструировании связей следует стремиться к их равноустойчивости, т.е. $\lambda_x = \lambda_y$.

Конструктивные схемы горизонтальных поперечных и продольных связевых ферм зависят от шага стропильных конструкций. Схемы конструкций связей по нижним поясам ферм приведены на рис. 2.29, а...д. При шаге стропильных ферм 6 м поперечные связевые фермы образуют путем объединения нижних поясов стропильных ферм с помощью крестовой (рис. 2.29, а) или треугольной (рис. 2.29, б) решетки. При шаге стропильных ферм 12 м можно ввести дополнительный пояс, подвешенный к вертикальным связям между фермами, и уменьшить ширину связевой фермы до 6 м (рис. 2.29, в, г).

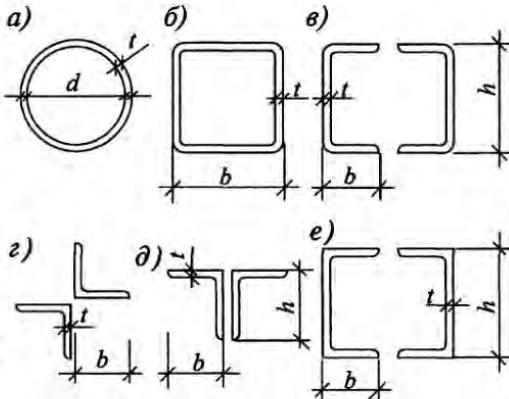


Рис. 2.28. Типы сечений элементов связей:

а—электросварные трубы; б—гнуто-сварные коробчатые профили; в—гнутые открытые профили; г—д—горячекатанные профили

Таблица 2.12. Рекомендуемые сечения элементов связей

Наименование элемента	Шаг ферм, м	Электросварные трубы $d \times t$, мм	Замкнутые гнуто-сварные профили $b \times t$, мм	Горячекатанные уголки и гнутые открытые профили $b \times t$, мм
Распорки	6	Ø114×3÷219×3,5	□110×3÷160×4	∟ 80×6÷140×10
	12	Ø219×3,5÷273×4	□160×4÷250×4	гн [] 200×100×6÷250×125×6
Раскосы	6;12	Ø168×4; Ø114×3 для связей под фонарем	□140×4; □160×4 □110×3 для связей под фонарем	∟ 110×8 ∟ 125×8 ∟ 80×6 для связей под фонарем

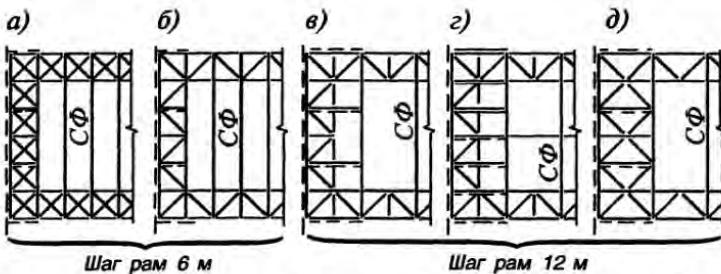


Рис. 2.29. Варианты решения связей по нижним поясам ферм

Поперечные торцевые связи в уровне нижних поясов стропильных ферм воспринимают горизонтальную нагрузку от ветра, действующую на торец здания (рис. 2.30, а). Эту нагрузку передают стойки фахверка в виде сосредоточенных сил W , равных опорным реакциям стоек. Для независимой от стоек фахверка работы стропильной фермы в вертикальном направлении предусматривают передачу ветровой нагрузки на связевую ферму через листовые шарниры (рис. 2.30, б).

Связевые (ветровые) фермы с крестовой решеткой возможно рассчитывать упрощенным способом, рассматривая их как статически определимые системы (рис. 2.31) с выключением сжатых раскосов из работы. Связевые фермы с треугольной решеткой рассчитывают по фактической схеме. Ветровую нагрузку W определяют как реакцию стойки фахверка, шарнирно опертой на фундамент и на связевую ферму. Эта стойка загру-

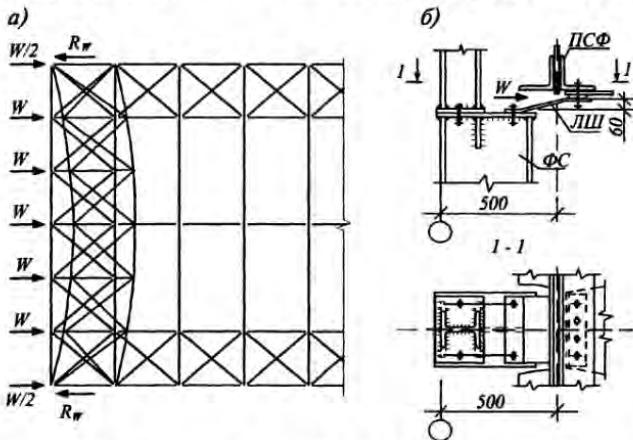


Рис. 2.30. Передача ветровой нагрузки на торцевую связевую ферму:

а—схема работы связевой фермы от ветровой нагрузки; *б*—узел сопряжения торцевой фахверковой стойки с нижним поясом стропильной фермы (он же пояс торцевой связевой фермы); R_w —реакция связевой фермы; ΦC —фахверковая стойка; $ПСФ$ —пояс стропильной фермы; $ЛШ$ —листовой шарнир

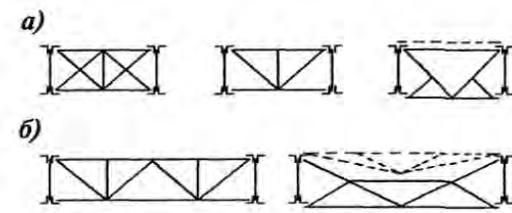
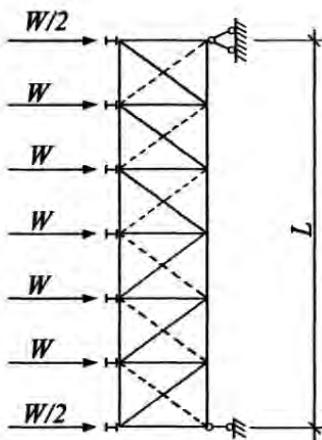


Рис. 2.32. Вертикальные связи между фермами:
а — шаг ферм 6 м; б — шаг ферм 12 м

Рис. 2.31. Расчетная схема поперечной связевой фермы

жена ветровой нагрузкой, собранной с соответствующей грузовой площади. Так как пояса связевых ферм одновременно являются поясами стропильных ферм, то расчетные усилия в последних определяют как суммарные от вертикальной нагрузки на покрытие, и от горизонтальной ветровой с учетом соответствующих для временных нагрузок коэффициентов сочетаний.

Остальные связи рассчитывают по предельной гибкости, назначая сечение с минимальной площадью по требуемому радиусу инерции. Предельную гибкость связей назначают для растянутых элементов 400, для сжатых — 200. Растворы между нижними поясами стропильных ферм работают на растяжение.

При конструировании связей необходимо оси элементов связей центрировать на центры узлов несущих конструкций, допуская расцентровку в пределах 200...300 мм, углы наклона осей связевых элементов принимать не менее 30°.

Подобным образом по предельной гибкости проектируют вертикальные связи. Как правило, это самостоятельные фермы. Их возможные конструктивные схемы изображены на рис. 2.32.

Связи крепят к элементам конструкций на болтах нормальной точности. При усилии в связях более 160 кН и в зданиях с мостовыми кранами групп режимов работы БК-8К связи крепят на высокопрочных болтах либо на болтах нормальной точности с последующей обваркой.

Связи по верхним поясам стропильных ферм не должны выступать за габариты ферм, чтобы не препятствовать размещению прогонов и других конструкций покрытий. Если связь проектируют из уголков (швеллеров), то плоскости их горизонтальных полок (стенок) совмещают с уровнем пояса, а вертикальные полки направляют в пространство между поясами стропильных ферм (рис. 2.33).

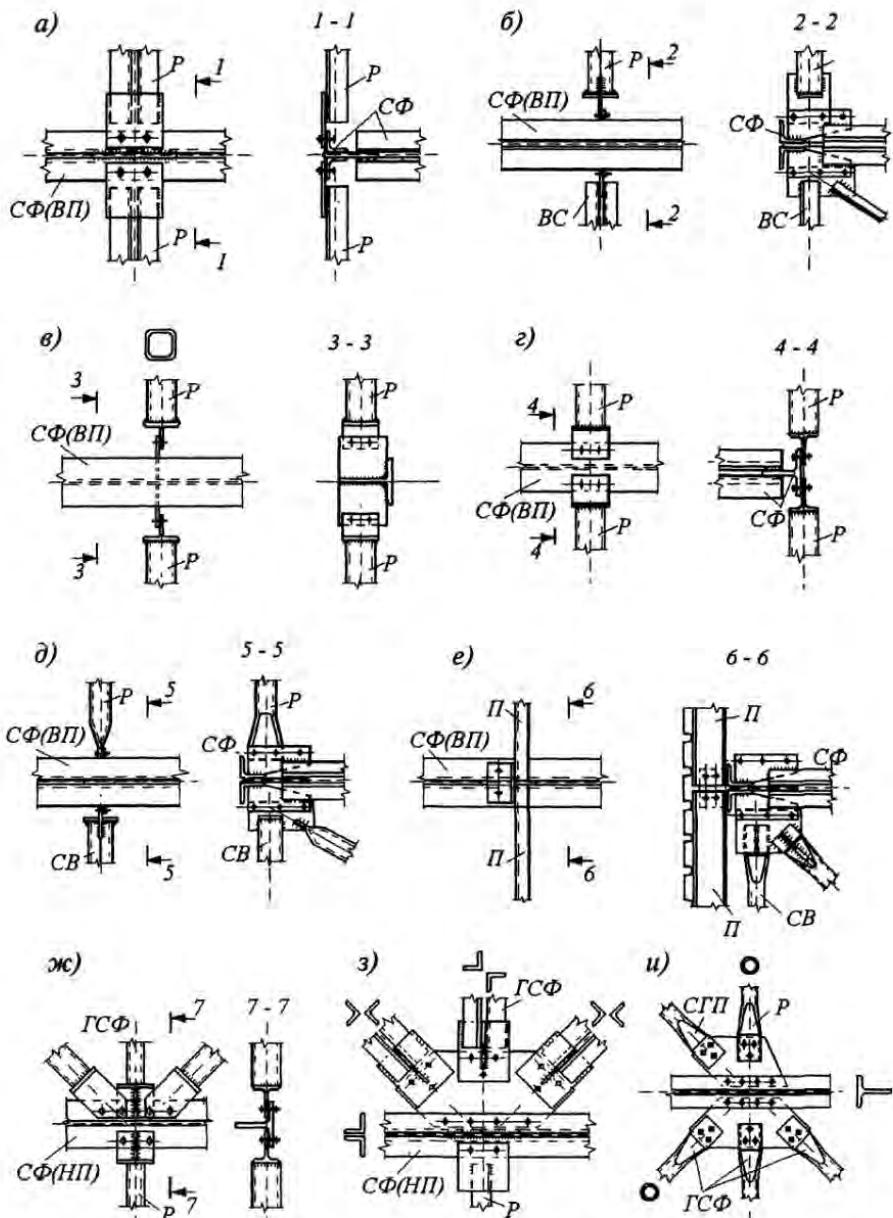


Рис. 2.33. Узлы крепления связей к поясам ферм:

$C\Phi$ — стропильная ферма; $BП$ — верхний пояс; $HП$ — нижний пояс; P — распорка или растяжка; $GС\Phi$ — горизонтальные связевые фермы; $CГП$ — связи горизонтальные продольные; CB — связи вертикальные; P — прогоны

При проектировании связей из замкнутых профилей их крепят к поясу стропильной фермы с использованием вертикальной фасонки (рис. 2.33, б, в), в противном случае связи следует смещать от центра узла на 200...300 мм.

Связи из круглых труб со сплющенными концами крепят к верхним поясам через вертикальные фасонки (рис. 2.33, д, е).

Крепление связей к нижним поясам ферм осуществляют либо непосредственно к поясу, например, при сечении пояса из тавра (рис. 2.33, г, ж), либо через фасонки (рис. 2.33, а, з, и).

2.3.2. Связи между колоннами

Назначение связей: 1) создание продольной жесткости каркаса, необходимой для нормальной его эксплуатации; 2) обеспечение устойчивости колонн из плоскости поперечных рам; 3) восприятие ветровой нагрузки, действующей на торцевые стены здания, и продольных инерционных воздействий мостовых кранов.

Связи устанавливают по всем продольным рядам колонн здания. Схемы вертикальных связей между колоннами даны на рис. 2.34. Схемы (рис. 2.34, в, г, е) относятся к зданиям бескрановым или с подвесным крановым оборудованием, все остальные — к зданиям, оборудованным мостовыми опорными кранами.

В зданиях, оборудованных мостовыми опорными кранами, основными являются нижние вертикальные связи. Они в совокупности с двумя колоннами, подкрановыми балками и фундаментами (рис. 2.34 д, ж...л) образуют геометрически неизменяемые неподвижные в продольном направлении диски. Свобода или стесненность деформаций присоединенных к таким дискам других элементов каркаса существенно зависит от количества жестких блоков и их расположения вдоль каркаса. Если вы расположите связевые блоки по торцам температурного отсека (рис. 2.35, а), то при повышении температуры и отсутствии свободы деформаций ($\Delta = 0$) возможна потеря устойчивости сжатых элементов. Вот почему вертикальные связи лучше размещать в середине температурного блока (рис. 2.34, а...в, рис. 2.35, б), обеспечив свободу температурных перемещений по обе стороны от связевого блока ($\Delta \neq 0$) и исключив появление дополнительных напряжений в продольных элементах каркаса. При этом расстояние от торца здания (отсека) до оси ближайшей вертикальной связи и расстояния между связями в одном отсеке не должны превышать значений, приведенных в табл. 1.2.

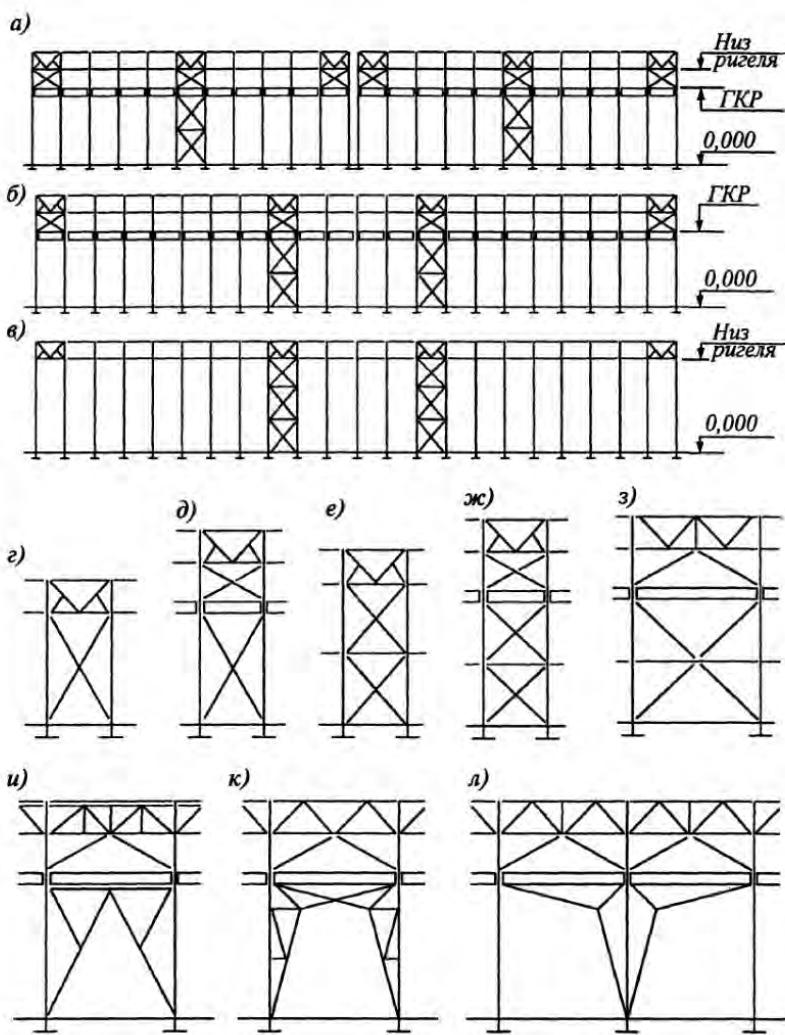


Рис. 2.34. Вертикальные связи между колоннами

В надкрановой части колонны вертикальные связи следует предусматривать в торцах температурных блоков и в местах расположения нижних вертикальных связей (см. рис. 2.34 а, в). Целесообразность установки верхних связей в торцах здания обусловлена, в первую очередь, необходимостью создания кратчайшего пути для передачи ветровой нагрузки R_w на торец здания по продольным связевым элементам или подкрановым балкам на фундаменты (рис. 2.36). Эта нагрузка равна опорной реакции горизонтальной связевой фермы (см. рис. 2.30) или двух ферм в много-

пролетных зданиях. Аналогично передаются на фундаменты силы от продольного торможения кранов F_{kp} (рис. 2.36). Расчетную силу продольного торможения принимают от двух кранов одного или смежных пролетов. В длинных зданиях указанные силовые воздействия распределяют поровну на все вертикальные связевые фермы между колоннами в пределах температурного блока.

Конструктивная схема связей зависит от шага колонн и высоты здания. Различные варианты решения связей приведены на рис. 2.34. Самой распространенной является крестовая схема (рис. 2.34, *г-и*), так как она обеспечивает наиболее простую и жесткую завязку колонн здания. Количество панелей по высоте назначают в соответствии с рекомендуемым углом наклона раскосов к горизонтали ($\alpha = 35^\circ \dots 55^\circ$). При необходимости использования пространства между колоннами, что часто обусловлено технологическим процессом, связи нижнего яруса проектируют порталыми (рис. 2.34 *к*) или полупортальными (см. рис. 2.34, *л*).

Вертикальные связи между колоннами используют также для закрепления в узлах распорок (рис. 2.34 *е...и*), если они предусмотрены для уменьшения расчетных длин колонн из плоскостей рам.

В колоннах, имеющих постоянную высоту сечения $h \leq 600$ мм, связи располагают в плоскости осей колонн; в ступенчатых колоннах связи вы-

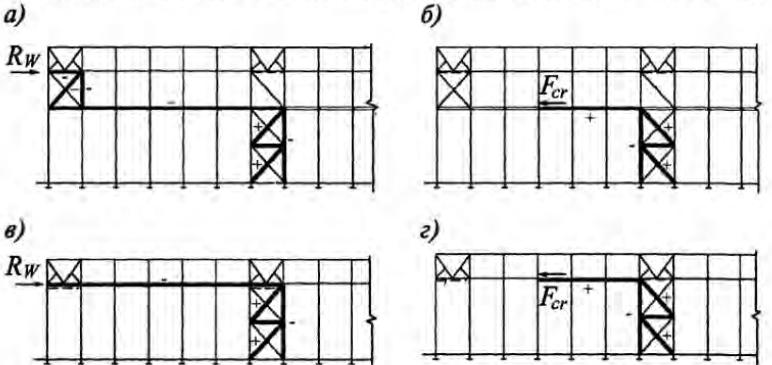


Рис. 2.36. Схемы передачи ветровой (с торца здания) и продольной крановой нагрузок:

a, б — здания с мостовыми опорными кранами; *в, г* — здания с подвесными кранами

ше тормозной конструкции (верхние вертикальные связи) при $h \leq 600$ мм устанавливают по осям колонн, ниже подкрановой балки (нижние вертикальные связи) при $h > 600$ мм — в плоскости каждой полки или ветви колонны. Узлы связей между колоннами показаны на рис.2.37.

Крепят связи на болтах грубой или нормальной точности и после выверки колонн могут приваривать к фасонкам. В зданиях с мостовыми кранами групп режимов работы 6К...8К фасонки связей следует обваривать либо выполнять соединения на высокопрочных болтах.

При расчете связей вы можете воспользоваться рекомендациями п.6.5.1[1].

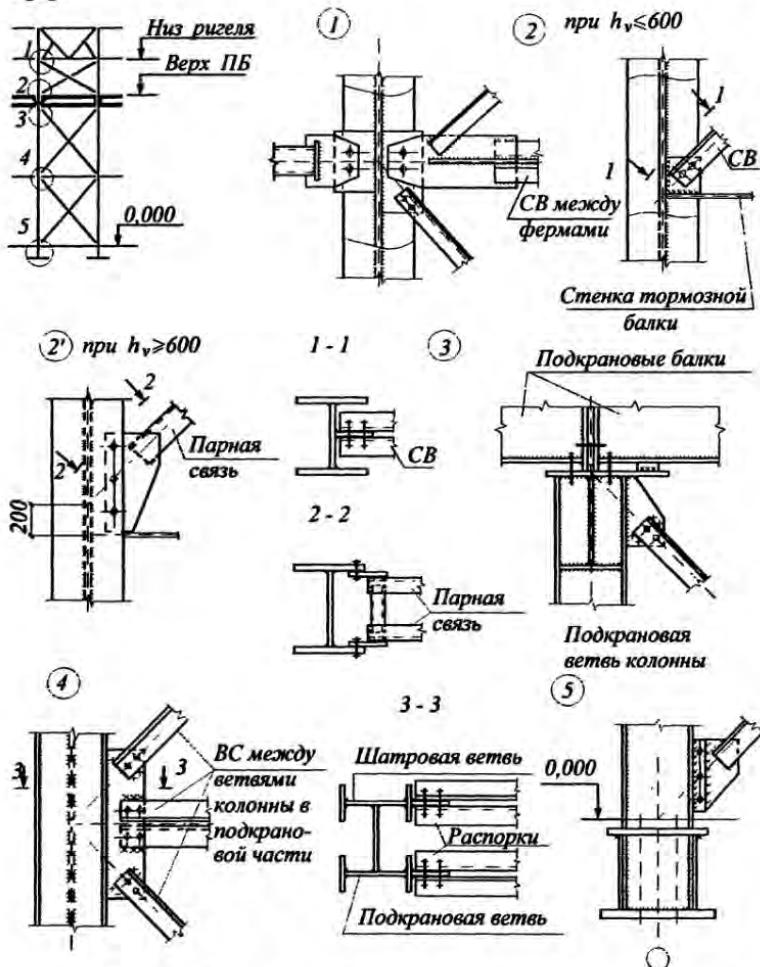


Рис. 2.37. Узлы крепления связей между колоннами

2.4. Конструкции покрытий

В п.2.1.4 вы ознакомились с системами покрытий одноэтажных зданий и выбором их конструктивной схемы. Рассмотрим теперь расчет и конструирование отдельных элементов покрытия.

2.4.1. Прогоны

Прогоны воспринимают нагрузку от кровли и передают ее на стропильные фермы. Прогоны могут быть сплошного сечения и решетчатые.

Прогоны сплошного сечения тяжелее решетчатых, но значительно проще в изготовлении и монтаже. Их применяют, как правило, при шаге стропильных конструкций 6 м. Для сплошных прогонов обычно используют прокатные швеллеры, а также гнутые профили швеллерного, С-образного и L-образного сечений (рис. 2.38). При больших нагрузках сечение прогонов может быть принято из прокатного двутавра.

Экономичными по расходу стали являются прогоны, выполненные в виде перфорированных балок (§5.9 [1]), балок с гофрированной или гибкой стенками (§§ 5.7 и 5.8 [1]). Такие прогоны можно применить и при шаге стропильных конструкций до 12 м.

Прогоны сплошного сечения выполняют по разрезной и неразрезной схемам. При использовании неразрезных прогонов расход стали меньше, однако для упрощения монтажа чаще применяют разрезные прогоны.

Расчет прогонов выполняют на нагрузки от веса кровли, собственного веса прогонов, снега и ветра. В необходимых случаях учитывают нагрузку от пыли. При кровле с уклоном меньше 20° нагрузка от ветра (отсос) действует снизу вверх и разгружает прогоны. В этом случае нужно проверить прогон на возможность отрыва от несущих конструкций.

Вертикальную нагрузку на прогон определяют по формуле

$$q = \left(\frac{g_k}{\cos\alpha} + s \right) b + q_p, \quad (2.45)$$

где g_k — расчетная нагрузка от веса 1 м^2 кровли; α — угол наклона кровли к горизонту (при уклоне кровли $i \leq 1/8$ можно принять $\cos\alpha = 1$); s — расчетная нагрузка от снега; b — расстояние между прогонами; q_p — расчетная нагрузка от веса прогона.

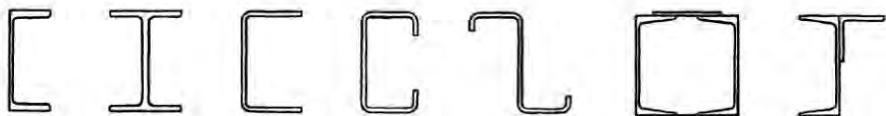


Рис. 2.38. Типы сечения сплошных прогонов

Если покрытие имеет фонарные или другие надстройки или здание имеет перепады высот, то в этих местах образуются «снеговые мешки». Снеговые нагрузки в местах повышенного снегоотложения учитывают коэффициентом $\mu > 1$ [6].

В общем случае прогоны, расположенные на скате кровли (рис. 2.39), работают на изгиб в двух плоскостях (косой изгиб). Составляющие нагрузки q_x и q_y равны:

$$q_x = q \cos \alpha; \quad q_y = q \sin \alpha. \quad (2.46)$$

Кроме того, поскольку кровля опирается на верхний пояс прогона от составляющей q_y , приложенной с плечом $h/2$ (рис. 2.39), возникает еще и крутящий момент M_t . Для того чтобы уравновесить этот момент, прогоны с сечением из швеллера следует устанавливать стенкой по направлению ската. В этом случае крутящий момент от составляющей q_y уравновешивается крутящим моментом от составляющей q_x и воздействием M_t , можно пренебречь.

Несущую способность прогона при изгибе в двух плоскостях проверяют по формуле:

$$\frac{M_x}{W_x y_c R_y} + \frac{M_y}{W_y y_c R_y} \leq 1, \quad (2.47)$$

где M_x и M_y — расчетные моменты от составляющих q_x и q_y .

Необходимо также проверить общую устойчивость прогона (см. п. 5.2.4 [1]). Если общая устойчивость прогона обеспечена связями или настилом, то можно учесть упруго-пластическую работу материала и проверку выполнить по формуле:

$$\frac{M_x}{c_x W_y y_c R_y} + \frac{M_y}{c_y W_y y_c R_y} \leq 1. \quad (2.48)$$

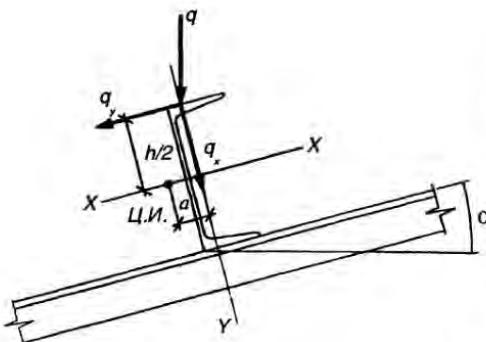


Рис. 2.39. Схема действия нагрузки на прогон

Угол наклона кровли относительно невелик и скатная составляющая нагрузки q_y в 3—5 раз меньше q_x , однако жесткость прогона в плоскости ската мала (соотношение W_x / W_y для прокатных швеллеров составляет $1/7 \div 1/8$) и напряжения от скатной составляющей получаются большими.

Чтобы уменьшить изгибающий момент от скатной со-

ставляющей, прогоны раскрепляют тяжами из круглой стали диаметром 18...22 мм (рис. 2.40, а), уменьшающими расчетный пролет прогона в плоскости ската. Тяжи ставят между всеми прогонами, за исключением конькового. В панелях у конька тяжи крепятся к стропильной ферме или к коньковому прогону вблизи опор.

Значения изгибающих моментов в плоскости меньшей жесткости прогона зависят от числа тяжей (рис. 2.40, б). При шаге ферм 6 м обычно ставят один тяж, при шаге 12 м и крутом скате лучше поставить два.

При постановке одного тяжа расчетный момент M_y в плоскости ската находится как опорный момент в двухпролетной неразрезной балке (в том же сечении, где M_x максимальен). Значения изгибающих моментов при постановке двух тяжей даны на рис. 2.40, в.

Если кровельный настил крепится к прогонам жестко и образует сплошное полотнище (например, плоский стальной лист, приваренный к прогонам, или профилированный настил, прикрепленный к прогонам самонарезающими болтами и соединенный между собой заклепками и т.п.), то скатная составляющая будет восприниматься самим полотнищем кровли. В этом случае необходимость в тяжах отпадает и прогоны можно рассчитывать только на нагрузку q_x . Общая устойчивость прогонов обеспечивается элементами крепления кровельных плит или настила к прогонам и силами трения между ними. Однако, как показывают результаты обследования, силы трения при свободном опирании кровельных элементов недостаточны и в этом случае возможна потеря устойчивости прогона.

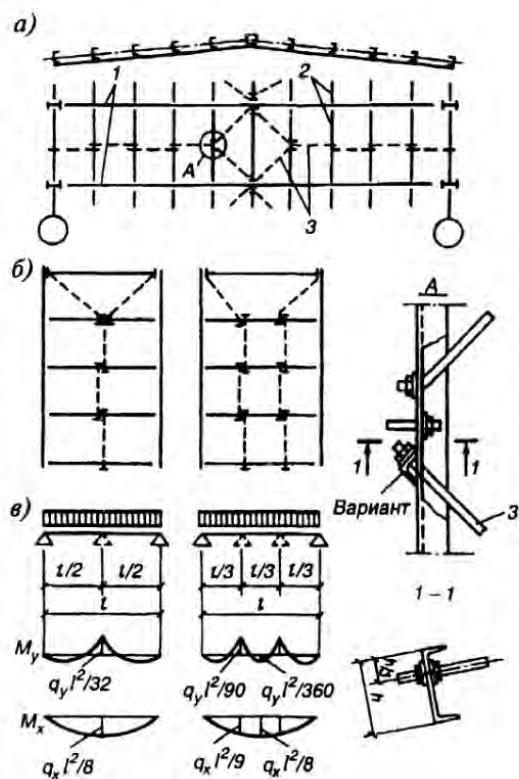


Рис. 2.40. Связи по прогонам:
а — схема размещения прогонов; б, в — к определению усилий в прогоне; 1 — фермы; 2 — прогоны; 3 — тяжи

Прогиб прогонов проверяют только в плоскости, нормальной к скату, он не должен превышать предельного, регламентируемого нормами [6].

Например, для прогонов, открытых для обзора, при пролете 6 м предельно допустимый прогиб составляет 1/200 пролета, при пролете 12 м — 1/250. Прогиб определяют от постоянных и временных длительных нагрузок.

Прогоны крепят к поясам ферм с помощью коротышей из уголков, планок, гнутых элементов из листовой стали.

Решетчатые прогоны обычно применяют при шаге стропильных ферм 12 м. Они могут иметь различные конструктивные решения (см. рис. 1.18).

Недостаток решетчатых прогонов — большое число элементов и узловых деталей и связанная с этим высокая трудоемкость изготовления. Поэтому наиболее целесообразен трехпанельный прогон, принятый в качестве типового. Верхний пояс этого прогона состоит из двух швеллеров. Элементы решетки из одного гнутого швеллера. Раскосы прикрепляются к верхнему поясу на дуговой или контактной сварке. Такое решение существенно упрощает изготовление и обеспечивает достаточную боковую жесткость.

В легких зданиях применяют также прутковые прогоны, в которых элементы решетки и нижний пояс могут быть выполнены из круглых стержней или одиночных уголков.

Решетчатые прогоны рассчитывают как фермы с неразрезным верхним поясом. Верхний пояс при этом работает на сжатие с изгибом (в одной плоскости, если отсутствует скатная составляющая нагрузки, или в двух плоскостях), остальные элементы испытывают продольные усилия.

Пример 2.8. Подобрать сечение прогона под холодную кровлю из волнистых асбестоцементных листов. Место строительства — Москва. Шаг стропильных ферм — 6 м, шаг прогонов — 2 м. Уклон кровли — 1/5. Материал прогонов — сталь С235.

Определение нагрузок и расчетных усилий. По табл. П4.2 нагрузка от собственного веса асбестоцементных листов — 0,2 кН/м²; расход стали на прогоны — 0,1 кН/м².

Постоянная нормативная нагрузка на 1 м² горизонтальной проекции кровли: $q_n = 0,2/0,9838+0,1=0,303 \text{ кН/м}^2$ (при уклоне $\alpha=11^\circ19'$; $\cos \alpha=0,9838$; $\sin \alpha=0,1962$). Расчетная нагрузка на 1 м²: $g = \sum g_i \gamma_{f,i} = 0,2 \cdot 1,2 / 0,9838 + 0,1 \cdot 1,05 = 0,35 \text{ кН/м}^2$.

Нормативная снеговая нагрузка: $s_n = s_0 \mu = 1 \text{ кН/м}^2$ ($s_0 = 1 \text{ кН/м}^2$ — вес снегового покрова для Москвы, $\mu=1$ при $\alpha<25^\circ$).

Расчетная снеговая нагрузка: $s = s_n \gamma_{f,s} = 1 \cdot 1,6 = 1,6 \text{ кН/м}^2$ (при $g_n/s_0 = 0,303 < 0,8$, $\gamma_{f,s}=1,6$) [6].

Суммарная линейная нагрузка на прогон при шаге прогонов $b=2 \text{ м}$: нормативная $q_n = (g_n + s_n)b = (0,303 + 1) \cdot 2 = 2,606 \text{ кН/м}$; расчетная $q = (g + s)b = (0,35 + 1,6)2 = 3,9 \text{ кН/м}$.

Составляющие нагрузки по формулам (2.46): $q_x = 3,9 \cdot 0,9838 = 3,84 \text{ кН/м}$; $q_y = 3,9 \cdot 0,1962 = 0,765 \text{ кН/м}$.

Расчетные изгибающие моменты: $M_x = q_x l^2 / 8 = 3,84 \cdot 6^2 / 8 = 17,3$ кН·м; $M_y = q_y l^2 / 8 = 0,765 \cdot 6^2 / 8 = 3,44$ кН·м. Если установить по скату один тяж (рис. 2.40, б), то $M_y = q_y l^2 / 32 = 0,765 \cdot 6^2 / 32 = 0,861$ кН·м.

Подбор сечения прогона. Сечение прогона примем из прокатного швеллера. Расчетное сопротивление фасонного проката из стали С235 (при $t \leq 20$ мм) $R_y = 23$ кН/см².

Учет пластической работы материала возможен, если прогон закреплен от потери общей устойчивости жестким настилом (с креплением на сварке или болтах) или частой расстановкой связей. В нашем примере настил закреплен на прогонах податливыми связями и не обеспечивает общей устойчивости прогона, поэтому подбор сечения прогона выполняем по упругой стадии работы материала по формуле (2.47).

Для прокатных швеллеров $W_x/W_y \approx 6..8$. С учетом этого соотношения формулу (2.47) можно привести к следующему виду:

$$\sigma = M_x / W_x + M_y / W_y = M_x [1 + (6..8 M_y / M_x)] / W_x \leq R_y \gamma_c. \text{ Тогда} \\ W_{x,req} = M_x [1 + (6..8 M_y / M_x)] / R_y \gamma_c.$$

Примем $W_x/W_y = 7$, при установке одного тяжа в середине пролета, $W_{x,req} = 1730 [1 + (7 \cdot 86,1 / 1730)] / 23 = 101,4$ см³. Принимаем сечение прогона из [18]: $I_x = 1090$ см⁴; $W_x = 121$ см³; $I_y = 86$ см⁴; $W_y = 13$ см³. Прочность прогона обеспечена, так как $\sigma = 1730 / 121 + 86,1 / 17 = 19,4$ кН/см² < $R_y = 23$ кН/см².

Проверка общей устойчивости прогона (см. п. 5.2.4 [1] и прилож. 7 [7]). Условие устойчивости — $\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leq R_y \gamma_c$. Коэффициент γ_c при проверке общей устойчивости принимают равным 0,95 (прилож. 4 [1]). Для определения коэффициента φ_b предварительно вычислим коэффициент φ_1 . Согласно приложению 7 [7] для балок швеллерного сечения

$$\varphi_1 = 0,7\psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}, \text{ где } l_{ef} — \text{расстояние между закреплениями (в нашем примере}$$

$l_{ef} = 300$ см). При наличии одного закрепления в середине пролета и равномерно распределенной нагрузки по верхнему поясу $\psi = 1,14(2,25 + 0,07\alpha) = 1,14(2,25 + 0,07 \cdot 21,2) = 4,26$.

Параметр α вычислим по формуле $\alpha = 1,54 I_t / I_y (l_{ef} / h)^2 = 1,54 \cdot 4,25 / 86(300 / 18)^2 = 21,2$, где I_t — момент инерции при кручении.

$$\text{Для швеллера } I_t = \frac{1,12}{3} (2b_f t_f^3 + h_w t_w^3) = \frac{1,12}{3} [2 \cdot 7 \cdot 0,8^3 + (18 - 2 \cdot 0,87) 0,51^3] = 4,25;$$

$$\varphi_1 = 0,7 \cdot 4,26 \frac{86}{1090} \left(\frac{18}{300} \right)^2 \frac{2,06 \cdot 10^4}{23} = 0,76.$$

При $\varphi_1 < 0,85$, $\varphi_b = \varphi_1 = 0,76$.

Устойчивость прогона обеспечена, так как

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} = \frac{1730}{0,76 \cdot 121} = 18,8 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_y = 0,95 \cdot 23 = 21,85 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка жесткости прогона. Прогиб прогона проверяют от действия составляющей нормативной нагрузки, направленной перпендикулярно плоскости ската $q_{nx} = q_n \cos \alpha = 2,606 \cdot 0,9838 = 2,56$ кН/м. (Нормы [6] допускают учитывать только длительную составляющую временной нагрузки).

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{nx} l^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \frac{0,0256 \cdot 600^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 1090} = 1,92 \text{ см} < f_u = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см.}$$

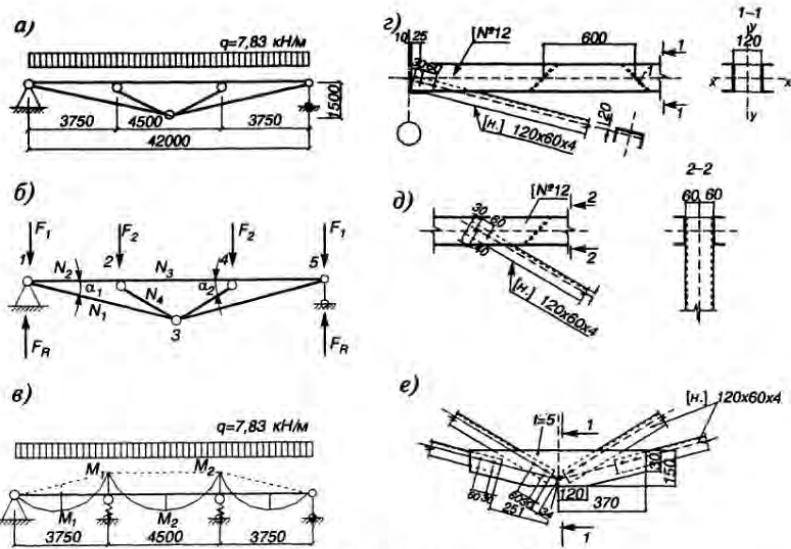


Рис. 2.41. К примеру 2.2:

a — схема прогона; *b* — расчетная схема для определения осевых усилий; *c* — расчетная схема для определения моментов; *d*, *e* — узлы прогона

Жесткость прогона обеспечена. Расход стали на прогон составляет $G = gl = 16,3 \cdot 6 = 97,8$ кг ($g = 16,3$ кг / м — линейная плотность швеллера № 18).

Пример 2.9. Подобрать сечения элементов и законструировать узлы решетчатого трехпанельного прогона (рис. 2.41, *a*). Место строительства — Москва. Шаг стропильных ферм — 12 м, шаг прогонов — 3 м. Уклон кровли — 2,5%. Материал прогонов — сталь С245, $R_y = 24$ кН/см² (профильный прокат при $t \leq 20$ мм).

Определение нагрузок. Постоянные нагрузки на м² покрытия приведены в табл. 2.13. Нормативная снеговая нагрузка $s_n = 1$ кН/м² (см. пример 2.8). Расчетная снеговая нагрузка $s = 1 \cdot 1,4 = 1,4$ кН/м² (при $g_n / s_n > 0,8$; $\gamma_{fs} = 1,4$).

Суммарная линейная нагрузка на прогон при шаге прогонов $b=3$ м: нормативная $q = (0,98+1,0)3=5,94$ кН/м; расчетная $q = (1,21+1,4)3=7,83$ кН/м.

Опорная реакция прогона $F_R = 7,83 \cdot 12/2 = 47$ кН.

Определение усилий в элементах прогона. Расчетная схема прогона приведена на рис. 2.41, *a*. Статический расчет прогона выполняем приближенным способом. Осевые усилия в элементах прогона определим в предположении шарнирности всех узлов, т.е. как в обычной ферме (рис. 2.41, *b*). Моменты в верхнем поясе найдем как в трехпролетной неразрезной балке (рис. 2.41, *c*). Усилия N_1 и N_2 определим из условия равновесия узла 1, вычислив предварительно углы α_1 и α_2 : $\alpha_1 = 14^\circ 0' 2''$; $\alpha_2 = 33^\circ 41'$.

$$F_1 = q d_1 / 2 = 7,83 \cdot 3,75 / 2 = 14,7 \text{ кН}; F_2 = q (d_1 + d_2) / 2 = 7,83 (3,75 + 4,5) / 2 = 32,3 \text{ кН};$$

$$N_1 = \frac{F_R - F_1}{\sin \alpha_1} = \frac{47 - 14,7}{0,2425} = 133,2 \text{ кН}; N_2 = N_1 \cos \alpha_1 = 133,2 \cdot 0,9702 = 129,2 \text{ кН}. \text{ Усилие } N_3$$

$$\text{определен методом сечения } N_3 = \frac{(F_R - F_1)6 - F_2 \cdot 2,25}{1,5} = \frac{(47 - 14,7)6 - 32,3 \cdot 2,25}{1,5} = 80,8 \text{ кН.}$$

Из условия равновесия узла 2 определим усилие N_4 :

Таблица 2.13. Состав покрытия

Элементы покрытия	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Защитный слой из гравия на битумной мастике	0,21	1,3	0,273
Гидроизоляционный ковер — 4 слоя рубероида	0,155	1,3	0,195
Утеплитель — минеральная вата	0,3	1,3	0,390
Пароизоляция	0,05	1,3	0,065
Профнастил	0,12	1,05	0,126
Собственный вес прогона	0,15	1,05	0,158
	$g_n = 0,98$		$g = 1,21$

$$N_4 = \frac{N_2 - N_3}{\cos \alpha_2} = \frac{129,2 - 80,8}{0,8322} = 58,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для трехпролетной симметричной неразрезной балки (рис. 2.41, *в*), имеющей постоянный момент инерции, изгибающие моменты на средних опорах

$$M_0 = -\frac{q(l_1^3 + l_2^3)}{4(2l_1 + 3l_2)} = -\frac{7,83(3,75^3 + 4,5^3)}{4 \cdot (2 \cdot 3,75 + 3 \cdot 4,5)} = -13,4 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Изгибающий момент в середине крайней панели $M_1 = \frac{ql_1^2}{8} - M_0 = \frac{7,83 \cdot 3,75^2}{8} - \frac{-13,4}{2} = 7,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$, в средней панели $M_2 = \frac{ql_2^2}{8} - M_0 = \frac{7,83 \cdot 4,5^2}{8} - 13,4 = 6,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Подбор сечений стержней прогона. Верхний пояс прогона работает на сжатие с изгибом. Учитывая малую нагруженность элементов прогона, назначаем в первом приближении гибкость верхнего пояса $\lambda_x = 100$ (в пределах 90...120). Сечение верхнего пояса принимаем из двух швеллеров (рис. 2.41, *г*). Для такого сечения $i_x \approx 0,38h$; $i_y \approx 0,36b$ (прилож. 10 [1]). При $\lambda_x = 100$ и $l_0 = 450 \text{ мм}$, $i_{x,req} = 450/100 = 4,5 \text{ см}$. Назначаем по табл. П 11.3 [1] сечение из двух $\Sigma 12$. Геометрические характеристики принятого сечения: $A = 2 \cdot 13,3 = 26,6 \text{ см}^2$; $I_x = 2 \cdot 304 = 608 \text{ см}^4$; $W_x = 2 \cdot 50,6 = 101,2 \text{ см}^3$; $i_x = 4,78 \text{ см}$; $\rho_x = W_x/A = 100,8/26,6 = 3,79 \text{ см}$. Проверим принятное сечение на прочность в месте действия максимального момента и нормальной силы (узел 2): $N_2 = 129,2 \text{ кН}$; $M_0 = 13,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Коэффициент $\gamma_c = 1$ (табл. П4 [1]). Условие прочности при упругой работе материала (формула 6.6 [1])

$$\frac{N}{AR_y\gamma_c} + \frac{M}{WR_y\gamma_c} = \frac{129,2}{26,6 \cdot 24} + \frac{1340}{101,2 \cdot 24} = 0,756 < 1.$$

Прочность обеспечена.

Проверка устойчивости верхнего пояса в плоскости действия момента выполняется по формуле (6.85) [1], при этом коэффициент $\gamma_c = 0,95$ (табл. П.4 [1]).

Панель 1-2: $N_2 = 129,2 \text{ кН}$; $M_1 = 7,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (максимальный момент в средней трети длины стержня, но не меньше $M_{max}/2$)

$$\bar{\lambda}_x = l_0 / i_x \sqrt{R_y/E} = (3,75 / 4,78) \sqrt{24 / 2,06 \cdot 10^4} = 2,68;$$

$$m = \frac{M}{N\rho} = \frac{710}{129,2 \cdot 3,79} = 1,45; \frac{A_f}{A_w} = \frac{5,2 \cdot 0,78}{10,4 \cdot 0,48} = 0,81; \text{ по табл. П.8 [1] } \eta_{0,5} = (1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda} = (1,75 - 0,1 \cdot 1,45) - 0,02(5 - 1,45)2,68 = 1,415; \quad \eta_{1,0} = (1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m)2,68 = (1,9 - 0,1 \cdot 1,45) - 0,02(6 - 1,45)2,68 = 1,511; \text{ по интерполяции при } A_f/A_w = 0,81 \quad \eta = 1,47; \\ m_{ef} = m\eta = 1,45 \cdot 1,47 = 2,14; \quad \varphi_e = 0,333; \text{ (табл. П. 7.1 [1])}$$

$$\frac{N}{A\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{129,2}{0,333 \cdot 26,6 \cdot 0,95 \cdot 24} = 0,65 < 1.$$

Устойчивость крайней панели обеспечена.

Панель 2 — 4: $N_3 = 80,8 \text{ кН}; M = 13,4/2 = 667 \text{ кН}\cdot\text{м}; \bar{\lambda} = (450/4,78)\sqrt{24/2,06 \cdot 10^4} = 3,22;$
 $m = \frac{670}{80,8 \cdot 3,79} = 2,19; \quad \eta = 1,4; \quad m_{ef} = 2,19 \cdot 1,4 = 3,07; \quad \varphi_e = 0,293; \quad \frac{N}{A\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{80,8}{0,293 \cdot 26,6 \cdot 0,95 \cdot 24} = 0,45 < 1.$

Устойчивость средней панели обеспечена.

Несмотря на большой запас как по прочности, так и по устойчивости, мы не можем уменьшить сечение, так как 2—10 будут иметь недостаточную прочность. Проверка устойчивости пояса из плоскости действия момента не требуется, так как она обеспечена закреплением пояса настилом кровли (не забудьте, что для этого необходимо поставить в местах опирания настила на прогон самонарезающие болты по крайней мере через волну профилированного настила).

Для обеспечения совместной работы двух швеллеров их следует соединить планками. Согласно [6], расстояние между планками назначают не менее $40i_{y0}$ (i_{y0} — радиус инерции одного швеллера). В нашем примере шаг планок $a \leq 40 \cdot 1,53 = 61,2 \text{ см}$. Для того чтобы планки не мешали укладке профилированного настила, их можно поставить между стенками швеллеров, как это показано на рис. 2.41, г.

Решетку прогона принимаем из одиночных гнутых швеллеров, устанавливаемых полками вниз. В узлах элементы решетки заводим между швеллерами пояса, т.е. расстояние между ними должно быть равно ширине элементов решетки.

Элемент 2—3 работает на сжатие. В запас устойчивости принимаем $l_{0x} = l_{0y} = l = 270 \text{ см}$. Коэффициент $\gamma_c = 0,95$ (табл. П.4 [1]). Задаемся $\lambda = 150$; $\varphi = 0,276$ (табл. П.6 [1]); $A_{req} = \frac{N_4}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{58,2}{0,276 \cdot 24 \cdot 0,95} = 9,2 \text{ см}^2$. Принимаем по табл. П.11.7. [1] гн. □ 120×60×4;

$$A = 9 \text{ см}^2; \quad i_x = 4,7 \text{ см}; \quad i_y = 1,88 \text{ см}.$$

$$\text{Проверим} \quad \text{принятое} \quad \text{сечение} \quad \lambda_{max} = \frac{270}{1,88} = 144; \quad \varphi = 0,299; \quad \frac{N}{A\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{58,2}{0,299 \cdot 9 \cdot 0,95 \cdot 24} = 0,95 < 1 \quad \text{устойчивость обеспечена.}$$

Элемент 1—3 работает на растяжение $N_1 = 133,2 \text{ кН}$; $A_{req} = N_1 / \gamma_c R_y = 133,2 / 0,95 \cdot 24 = 5,84 \text{ см}^2$. Из конструктивных соображений принимаем такое же, как и для элемента 2—4 сечение из гн. □ 120×60×4; $A = 9 \text{ см}^2 > A_{req}$. Принятые сечения элементов решетки определили расстояние между стенками швеллеров пояса $b = 120 \text{ мм}$.

Проверим гибкость пояса прогона в процессе монтажа, т.е. когда он не раскреплен настилом кровли. При $b = 120 \text{ мм}$ $I_y = 2 \cdot 31,2 + 2 \cdot 13,3(6 + 1,54)^2 = 1575 \text{ см}^4$; $i_y = \sqrt{1575 / 26,6} = 7,69 \text{ см}; \quad \lambda_y = 1200 / 7,69 = 156 < \lambda_{lim} = 220$.

Расчет и конструирование узлов. Соединения элементов прогона в узлах проектируем на точечной контактной сварке, используя рекомендации п. 4.2.5 [1].

Количество и диаметр сварных точек определим по наибольшему усилию в стержнях прогона; $N_1 = 133,2$ кН. Оптимальное количество сварных точек в одном продольном ряду из условия их равномерной нагрузки — 2 шт. Тогда усилие от внешней нагрузки, приходящееся на 1 точку, равно: $N_p = 33,3$ кН.

Расчетное сопротивление срезу сварной точки принимается равным $R_{ws} = R_s = 0,58R_y = 13,9$ кН/см². Несущая способность одной точки по условию прочности на срез: $N_s = \frac{\pi d^2}{4} R_{ws} n_s$, где $n_s = 1$ — количество плоскостей среза. Отсюда определяем требуемый диаметр сварных точек: $d_{req} = \sqrt{\frac{4N_p}{\pi R_{ws}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 33,3}{3,14 \cdot 13,9}} = 1,75$ см.

Принимаем $d = 18$ мм. Шаг точек в направлении усилия $a = 3d = 3 \cdot 18 = 54$ мм, принимаем $a = 60$ мм; до края элемента $b = 1,5d = 1,5 \cdot 18 = 27$ мм, принимаем $b = 30$ мм.

По технологическим соображениям для крепления элемента 2—3 принимаем также 4 сварные точки $d = 18$ мм. Конструкции узлов представлены на рис. 2.41, г, д, е.

Проверим прочность фасонок в узле 3 (рис. 2.41, е, сечение I—I). Усилие $N = N_1 \cos \alpha_1 - N_4 \cos \alpha_2 = 133,2 \cdot 0,9702 - 58,2 \cdot 0,8322 = 80,8$ кН приложено в центре узла. Эксцентриситет приложения усилия относительно середины сечения фасонок $e \approx 50$ мм; $M = Ne = 80,8 \cdot 5 = 404$ кН·м. Геометрические характеристики сечения двух фасонок $A = 2 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 15$ см²; $W = 2 \cdot 0,5 \cdot 15^2 / 6 = 37,5$ см³; $\sigma = N/A + M/W = 80,8/15 + 405/37,5 = 16,2$ кН/см² < $R_y = 24$ кН/см². Прочность фасонок обеспечена.

2.4.2. Стропильные и подстропильные фермы

Основные вопросы компоновки, расчета и конструирования ферм изложены в гл. 7 первого тома. Здесь рассмотрены только вопросы, связанные с применением ферм в покрытиях одноэтажных зданий.

Схемы ферм зависят от технологических условий производства, конструкции кровли и технико-экономических соображений. Эти факторы определяют длину пролета, очертание верхнего пояса, высоту фермы, способ водоотвода, уклон и т.д.

При малоуклонных кровлях применяют фермы трапециевидного очертания (уклон $i = 1/8 \dots 1/12$) и с параллельными поясами (уклон 2,5% создается за счет строительного подъема). Малоуклонную кровлю защищают тонким слоем гравия на битумной мастике, что повышает ее долговечность и огнестойкость (на скатных кровлях этот слой держаться не может). Приведенные затраты на покрытие по фермам с параллельными поясами получается меньше, поэтому такое решение принято как типовое. При устройстве холодных кровель из асбестоцементных, стальных или алюминиевых листов, когда требуется больший уклон, применяют треугольные фермы или двускатные с параллельными поясами. Для открылок, а также в многопролетных зданиях с наружным отводом воды используют односкатные фермы.

Высоту ферм в середине принимают на основании технико-экономического анализа. При этом необходимо учитывать не только затраты на

изготовление и монтаж ферм, но и стоимость стекового ограждения в пределах высоты ферм, а также эксплуатационные затраты на отопление лишнего объема здания. В этом смысле полезно размещать внутризональные коммуникации в пределах межферменного пространства. По условиям транспортировки высота конструкций не должна превышать 3,85 м. Доставка конструкций «россыпью» может оказаться целесообразной лишь при возведении здания в отдаленных районах.

Высота ферм на опоре h_0 зависит от типа сопряжения ригеля с колонной. При жестком сопряжении эта высота должна быть не меньше $(1/13 \dots 1/17) l$. При шарнирном сопряжении для пролетов до 36 м эту высоту обычно принимают 3150 мм, что позволяет собирать фермы, независимо от пролета, в едином кондукторе и унифицировать узлы. При пролетах 18 и 24 м и легких покрытиях применяют также фермы пониженной высоты 2250 мм. Уклон кровли в названных фермах составляет 1,5%.

Решетку стропильных ферм проектируют обычно треугольной с дополнительными стойками. С учетом размеров типовых кровельных плит размер панели верхнего пояса назначают 3 м. В отечественной практике традиционно применяют фермы с восходящим опорным раскосом. В зарубежной практике в основном используются фермы с нисходящим опорным раскосом и опиранием ферм в уровне верхнего пояса (рис. 7.18, б [1]). В последние годы фермы с нисходящим опорным раскосом стали применять и в нашей стране. При частом расположении прогонов и ширине плит 1,5 м обычно применяют фермы со шпренгельной решеткой, чтобы исключить работу верхних поясов ферм на местный изгиб при внеузловой передаче нагрузки.

Для неотапливаемых зданий с покрытием из волнистых листов разработаны типовые треугольные фермы с уклоном верхнего пояса $i = 1/3,5$. Решетка — треугольная с дополнительным шпренгелем. Шаг прогонов составляет 1,5 м.

Типы сечения ферм покрытий рассмотрены в гл. 7 [1] (с. 414, 415).

Для обеспечения транспортировки фермы разбивают на отправочные марки. Длина отправочных марок зависит от вида транспорта и условий транспортировки. Обычно фермы пролетом до 18 м перевозят целиком. При больших пролетах их разбивают на 2 или 3 отправочных марки.

Укрупнительную сборку отправочных марок на монтаже осуществляют на сварке или высокопрочных болтах (см. с. 436 [1])

Особенности расчета и конструирования стропильных ферм. Основными нагрузками при расчете стропильных ферм являются постоянная нагрузка от кровли и несущих конструкций покрытия и нагрузка от снега. Иногда на стропильные фермы действуют и другие нагрузки: от

подвесного транспорта, подвесных коммуникаций и оборудования, электроосветительных установок, вентиляторов, галерей, систем испарительного охлаждения, устанавливаемых на крыше здания, и т.д. При больших пылевыделениях (например, на цементных заводах) при расчете ферм учитывают нагрузку от пыли.

Постоянные нагрузки от кровли, стропильных ферм, связей по покрытию и фонарей принимают, как правило, равномерно распределенными, их значения можно определить с помощью табл. П4.2. Нагрузки от бортовых стенок фонаря и остекления учитывают в виде сосредоточенных сил, приложенных в узлах опирания крайних стоек фонаря. Вес остекления при этом можно принять равным 0,35 кН на 1 м² остекленной поверхности.

Снеговые нагрузки при расчете элементов покрытия (плит, прогонов, настила и ферм) несколько отличаются от принимаемых при расчете попечерных рам. Это объясняется тем, что для конструкций покрытия снеговая нагрузка является основной, определяющей размеры сечения элементов (особенно при легких кровлях).

Расчетное значение снеговой нагрузки определяют по формуле:

$$s = s_0 \gamma_{fs} \mu. \quad (2.49)$$

Значение коэффициента γ_{fs} принимают равным 1,4. Если отношение нормативного веса покрытия g_n к нормативной снеговой нагрузке s_0 меньше 0,8, то $\gamma_{fs} = 1,6$.

Коэффициент μ учитывает неравномерное распределение снега по покрытию и возможность образования вследствие переноса снега снеговых мешков у перепадов высот и зависит от конфигурации кровли (рис. 2.42).

Для зданий без фонарей и перепадов высот при угле наклона кровли $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1,0$, при $\alpha \geq 60^\circ$ $\mu = 0$ в интервале $25^\circ < \alpha < 60^\circ$ значения μ определяют линейной интерполяцией.

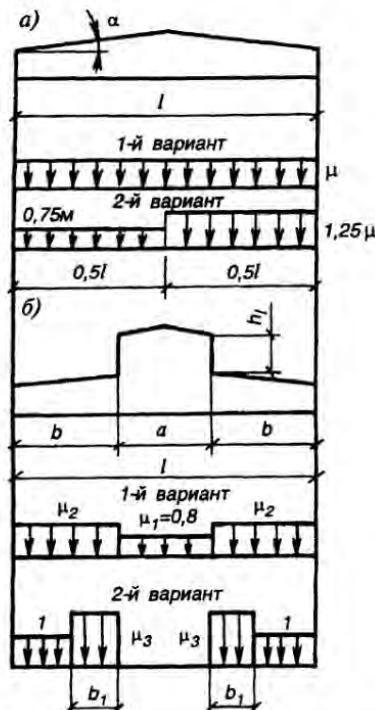


Рис. 2.42. К определению снеговых нагрузок

Если здание имеет двускатное покрытие с углом наклона $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$, то учитывается и второй вариант загружения снегом (рис. 2.42, а).

Для зданий с фонарями (рис. 2.42, б) рассматривают два варианта загружения снегом, а коэффициенты μ определяют по формулам:

$$\mu_2 = 1 + 0,1 \frac{a}{b}; \quad \mu_3 = 1 + 0,5 \frac{a}{b_1}. \quad (2.50)$$

Значения μ_3 при этом не должны превышать: для ферм и балок при нормативной нагрузке от покрытия более $1,5 \text{ кН}/\text{м}^2$ — 2,5; то же, при нормативной нагрузке покрытия менее $1,5 \text{ кН}/\text{м}^2$ — 4; для профилированного настила — 2; для прогонов — 2,5. Значение b_1 принимают равным высоте фонаря h_1 , но более b .

При более сложных конфигурациях покрытия с перепадами высот снег сдувается с вышележащих пролетов на нижележащие и образуются зоны повышенных снеговых нагрузок. Данные для определения этих нагрузок приведены в нормах [6]. В необходимых случаях, когда неблагоприятные усилия в элементах возникают при частичном загружении, следует рассмотреть также схемы со снеговой нагрузкой, действующей на части пролета.

В большинстве случаев наибольшие усилия в поясах и раскосах ферм получаются при загружении по первому варианту. Второй вариант является определяющим для плит, настилов, прогонов и стоек ферм, расположенных в местах повышенных снеговых нагрузок. Кроме того, при загружении по второму варианту, а также при половинном загружении пролета в средних раскосах ферм может измениться знак усилия, слабонагруженные растянутые элементы, имеющие большую гибкость, окажутся сжатыми.

Расчетные узловые силы на ферму от постоянных и снеговых нагрузок определяют в соответствии с указаниями гл. 7[1].

Нагрузка от ветра вызывает в элементах фермы, как правило, усилия противоположного знака по сравнению с усилиями от веса покрытия и снега. Поэтому при расчете ферм ветровую нагрузку следует учитывать только в том случае, если ее значение превышает вес покрытия (при легких кровлях и в районах с повышенной ветровой нагрузкой).

Нагрузки на стропильную ферму от подвесных кранов следует определять по линиям влияния опорной реакции балки кранового пути, размещая краны невыгоднейшим способом, аналогично тому, как мы это делали для определения крановых нагрузок на колонну (п. 2.2.2), т.е. расчетная узловая нагрузка на ферму $F = \psi \sum F_{ni} y_i \gamma_f k$, где F_{ni} — нормативное давление на каретку крана; y_i — ордината линии влияния; $\gamma_f = 1,1$ — коэф-

фициент надежности по нагрузке: ψ — коэффициент сочетания (при расчете на два крана режима работы 1К — 5К $\psi = 0,85$); $k = 1,1$ — коэффициент динамичности для нагрузок от подвесных кранов.

Для получения наибольших усилий в элементах фермы нужно рассмотреть несколько схем загружения с размещением тележки крана с грузом над каждым крановым путем. Поясним это на примере.

Пример 2.10. Определить узловые нагрузки на стропильную ферму от двух подвесных кранов грузоподъемностью 3,2 т. Пролет фермы $l=24$ м, шаг $b=6$ м. Балки кранового пути разрезные. Кран трехпорный (2 пролета по 9 м и консоли — 1,5 м).

По табл. П3.2 масса крана 2,66 т, тележки — 0,47 т, максимальное давление на каретку — $F_{kn} = 22,8$ кН, база крана $A_{cr}=600$ мм, ширина крана $B = 1460$ мм.

Линия влияния усилия, приложенного к ферме, и схема загружения показаны на рис. 2.43, а. Максимальное усилие на ферму $F_{kmax} = 0,85 \cdot 22,8 \cdot 3,52 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 82,5$ кН, где $\Sigma_i = 3,52$. Это усилие действует в узле крепления кранового пути, под которым расположены тележки с грузами.

На других путях давление на каретку будет только от веса моста. При трехпорном кране давление от веса моста на крайний путь составляет

$$F_{1k} = \frac{G_{cr}}{4(L_{cr} + l)} \left(\frac{L_{cr}}{2} + l \right) = \frac{2,66 \cdot 9,8}{4(9 + 1,5)} \left(\frac{9}{2} + 1,5 \right) = 3,72 \text{ кН};$$

на средний

$$F_{2k} = \frac{G_{cr}}{4(L_{cr} + l)} L_{cr} = \frac{2,66 \cdot 9,8}{4(9 + 1,5)} 9 = 5,59 \text{ кН}$$

При двухпорных кранах минимальное давление каретки на крановые пути

$$F_{2k} = \frac{G_{cr}}{4}.$$

Минимальные усилия на ферму соответственно по крайним и средним путям составляют: $F_1 = 0,85 \cdot 3,72 \cdot 3,52 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 13,47$ кН; $F_2 = 0,85 \cdot 5,59 \cdot 3,52 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 20,24$ кН.

При загружении фермы возможны следующие комбинации:

схема 1 — груз под левой опорой крана (рис. 2.43, б);

схема 2 — груз под средней опорой крана (рис. 2.43, в);

схема 3 — груз под правой опорой крана (рис. 2.43, г).

При первой комбинации мы получим максимальную опорную реакцию фермы на левой опоре и максимальное усилие в опорном раскосе. При 2-й — максимальный момент и усилия в поясах. При 3-й — максимальную опорную реакцию на правой опоре.

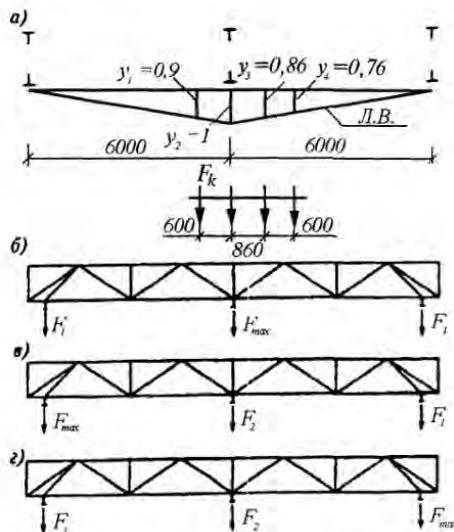


Рис. 2.43. К примеру 2.10:
а — линия влияния нагрузки на ферму и схема расположения кранов, б, в, г — схемы загружения фермы

При определении нагрузок от подвесных кранов на подстропильные конструкции среднего ряда необходимо рассмотреть три комбинации нагружения: 1) два крана одного пролета с тележками, приближенными к оси, по которой расположена подстропильная ферма; 2) два крана разных пролетов с тележками, приближенными к оси подстропильных ферм; 3) краны (по 2 крана в каждом пролете) с приближенными тележками, но с коэффициентом сочетания $\psi = 0,7$.

Если крановые пути выполнены по неразрезной схеме, то для построения линии влияния опорной реакции балок можно воспользоваться данными табл. П5.1, при этом наибольшая реакция будет возникать на 2-й от торца опоре (реакция R_1). На самом деле фермы являются упругоподатливыми опорами и при учете податливости опорная реакция будет несколько меньше.

Приближенно реакцию неразрезной балки от нагрузки подвесных кранов можно определить так же, как и для разрезной, умножив ее на коэффициент 1,07 (при шаге ферм 6 м) и 1,1 (при шаге ферм 12 м).

Прочие нагрузки на фермы покрытия определяют по технологическому заданию.

Определение усилий в элементах ферм при шарнирном сопряжении с колоннами рассмотрено в гл. 7 [1].

В стропильных фермах, входящих в состав поперечной рамы, возникают усилия от распора (продольная сила в ригеле). При восходящем опорном раскосе эта сила передается на нижний пояс фермы, при нисходящем — на верхний. Однако эти силы, как правило, невелики и не оказывают сколь-нибудь существенного влияния на работу фермы. Нужно только проверить, не возникают ли от нормальной силы в ригеле сжимающие усилия в крайней панели нижнего пояса. Это возможно в фермах небольшого пролета при очень легкой кровле.

При жестком сопряжении в узле крепления фермы к колонне кроме распора H_p возникает опорный момент. Усилия в элементах фермы от этого момента можно получить, заменив момент парой горизонтальных сил $H = M / h_0$, где h_0 — расстояние между осями поясов фермы на опоре.

Значение опорных моментов вы определите по результатам расчета рамы из таблицы расчетных усилий при невыгодных сочетаниях при комбинации усилий $|M|_{\max}, N_s$. При этом, взяв момент для левой опоры, нужно определить при той же комбинации нагрузок момент для правой опоры. Усилия в элементах фермы от опорных моментов (точнее, от пар горизонтальных сил) определяют так же, как и при любой узловой нагрузке, графическим или аналитическим способами, либо на ЭВМ.

Полученные при этой комбинации усилия будут максимальными. Однако для большинства элементов ферм усилия от опорных моментов имеют по сравнению с усилиями от вертикальной нагрузки противоположный знак, т.е. разгружают элементы или меняют знак усилия. Поэтому для получения наиболее невыгодного усилия (по величине или знаку) следует рассмотреть и другие сочетания моментов.

Например, при комбинации с максимальным по абсолютной величине отрицательным моментом вы получите максимальное растягивающее усилие в крайней панели верхнего пояса. Это усилие вам будет нужно для расчета узла крепления верхнего пояса к колонне (рис. 7.20 [1]). Для определения возможного сжимающего усилия в нижнем поясе нужно рассмотреть комбинацию нагрузок без учета снеговой нагрузки.

Определение расчетных усилий в стержнях ферм удобно провести в табличной форме (табл. 2.14). Расчетные усилия получают суммированием отдельных составляющих в их неблагоприятном сочетании.

Узлы сопряжения ферм с колоннами выполняют, как правило, на болтах, поэтому имеет место некоторая податливость. В процессе эксплуатации может произойти ослабление соединений, и степень защемления фермы на опоре уменьшается, поэтому разгружающее влияние опорных моментов и распора рамы обычно не учитывают. Если усилия в рассматриваемом стержне от распора рамы, опорных моментов и вертикальной нагрузки имеют одинаковые знаки, то принимают их сумму. Если знаки усилий разные и усилия от распора и моментов меньше по абсолютному значению, то за расчетное берут усилие только от вертикальной нагрузки. Если же усилия имеют разные знаки и усилия от распора и моментов больше усилий от вертикальной нагрузки, то стержень должен быть проверен и на алгебраическую сумму этих усилий.

При обеспечении достаточной жесткости узла сопряжения ферм и колонн, например при соединении на сварке, может быть учтено разгружающее влияние опорных моментов от постоянной и снеговой нагрузок. Для этого расчет фермы следует проводить для каждой нагрузки раздельно с учетом соответствующих рамных моментов и распора и составлять расчетные комбинации, вызывающие наиболее неблагоприятные усилия.

Подбор сечения элементов ферм покрытия и расчет и конструирование промежуточных узлов выполняют так же, как и для обычных свободно опертых ферм (см. гл. 7 [1]).

Конструкция опорных узлов ферм зависит от способа сопряжения фермы с колонной. При шарнирном сопряжении наиболее простым является узел опирания фермы на колонну сверху с использованием дополнительной стойки (надколонника) (рис. 7.19 [1]). При таком решении воз-

Таблица 2.14. Расчетные усилия в элементах фермы, кН

Эле- мент	№ стерж- ня	От по- стоянной нагрузки	От снеговой нагрузки				От опорных моментов		От нормальной си- лы		Расчетные усилия, кН					
			$\Psi = 1$	$\Psi = 0,9$	$M_1 = 855 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$M_1 = 528 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$H_p = -1107 \text{ кН}$	$H_p = -79,2 \text{ кН}$	№№ на- грузок	растя- жение	№№ на- грузок	сжатие				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13				
Верх- ний пояс	1–2	0	0	0	0	280	173	0	0	6	280					
	2–3, 3–4	-431	-382	-344	264	157	0	0			3,4	-813				
	4–5, 5–6	-655	-580	-522	246	139	0	0			3,4	-1235				
Ниж- ний пояс	12–13	235	208	187	-272	-165	-110,7	-79,2	3,4	443	3,7,9	-9,2				
	13–14	571	506	455	-255	-149	-110,7	-79,2	3,4	1077						
	14–15	683	605	544,5	-238	-131	-110,7	-79,2	3,4	1288						
Рас- косы	12–2	-348	-308	-277	-11,9	-11,9	0	0			3,4	-656				
	2–13	280	248	223	+12,3	+12,3	0	0	3,4	528						
	13–4	-200	-177	-159	-12,3	-12,3	0	0			3,4	-377				
	4–14	120	106	95,4	12,3	12,3	0	0	3,5,7	228						
	14–6	-40	-35,4	-31,9	-12,3	-12,3	0	0			3,5,7	-84,2				
Стой- ки	3–13	-56,9	-50,4	-45,4	0	0	0	0				-107,3				
	5–14	-56,9	-50,4	-45,4	0	0	0	0				-107,3				

можно опирание ферм как на металлическую, так и на железобетонную колонну.

При жестком сопряжении стропильная ферма примыкает к колонне сбоку (рис. 7.20 [1]) и устанавливается на опорный столик, а усилия от опорного момента воспринимаются фланцевым соединением на болтах или сварными узлами.

Если обеспечена податливость узла (постановка болтов в отверстия на 5...6 мм большие диаметра болтов, использование гибкого фланца), шарнирное сопряжение фермы с колонной может быть выполнено и при опирании сбоку (см. с. 440 [1]).

Опирание стропильных ферм на подстропильную выполняют, как правило, шарнирными. Возможное решение такого узла показано на рис. 2.44. При неразрезных стропильных фермах для обеспечения жесткости узла необходимо перекрыть верхние пояса стропильных ферм накладкой, рассчитанной на восприятие усилия от опорного момента. В узле нижнего пояса это усилие прижимает фланец фермы к стойке и дополнительные элементы для его восприятия не требуются.

Особенности расчета и конструирования подстропильных ферм. Подстропильные фермы обычно проектируют с шарнирным сопряжени-

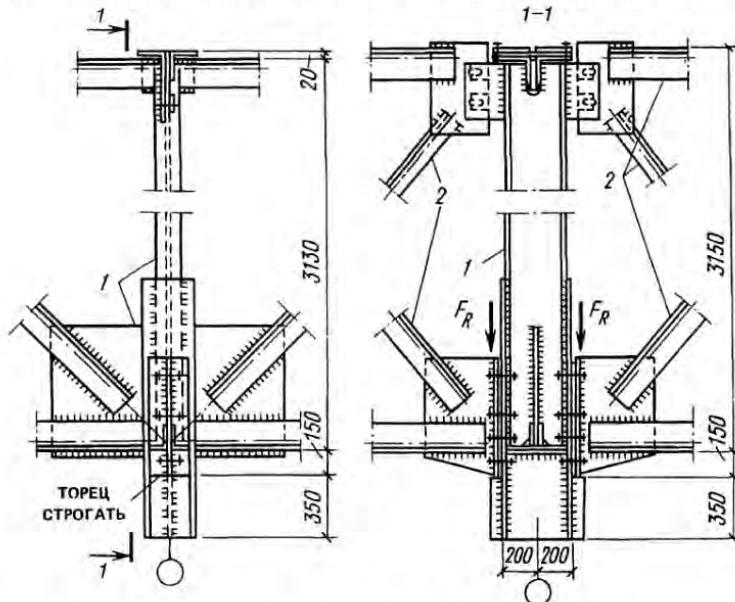


Рис. 2.44. Узел опирания стропильной фермы на подстропильную:

1 – подстропильная ферма; 2 – стропильная ферма

ем с колоннами и они работают как однопролетные разрезные конструкции. Нагрузкой для подстропильных конструкций является опорное давление стропильных ферм. Если шаг стропильных конструкций составляет половину пролета подстропильных ферм, то рационально принять треугольное очертание ферм, однако из условий унификации размеров и узлов чаще принимают фермы с параллельными поясами, треугольной решеткой и стойками. Обычно стропильные фермы с параллельными поясами и трапециевидные примыкают к подстропильным сбоку, и их высоты близки. Расчет подстропильных ферм не отличается от расчета обычных шарнирно-опертых ферм и рассмотрен в гл. 7[1]. Следует обратить внимание на расчетную длину верхнего пояса из плоскости фермы. Верхний пояс раскрепляют из плоскости стропильными конструкциями, поэтому его расчетная длина l_{0y} равна шагу стропильных ферм или с учетом изменения усилия по длине пояса (рис. 2.45)

$$l_{0y} = l_1 \left(0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \right), \quad (2.51)$$

где l_1 — расстояние между закрепленными точками (шаг стропильных ферм); $N_1 > N_2$ — усилия в панелях пояса.

Возможные решения опорных узлов подстропильных ферм приведены на рис. 2.46. При опирании фермы на колонну сверху, с использованием надопорной стойки, принимают ферму с восходящим раскосом по типу узла, показанного на рис. 2.46, а. При опирании сбоку на стенку между полками колонны для удобства монтажа целесообразно принять ферму с ниспадающим опорным раскосом (рис. 2.46, б). Для обеспечения однотипности узлов стропильных ферм стойки подстропильной фермы выполняют из двутавра (аналогичного надопорной стойке) и приваривают к нему опорный столик (см. рис. 2.44).

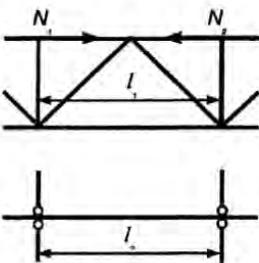


Рис. 2.45. Схема для определения расчетной длины пояса фермы из плоскости

Пример 2.11. Определить расчетные усилия в элементах стропильной фермы при жестком сопряжении ригеля с колонной. Исходные данные. Пролет фермы — 29,6 м, шаг — 12 м; фермы с параллельными поясами, склон кровли — 2,5%; высота фермы (по обушкам уголков) — 3150 мм; место строительства — Москва. Состав покрытия по данным примера 2.9. По результатам расчета поперечной рамы получены следующие комбинации опорных моментов и нормальных сил в ригеле:

1-я комбинация (максимальный момент на левой опоре)

$$M_1 = -855 \text{ кН·м}; M_2 = -596 \text{ кН·м}; H_p = -110,7 \text{ кН};$$

2-я комбинация (без учета снеговой нагрузки)

$$M_1 = -528 \text{ кН·м}; M_2 = -269 \text{ кН·м}; H_p = -79,2 \text{ кН}.$$

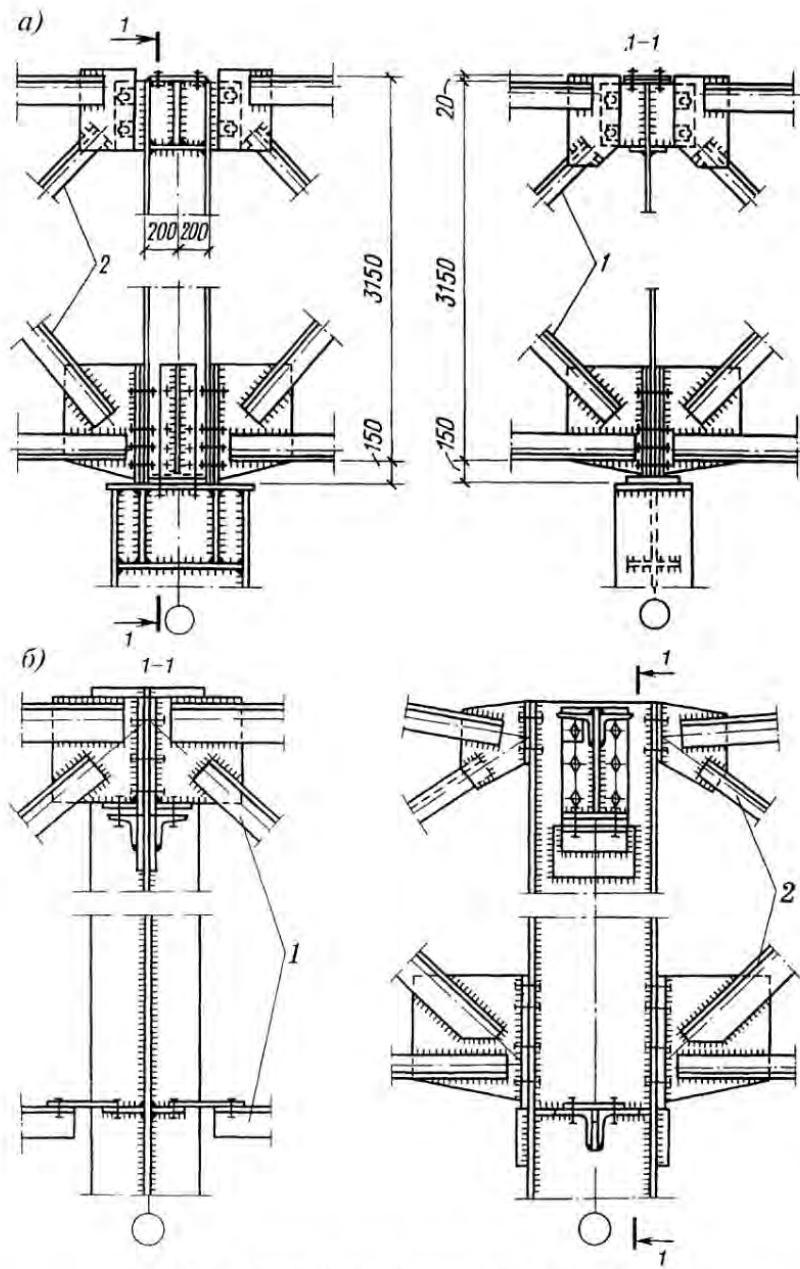


Рис. 2.46. Опорные узлы подстroppильных ферм:

a — при опирании на колонну сверху; *б* — при опирании сбоку; 1 — подстroppильная ферма;
2 — стroppильная ферма

Определение нагрузок. Расчетная постоянная нагрузка от веса покрытия: вес кровли (по данным табл. 2.13) $g_k = 1,21 \text{ кН/м}^2$; вес фермы и связей (по табл. П4.2) $g_f = (0,30+0,05) \times 1,05 = 0,37 \text{ кН/м}^2$.

По формуле (7.3) [1] (уклоном кровли при $i=2,5\%$ пренебрегаем)

$$F_g = (g_f + g_k)bd = (1,21 + 0,37)12 \cdot 3 = 56,9 \text{ кН.}$$

Расчетная нагрузка от снега (формула 7.4 [1])

$$F_s = s_0 b d \gamma_{fs} = 1 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 1,4 = 50,4 \text{ кН (так как } g / s_0 > 0,8; \gamma_{fs} = 1,4).$$

Опорные моменты заменяем парами сил. Плечо пары $h_0 = h - (z_1 + z_2)$, где h — высота фермы по обушкам; z_1 и z_2 — расстояние от обушка до центра тяжести поясов. Принимаем $z_1 + z_2 = 10$ см. Тогда $h_0 = 3150 - 100 = 3050$ мм.

1-я комбинация: $H_1 = 855/3,05 = 280$ кН; $H_2 = 596/3,05 = 195$ кН.

2-я комбинация: $H_1 = 528/3,05 = 173$ кН; $H_2 = 269/3,05 = 88,2$ кН.

Схемы нагрузок на фермы показаны на рис. 2.47.

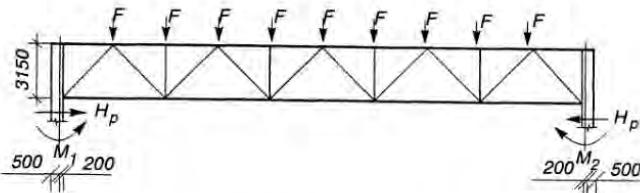
Усилия в элементах фермы. Определим раздельно от каждого вида нагрузки. Для ферм с параллельными поясами это проще всего сделать методом сечений.

Построим для фермы (как в однопролетной разрезной балке) эпюры моментов и попечерных сил от каждого загружения.

Усилия в поясах $N_{fi} = M_i / h_0$, усилия в раскосах $N_{ri} = Q_i / \sin \alpha_i$. Здесь M_i — моменты в соответствующих точках Риттера; Q_i — поперечные силы в рассматриваемых сечениях; α_i — углы наклона раскосов к горизонту. Усилия в стойках равны соответствующим узловым нагрузкам. Нормальную силу в ригеле передаем на нижний пояс. Результаты расчетов сводим в табл. 2.14.

Усилия от опорных моментов и нормальной силы в ригеле учитываем только в том случае, если они догружают стержень или меняют знак усилия. При учете усилий от опорных

a)



б)

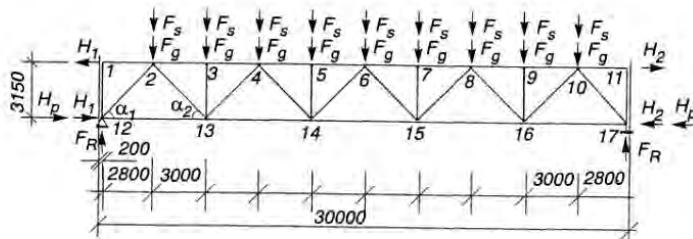


Рис. 2.47. К расчету ферм при жестком сопряжении ригеля с колонной:

а — схема приложения нагрузок; б — расчетная схема

моментов усилия от снеговых нагрузок вводятся с коэффициентом сочетания 0,9, так как опорные моменты определены от нескольких кратковременных нагрузок (2-е основное сочетание).

2.5. Колонны промышленных зданий

Конструктивные решения колонн подробно представлены в п.6.8[1]. Подбор сечений колонн, проверку их прочности и устойчивости производят по общим правилам проектирования внеклентренно сжатых элементов (см.6.7[1]), ориентируясь на усилия, определенные при статическом расчете рамы. Но все это можно сделать, если известны расчетные длины колонн, которые непосредственно связаны с конструкцией каркаса здания. Рассмотрев этот вопрос, мы перейдем к конкретным примерам проектирования колонн постоянного сечения для бескрановых зданий, колонн с подкрановыми консолями для зданий с кранами небольшой грузоподъемности и ступенчатых колонн для зданий с мощными опорными мостовыми кранами.

2.5.1. Расчетные длины колонн

Расчетную длину колонны в плоскости рамы можно определить путем расчета рамы на устойчивость. Это весьма трудоемкая задача, поэтому в практике проектирования используют приближенный подход, рассматривая колонну как изолированный стержень с идеализированными граничными условиями при загружении его постоянной по длине стержня нормальной силой и моментами, приложенными по концам.

Одним из главных факторов, влияющих на расчетную длину колонны, является возможность перемещения верхнего узла относительно нижнего при потере устойчивости. В этом смысле рамы делят на свободные и несвободные. Раму считают свободной, если все колонны находятся в одинаковых условиях, например все они загружены постоянной и снеговой нагрузками, и могут потерять устойчивость одновременно с перемещением верхних узлов относительно нижних. При таких условиях расчетную длину можно определить по рис.6.11[1], т.е. принять $\mu = 2$, если колонна шарнирно соединена с ригелем или фундаментом, и $\mu = 1$ — при жестком сопряжении с фундаментом и ригелем. Здесь мы не учли упругий поворот узла сопряжения ригеля с колонной, полагая жесткость ригеля бесконечно большой. При конечной жесткости ригеля коэффициент μ зависит от соотношения погонных жесткостей колонны и примыкающих к ней ригелей:

при жестком креплении колонны к ригелю и шарнирном к фундаменту

$$\mu = 2\sqrt{1 + 0,38 / n}; \quad (2.52)$$

при жестком креплении колонны и к ригелю и к фундаменту

$$\mu = \sqrt{(n + 0,56) / (n + 0,14)}. \quad (2.53)$$

В формулах (2.52), (2.53)

$$n = \frac{l_c}{J_c} \left(\frac{J_{s1}}{l_{s1}} + \frac{J_{s2}}{l_{s2}} \right), \quad (2.54)$$

где J_c , l_c — соответственно момент инерции и длина проверяемой колонны; J_{s1} , J_{s2} , l_{s1} , l_{s2} — соответственно моменты инерции и длины ригелей, примыкающих к этой колонне.

Если одна из колонн каркаса (расчетная колонна) нагружена в верхнем узле более остальных, то последние оказывают поддерживающее влияние, затрудняя перемещение верхнего узла расчетной колонны с помощью жесткого диска покрытия или продольных горизонтальных связей, т.е. проявляется эффект пространственной работы. При определении расчетной длины такой колонны обычно рассматривают совместную работу пяти рам. Коэффициент μ_{ef} для такой колонны определяют по формуле

$$\mu_{ef} = \mu \sqrt{J_c \sum N_i / N_c \sum J_i}, \quad (2.55)$$

где — коэффициент расчетной длины проверяемой колонны, вычисленный по формулам (2.52), (2.53); J_c , N_c — соответственно момент инерции сечения и усилие в наиболее нагруженной колонне рассматриваемой рамы; $\sum N_i$ и $\sum J_i$ — соответственно сумма расчетных усилий и моментов инерции сечений всех колонн рассматриваемой рамы и четырех соседних рам (по две с каждой стороны); все усилия N_i следует находить при той же комбинации нагрузок, которая вызывает усилие в проверяемой колонне.

Рекомендации по определению расчетных длин колонн для несвободных рам вы можете найти в нормах проектирования [7].

Для ступенчатых колонн расчетные длины верхней и нижней частей определяют раздельно, но исходя из условия одновременного достижения критического состояния при простом нагружении колонны (когда усилия в той и другой частях колонны изменяются пропорционально общему параметру нагружения). В этом случае отношение β между критическими силами для нижнего и верхнего участков колонны будет равно соотношению действующих в них усилий N_2 и N_1 , которые приблизительно равны силам, приложенным в верхнем узле F_2 и в уступе ($F_1 + F_2$).

Из условия $[\pi^2 E J_1 / (\mu_1 l)^2] / [\pi^2 E J_2 / (\mu_2 l)^2] = \beta$ нетрудно найти отношение α_1 между коэффициентами μ_2 и μ_1 :

$$\alpha_1 = \frac{\mu_2}{\mu_1} = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1}{J_2 \beta}}, \quad \beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2}, \quad (2.56)$$

и далее выразить коэффициент μ_2 через коэффициент μ_1 :

$$\mu_2 = \alpha_1 \mu_1, \text{ но не более } 3 \quad (2.57)$$

Коэффициенты α_1 , приведены в табл. П6.2, П6.3. Они получены из равенства $N_{cr} = [\pi^2 E J_1 / (\mu_1 l)^2]$, где критические силы N_{cr} определены расчетом на устойчивость ступенчатых стоек.

При выполнении практических расчетов вы можете пользоваться данными табл. 2.15, обращаясь к таблицам приложения 6 лишь в случаях выхода характеристик расчетной колонны за пределы, указанные в табл. 2.15.

Таблица 2.15. Коэффициенты α_1 и α_2 для одноступенчатых колонн рам одноэтажных зданий при $I_2/I_1 \leq 0,6$, $N_2/N_1 \geq 3$

Условия закрепления верхнего конца колонны	μ_1 для нижней части колонны		μ_2 для верхней части колонны
	$0,3 > J_2/J_1 \geq 0,1$	$0,1 > J_2/J_1 \geq 0,05$	
Свободный	2,5	3	3
Закрепленный только от поворота	2	2	3
Неподвижный шарнирно опертый	1,6	2	2,5

Аналогично определяют расчетные длины несвободных рам. Все необходимые данные для этого приведены в нормах проектирования [7].

Расчетную длину колонны или ее участка из плоскости рамы принимают равной расстоянию между точками закрепления колонны от смещений вдоль здания. Элементами закрепления могут служить подкрановые балки, распорки и др. Здесь важно проследить за тем, чтобы эти элементы, в свою очередь, также были закреплены от смещений вертикальными связями между колоннами.

2.5.2. Примеры расчета колонн

Пример 2.12. Рассчитать колонну и разработать ее узлы для бескарного здания по данным примера 2.5.

Расчетные усилия определим по табл. 2.5: $M = 74,38 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N = -216,0 \text{ кН}$; материал колонн — сталь С255 с $R_y = 24 \text{ кН}/\text{см}^2$ при $t = 10 \dots 20 \text{ мм}$; сварка полуавтоматическая — в среде углекислого газа, сварочная проволока — Св-08Г2С.

Определение расчетных длип колонн (рис. 2.48): $l_{ef,x} = \mu_x H = 2 \cdot 8,55 = 17,1 \text{ м}$; $l_{ef,y} = \mu_y H = 1 \cdot 8,55 = 8,55 \text{ м}$, где $\mu_x = 2$ принято по табл. П6.1 или по рис. 6.11 [1].

Подбор сечения колонны. Предварительно зададим высоту сечения колонны $h = 300 \text{ мм}$. По формулам (6.96) [1] находим

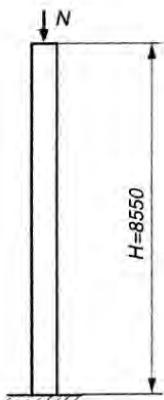


Рис. 2.48. К определению расчетных длин колонны

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{0,42h} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1710}{0,42 \cdot 30} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,63;$$

$$m_{ef} = 1,25 \frac{M_x}{N \cdot 0,35h} = 1,25 \frac{74,38 \cdot 10^2}{216 \cdot 0,35 \cdot 30} = 4,1; \quad \varphi_e = 0,160 \quad (\text{табл. П7.1 [1]})$$

П7.1 [1]). Требуемая площадь сечения

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{216,0}{0,160 \cdot 24 \cdot 1} = 56,25 \text{ см}^2.$$

По табл. П11.6 [1] принимаем I35Ш с геометрическими характеристиками: $A = 83,17 \text{ см}^2$, $W_x = 1024,4 \text{ см}^3$, $i_x = 14,34 \text{ см}$, $i_y = 5,84 \text{ см}$, $h = 334 \text{ мм}$, $t_w = 8 \text{ мм}$, $b_f = 249 \text{ мм}$, $t_f = 11 \text{ мм}$, $I_x = 17108 \text{ см}^4$, $I_y = 2834,1 \text{ см}^2$.

Проверим устойчивость назначенного сечения

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1710}{14,34} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,07;$$

$$m = \frac{M_x \cdot A}{N \cdot W_c} = \frac{74,38 \cdot 10^2}{216,0} \frac{83,17}{1024,4} = 2,8.$$

При $A_f/A_w = 249 \cdot 11 / [(334 - 2 \cdot 11) \cdot 8] = 1,097$ коэффициент влияния формы сечения вычисляем по формуле (см. табл. П8 [1]):

$$\eta = (1,90 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\bar{\lambda}_x = (1,9 - 0,1 \cdot 2,80) - 0,02(6 - 2,80) \cdot 4,07 = 1,36;$$

$m_{ef} = \eta m = 1,36 \cdot 2,8 = 3,81$. По табл. П7.1 [1] находим $\varphi_e = 0,185$; $N/(\varphi_e A R_y \gamma_c) = 216,0 / (0,185 \cdot 83,17 \cdot 24 \cdot 1) = 0,585$. Устойчивость колонны в плоскости рамы обеспечена.

Предельная гибкость стержня колонны (см. табл. П9.1 [1]) $\lambda_{lim} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,585 = 144,9$, где $\alpha = N / (\varphi_e A R_y \gamma_c) = 0,585 < 1$. Проверим колонну по предельной гибкости: относительно оси x — $\lambda_x = l_{ef,x} / i_x = 17,1 \cdot 10^2 / 14,34 = 119,25 < \lambda_{lim} = 144,9$; относительно оси y — $\lambda_y = l_{ef,y} / i_y = 8,55 \cdot 10^2 / 5,84 = 146,40 > 144,9$. Так как гибкость стержня из плоскости рамы больше предельной, принимаем I35Ш2: $A = 101,51 \text{ см}^2$; $W_x = 1275,2 \text{ см}^3$; $i_x = 14,61 \text{ см}$; $i_y = 6 \text{ см}$; $h = 340 \text{ мм}$; $t_w = 9 \text{ мм}$; $b_f = 250 \text{ мм}$; $t_f = 14 \text{ мм}$; $I_x = 21678 \text{ см}^4$; $I_y = 3650,5 \text{ см}^4$; $I_t = 0,433 \sum b_i t_i^3 = 0,433(2 \cdot 25 \cdot 0,1 \cdot 4^3 + 32 \cdot 6 \cdot 0,9^3) = 69,7 \text{ см}^4$ — момент инерции при кручении.

Повторяя расчет для нового сечения по прежним формулам, получим $\lambda_x = l_{ef,x} / i_x = 117,04 < 151,7$; $\lambda_y = l_{ef,y} / i_y = 142,5 < 151,7$. По гибкости новое сечение удовлетворяет требованиям норм. Понятно, что повторная проверка общей устойчивости этого стержня с большим сечением не требуется.

Проверка устойчивости стержня колонны из плоскости действия момента. Максимальный момент в средней трети сечения колонны (в сечении 3 стержня 3—5) $M_x = 40,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Дальнейший расчет выполним в последовательности, приведенной в примере 6.13 [1], $m_x = M_x A / (N_x W_x) = 40,40 \cdot 10^2 \cdot 101,51 / (203,6 \cdot 275,2) = 1,58$; $\lambda_c = 3,14 \sqrt{E / R_y} = 92$; $\varphi_c = 0,598$; $\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,58 = 0,73$; $\lambda_y = 142,5$; $\varphi_y = 0,305$; $\beta = \sqrt{\varphi_c / \varphi_y} = \sqrt{0,598 / 0,305} = 1,4$; $c = \beta / (1 + \alpha m_x) = 1,4 / (1 + 0,73 \cdot 1,58) = 0,65 < c_{max} = 0,81$. Здесь c_{max} определен по формуле 6.92 [1]:

$$\rho = (I_x + I_y) / (A \bar{h}^2) = \frac{21678 + 3650,5}{101,51(34,0 - 1,4)^2} = 0,235;$$

$$\mu = 2 + 0,156 R_y^2 / (A \bar{h}^2) = 2 + 0,156 \cdot 69,7 \cdot 142,5^2 / (101,51 \cdot 32,6^2) = 4,05;$$

$$\delta = 4\rho / \mu = \delta = \frac{4 \cdot 0,235}{4,05} = 0,232;$$

$$c_{\max} = 2 / \left[1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\frac{M_x}{N h} \right)^2} \right] = \\ = \frac{2}{1 + 0,232 + \sqrt{(1 - 0,232)^2 + (16 / 4,05) [(40,40 \cdot 10^2) / (203,6 \cdot 32,6)]^2}} = 0,81;$$

$$N/(c\phi_b A R_y) = 216,0 / (0,65 \cdot 0,305 \cdot 101,51 \cdot 24) = 0,447 < 1. \text{ Устойчивость обеспечена.}$$

Все проверки выполнены. Однако ввиду того, что жесткости колонн с подобранными сечениями отличаются от заложенных при статических расчетах рамы на 36,7 %, что больше 30%, необходимо повторить статические расчеты при фактических жесткостях колонн. Проделав это, можно убедиться, что усилия и моменты практически не изменились (наибольшее отклонение по моментам было в схеме загружения ветровой нагрузкой, которое составило 0,2% от M_{\max}), поэтому производить корректировку в данном случае не имеет смысла.

Горизонтальные перемещения верхних узлов колонн в плоскости рамы от нормативной ветровой нагрузки увеличились с 17,1 мм (1/500 от H) до 31,9 мм (1/267 от H), что также меньше нормативного значения. Представленный анализ позволяет принять окончательное решение о возможности использования I 35Ш2 в качестве стержня колонны.

Расчет базы колонны. Конструкция базы колонны представлена на рис. 2.49. Методика расчета изложена в гл. 6 [1]. Расчетные усилия: $M = -74,38 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N = -216,0 \text{ кН}$. Фундамент из бетона класса В10 с $R_b = 0,6 \text{ кН}/\text{см}^2$ и $R_{b,lok} = \varphi_b R_b = 1,2 \cdot 0,6 = 0,72 \text{ кН}/\text{см}^2$.

Назначаем ширину опорной плиты $B = 40 \text{ см}$; при этом ее длина

$$L = \frac{N}{2R_{b,lok}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2R_{b,lok}} \right)^2 + \frac{6M}{BR_{b,lok}}} = \\ = \frac{216}{2 \cdot 40 \cdot 0,72} + \sqrt{\left(\frac{216}{2 \cdot 40 \cdot 0,72} \right)^2 + \frac{6 \cdot 74,38 \cdot 10^2}{40 \cdot 0,72}} = 43,3 \text{ см.}$$

Принимаем опорную плиту с размерами в плане 400x500 мм; размеры верхнего уступа фундамента устанавливаем 540x640 мм, что соответствует $\varphi_b = 1,2$.

Краевые напряжения в бетоне фундамента (рис. 2.49, б)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{-216}{40 \cdot 50} - \frac{6 \cdot 74,38^2}{40 \cdot 50^2} = -0,55 \text{ кН}/\text{см}^2, \quad \sigma_{\min} = 0,34 \text{ кН}/\text{см}^2.$$

Положение нулевой точки в эпюре напряжений $x = \sigma_{\min} L / (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) = 0,34 \cdot 50 / (0,55 + 0,34) = 19,1 \text{ см}$. Напряжения на участке сжатия эпюры напряжений $\sigma_1 = \sigma_{\max} \times 21,5 / 30,9 = 0,55 \cdot 21,5 / 30,9 = 0,38 \text{ кН}/\text{см}^2$; $\sigma_2 = \sigma_{\max} \cdot 22,9 / 30,9 = 0,55 \cdot 22,9 / 30,9 = 0,41 \text{ кН}/\text{см}^2$.

Определяем толщину опорной плиты.

Участок I (рис. 2.49, а). Изгибающий момент $M_I = \sigma_{\max} A_I C_I = 0,55 \cdot 315 \cdot 4 = 693 \text{ кН}\cdot\text{см}$, где $A_I = (34+50)0,5 \cdot 7,5 = 315 \text{ см}^2$ — площадь трапеции условного консольного участка плиты; $C_I = 4 \text{ см}$ — расстояние от центра тяжести трапеции до условной опорной кромки плиты:

$$C_I = \frac{S}{A} = \frac{34 \cdot 0,5 \cdot 7,5 + 2 \cdot 0,5 \cdot 8 \cdot 7,5 \cdot 2 / 3 \cdot 7,5}{315} = 4 \text{ см.}$$

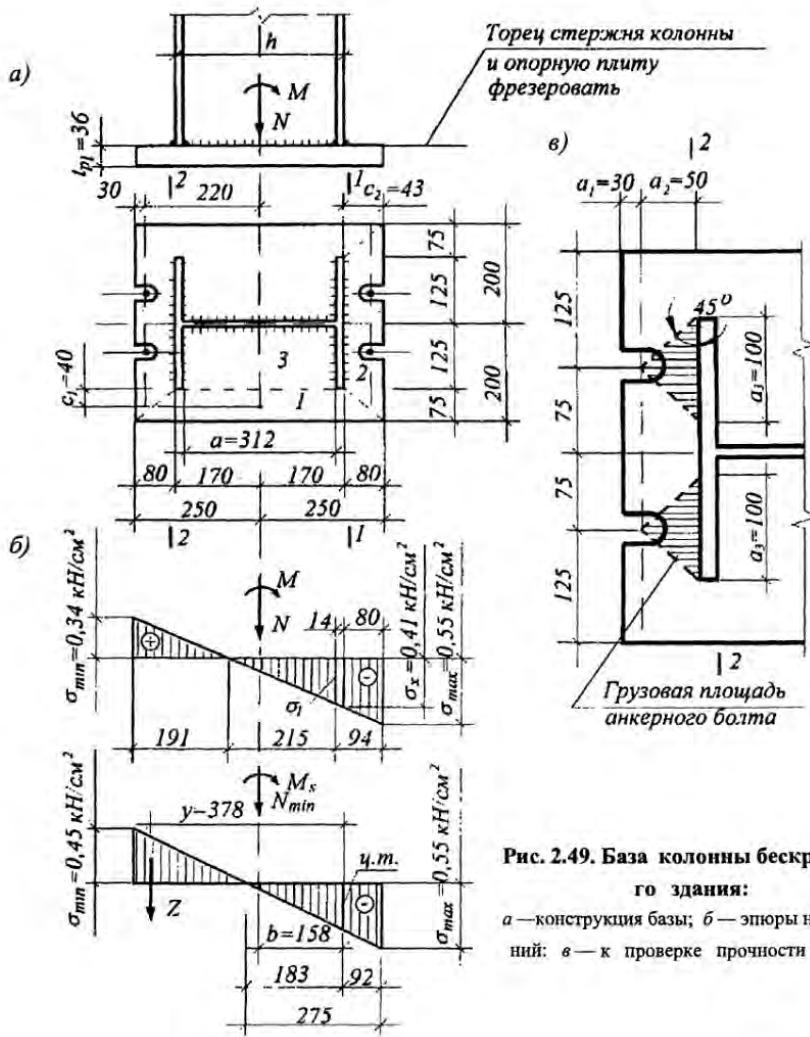


Рис. 2.49. База колонны бескранового здания:

Толщина опорной плиты (сталь С255 при $t > 20$ мм, $R_y = 23$ кН/см²)

$$t_{pl,1} = \sqrt{\frac{6M_1}{hR_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 693}{34 \cdot 23 \cdot 1,2}} = 2,10 \text{ cm.}$$

$$\text{Участок 2. } M_2 = \sigma_{\max} \cdot A_2 C_2 = 0,55 \cdot 260 \cdot 4,3 = 614,9 \text{ кН}\cdot\text{см}; A_2 = (25+40)0,5 \cdot 8,0 = 260 \text{ см}^2;$$

$$C_2 = \frac{25 \cdot 8,0 \cdot 0,5 \cdot 8,0 + 2 \cdot 7,5 \cdot 8,0 \cdot 0,5 \cdot 2 / 3 \cdot 8}{260} = 4,3 \text{ cm}$$

$$t_{pl,2} = \sqrt{6M_2 / (b_f R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 614,9 / (25 \cdot 23 \cdot 1,2)} = 2,31 \text{ см.}$$

Участок 3. Изгибающий момент в пластиинке, опертой на три канта $M_3 = \beta \sigma_1 a^2 = 0,060 \cdot 0,38 \cdot 31,2^2 = 22,2 \text{ кН см}$; коэффициент β определен по табл. 6.9 [1], $a = 31,2 \text{ см}$ — длина свободной стороны пластиинки.

Толщина плиты

$$t_{pl,3} = \sqrt{6M_3 / (1 \cdot R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 22,2 / (1 \cdot 23 \cdot 1,2)} = 2,2 \text{ см.}$$

Принимаем толщину опорной плиты $t_{pl} = 2,5 \text{ см}$.

Проверяем прочность опорной плиты в сечении I—I:

$$\sigma_x = M_{I-I} / W_{pl} = 6M_{I-I} / (B t_{pl}^2) = 6 \cdot 704 / (40 \cdot 2,5^2) = 16,9 \text{ кН/см}^2; \tau_{xy} = Q_{I-I} / (B t_{pl}) = 176 / (40 \cdot 2,5) = 1,76 \text{ кН/см}^2; \text{ здесь } Q_{I-I} = \sigma_{max} S = 0,55 \cdot 40 \cdot 8 = 176 \text{ кН}; M_{I-I} = 176 \cdot 8 / 2 = 704 \text{ кН·см}; \sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{16,9^2 + 3 \cdot 1,76^2} = 17,2 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y \gamma_c = 26,45 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет анкерных болтов. Анкерная комбинация усилий: $N_{min} = -95 \text{ кН}$; $M_3 = 83,14 \text{ кН·м}$. Краевые напряжения в бетоне фундамента при этой комбинации усилий (рис. 2.49, б): $\sigma_{max} = \frac{N_{min}}{BL} - \frac{6M_s}{BL^2} = \frac{-95}{40 \cdot 50} - \frac{6 \cdot 83,14 \cdot 10^2}{40 \cdot 50^2} = -0,55 \text{ кН/см}^2$; $\sigma_{min} = -0,45 \text{ кН/см}^2$.

Положение нулевой точки на эпюре напряжений

$$x = \sigma_{max} L / (\sigma_{max} + \sigma_{min}) = 0,55 \cdot 50 / (0,55 + 0,45) = 27,5 \text{ см.}$$

Растягивающее усилие в анкерных болтах

$$Z = (M_s - N_{min} b) / y = (83,14 \cdot 10^2 - 95 \cdot 15,8) / 37,8 = 180,2 \text{ кН.}$$

На один анкерный болт приходится усилие 90,1 кН. По табл. 6.11 [1] назначаем анкерные болты типа 1 диаметром 36 мм с глубиной заделки в фундаменте 1300 мм.

Проверка приведенных напряжений в плитке в зоне действия анкерных болтов по сечению 2-2 (рис. 2.49, в):

$$\sigma_x = M_{2-2} / W_{p,2-2} = 6M_{2-2} / (2a_3 t_{pl}^2) = 6 \cdot 901 / (2 \cdot 10 \cdot 0,25^2) = 43,2 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2; \tau_{xy} = Q_{2-2} / (2a_3 t_{pl}) = 180,2 / (2 \cdot 10 \cdot 2,5) = 3,6 \text{ кН/см}^2; Q_{2-2} = Z = 180,2 \text{ кН}; M_{2-2} = Q_{2-2} a = 180,2 \cdot 2,5 = 901 \text{ кН·см.}$$

Так как $\sigma_x > R_y \gamma_c$, увеличиваем толщину плиты до 36 мм. При этом

$$\sigma_x = 6M_{2-2} / (2a_3 t_{pl}^2) = 6 \cdot 901 / (2 \cdot 10 \cdot 3,6^2) = 20,9 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{xy} = Q_{2-2} / (2a_3 t_{pl}) = 180,2 / (2 \cdot 10 \cdot 3,6) = 2,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{20,9^2 + 3 \cdot 2,5^2} = 21,3 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y \gamma_c = 26,45 \text{ кН/см}^2. \text{ Прочность сечения 2-2 обеспечена.}$$

Расчет оголовка колонны. Схема оголовка представлена на рис. 2.50. К оголовку приложена сила $F = 227,1 \text{ кН}$.

Толщину и размеры в плане опорной плиты назначаем конструктивно (см. п. 6.8.1 [1]): $t = 16 \text{ мм}$; $b \times l = 280 \times 370 \text{ мм}$. Плиту соединяем со стержнем колонны с помощью угловых сварных швов с минимальным катетом $k_f = 6 \text{ мм}$ (табл. 4.5 [1]). Общую ширину опорных ребер принимаем равной ширине опорного фланца фермы $b_r = 18 \text{ см}$. Из условия смятия толщина ребра $t_r = 1,2F / (b_r R_p) = 1,2 \cdot 227,1 / (18 \cdot 36) = 0,42 \text{ мм}$. Здесь $R_p = 36 \text{ кН/см}^2$ для стали С255, коэффициент 1,2 учитывает возможный перекос опорного фланца фермы. Принимаем $t_r = 6 \text{ мм}$.

Длину опорных ребер вычислим из условия размещения сварных швов, крепящих их к стенке колонны ($k_f = 6 \text{ мм}$; $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$; $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$; $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37,0 = 16,65 \text{ кН/см}^2$). Поскольку $\beta_f R_{wz} = 1,05 \cdot 16,65 = 17,5 \text{ кН/см}^2 < \beta_z R_{wf} = 0,9 \cdot 21,5 = 19,3 \text{ кН/см}^2$ расчет выполняем по границе сплавления

$$l_{wz} = \frac{1,2F}{4\beta k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 227,1}{4 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} = 6,5 \text{ см.}$$

Принимаем по конструктивным соображениям длину ребра $l_r=20$ см.

Проверка прочности стенки на срез по граням крепления опорных ребер: $N/(2l_r t_w) = 227,1/(2 \cdot 20 \cdot 0,9) = 6,3 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 14 \text{ кН/см}^2$.

Прочность обеспечена.

Пример 2.13. Выполнить расчет и конструирование колонны по данным примера 2.6. Конструктивная схема и ее размеры приведены на рис. 2.51. Расчетные усилия в сечении 1 (см. рис. 2.20) $M = -172,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N = -298,7 \text{ кН}$.

Определение расчетных длины колонны. Ввиду того, что в точке 5 (см. рис. 2.20) на стержень колонны передается большая по величине сосредоточенная сила от вертикальных крановых воздействий, будем определять расчетные длины колонн отдельно для подкрановой и надкрановой частей. При этом воспользуемся табличными решениями табл. П6.2.

Расчетные длины колонны в плоскости рамы. Коэффициенты расчетной длины μ_1 и μ_2 определим в зависимости от параметров $n = I_2 l_1 / I_1 l_2 = I_1 / I_2 = 7330 / 3020 = 2,43$ и

$$\alpha_1 = l_2 \sqrt{I_1 / (I_2 \beta)} / l_1 = l_2 \sqrt{1 / \beta} / l_1 = 3020 \sqrt{1 / 2,08} / 7330 = 0,29,$$

где $\beta = (F_1 + F_2) / F_2 = 376,3 / 181,0 = 2,08$ ($F_1 + F_2$ — наибольшее значение продольной силы в подкрановой части колонны при воздействиях 1, 2, 3; F_1 — значение продольной силы в надкрановой части при том же загружении рамы); $I_1 = I_2$.

Принимая верхний конец колонны (для однопролетной рамы с шарнирным сопряжением ригеля и стойки) свободным по табл. 67 [6], находим $\mu_1 = 2,46$; $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 = 2,46 / 0,29 = 8,48 > 3$, назначаем $\mu_2 = 3$, тогда расчетные длины будут равны:

для подкрановой части $l_{ef,x1} = \mu_1 l_1 = -2,46 \cdot 7,33 = 18,03 \text{ м}$;

для надкрановой части $l_{ef,x2} = \mu_2 l_2 = 3 \cdot 3,02 = 9,06 \text{ м}$.

Расчетные длины колонны из плоскости рамы: $l_{ef,y1} = 7,33 \text{ м}$; $l_{ef,y2} = 3,02 \text{ м}$.

Подбор сечения колонны. Проектирование колонны выполняем в соответствии с рекомендациями п. 6.7.7[1]. Высоту сечения назначаем из условия жесткости с учетом принятых

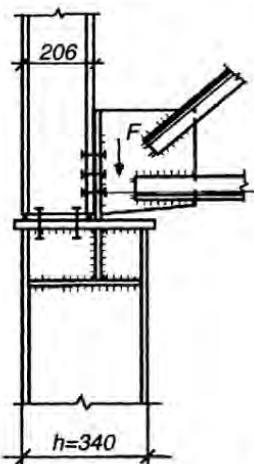


Рис. 2.50. Конструктивная схема оголовка

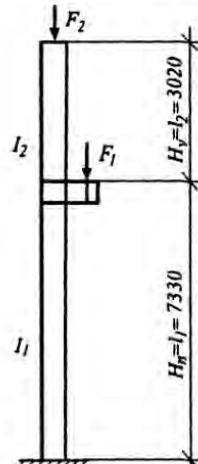


Рис. 2.51. К определению расчетных длин колонны

того при статическом расчете рамы значения $h=1/20l=44$ см. По формулам (6.96) [1] находим:

$$\bar{\lambda}_x = l_{ef,x1} \sqrt{R_y/E} / (0,42h) = 18,03 \cdot 10^2 \sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} / (0,42 \cdot 44) = 3,33; m_{efx} = 1,25M/(N \times 0,35h) = 1,25 \cdot 172,9 \cdot 10^2 / (298,7 \cdot 0,35 \cdot 44) = 4,7; \epsilon = 0,185; A_{tr} = N/(c R_y) = 298,7 / (0,185 \cdot 24) = 67,3 \text{ см}^2.$$

По табл. П11.6 [1] принимаем I 45Ш1 с геометрическими характеристиками сечения: $A=157,38 \text{ см}^2; W_x=2548,7 \text{ см}^3; I_x=56072 \text{ см}^4; I_y=8110,3 \text{ см}^4; i_x=18,88 \text{ см}; i_y=7,18 \text{ см}; h=440 \text{ мм}; b_f=300 \text{ мм}; t_w=11 \text{ мм}; t_f=18 \text{ мм}.$

Проверка устойчивости колонны в плоскости рамы:

$$x=l_{ef,x1}/i_x=18,03 \cdot 10^2 / 18,88 = 96,6; \bar{\lambda}_x = 3,3; A_f/A_w = 300 \cdot 18 / [(440-2 \cdot 18)11] = 1,22; \eta = (1,90 - 0,1m) - 0,02(6-m)\bar{\lambda}_x = (1,90 - 0,1 \cdot 3,57) - 0,02(6-3,57) \cdot 3,3 = 1,38; m = MA/(NW_x) = 172,9 \cdot 10^2 \cdot 157,38 / (298,7 \cdot 2548,7) = 3,57; m_{ef} = m = 1,38 \cdot 3,57 = 4,93; \epsilon = 0,182; N/(cA) = 298,7 / (0,182 \cdot 157,38) = 10,43 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2. \text{ Устойчивость колонны в плоскости рамы обеспечена с большим запасом, но уменьшить ее сечение мы не можем по условию жесткости.}$$

Гибкость колонны $x=96,6$ и $y=l_{ef,y1}/i_y=7,33 \cdot 10^2 / 7,16 = 102,3$ не превышает предельного значения ($x < \lim$ и $y < \lim$), где $\lim = 180 - 60 = 180 - 60 \cdot 0,43 = 154,2$; $N/(cA) = 298,7 / (0,182 \cdot 157,38 \cdot 24) = 0,43$.

Проверка устойчивости стержня колонны из плоскости рамы. Предварительно находим c_{max} по формуле (6.92)[1]:

$$= 4 \cdot 0,23 / 3,02 = 0,3;$$

$$\rho = (I_x + I_y) / (Ah^2) = (56072 + 8110,3) / [157,38(44 - 1,8)^2] = 0,23;$$

$$\mu = 2 + 0,156 \frac{I_y}{Ah^2} \lambda_y^2 = 2 + 0,156 \frac{174,8}{157,38(44 - 1,8)^2} 102,3^2 = 3,02;$$

$$I_t = 0,433 \sum b_i t_i^3 = 0,433[2 \cdot 30 \cdot 1,8^3 + (44 - 2 \cdot 1,8) \cdot 1,8^3] = 174,8 \text{ см}^4;$$

$$c_{max} = \frac{2}{\left[1 + \delta + \sqrt{(1-\delta)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\frac{M_x}{Nh} \right)^2} \right]} = \\ = \frac{2}{\left[1 + 0,3 + \sqrt{(1-0,3)^2 + \frac{16}{3,02} \left(\frac{117,2 \cdot 10^2}{298,7(44-1,8)} \right)^2} \right]} = 0,559.$$

Проверяем устойчивость по формуле (6.90) [1]:

$$= N/(c A) = 298,7 / (0,374 \cdot 0,527 \cdot 157,38) = 9,6 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Здесь $y=0,527$ по приложению 6 [1] при $y=102,3; c = / (1 + m_x) = 1,07 / (1 + 0,77 \cdot 2,42) = 0,374 < c_{max} = 0,559$. При определении коэффициента c использованы следующие соотношения:

$$m_x = M_x A / (N_x W_x) = 117,2 \cdot 10^2 \cdot 157,38 / (298,7 \cdot 2548,7) = 2,42,$$

где

$$M_x = - \left[91,3 + \frac{1132(172,9 - 71,3)}{3565} \right] = -117,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\beta = \sqrt{\varphi_c / \varphi_y} = \sqrt{0,598 / 0,527} = 1,07; \epsilon = 0,598 \text{ при}$$

$$\lambda_c = 3,14 \sqrt{E / R_y} = 3,14 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 92 \alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 2,42 = 0,77.$$

Расчет базы колонны. Конструкция базы колонны представлена на рис. 2.52, а. Материал фундамента — бетон класса В10, $R_b = 0,6 \text{ кН/см}^2$. При $\varphi_b = 1,3$ $R_{b,lok} = \varphi_b R_b = 1,3 \cdot 0,6 = 0,78 \text{ кН/см}^2$.

Определение размеров опорной плиты в плане. Ширина опорной плиты $B = b_f + 2(l_{tr} + c) = 30,0 + 2(1 + 6,5) = 45 \text{ см}$, где $b_f = 30 \text{ см}$ — ширина полки колонны; $l_{tr} = 1 \text{ см}$ — толщина траверсы; $c = 6,5 \text{ см}$ — вылет консольной части плиты. Длину плиты находим по формуле (6.108) [1]:

$$L_{pl} = \frac{N}{2B_{pl}R_{b,lok}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2B_{pl}R_{b,lok}}\right)^2 + \frac{6M}{B_{pl}R_{b,lok}}} = \\ = \frac{298,7}{2 \cdot 45 \cdot 0,78} + \sqrt{\left(\frac{298,7}{2 \cdot 45 \cdot 0,78}\right)^2 + \frac{6 \cdot 172,9 \cdot 10^2}{45 \cdot 0,78}} = 57,78 \text{ см.}$$

Принимаем плиту с размерами в плане 450x600 мм; размеры верхнего обреза фундамента устанавливаем 700x850 мм. При этом $b = 1,301$.

Определение толщины опорной плиты. Краевые напряжения в бетоне фундамента под опорной плитой

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B_{pl}L_{pl}} + \frac{6M}{B_{pl}L_{pl}^2} = -\frac{298,7}{45 \cdot 60} - \frac{6 \cdot 172,9 \cdot 10^2}{45 \cdot 60^2} = \\ = -0,111 - 0,64 = -0,75 \text{ кН/см}^2$$

$\sigma_{min} = -0,111 + 0,64 = 0,53 \text{ кН/см}^2$. Эпюра напряжений показана на рис. 2.52, б, в.

Изгибающие моменты в опорной плите: на участке 1, опретом на 4 канта: $b/a = 404/144,5 = 2,8 > 2$, следовательно, по табл. 6.8 [1] $\alpha_1 = 0,125$ и $M_1 = \alpha_1 \sigma_1 a^2 = 0,125 \cdot 0,54 \cdot 14,45^2 = 14,1 \text{ кН}\cdot\text{см}$; на консольном участке 2: $M_2 = \sigma_{max} \cdot C^2 / 2 = 0,75 \cdot 6,5^2 / 2 = 15,8 \text{ кН}\cdot\text{см}$; на участке 3, опретом на 3 канта: $a_1/b_1 = 80/300 = 0,27 < 0,5$, момент определяем как для консольного участка с вылетом консоли $a_1 M_3 = \sigma_{max} \cdot a_1^2 / 2 = 0,75 \cdot 8,0^2 / 2 = 24,0 \text{ кН}\cdot\text{см}$. Толщину опорной плиты находим по максимальному моменту

$$t_{pl} = \sqrt{6M_{max} / (R_y c)} = \sqrt{6 \cdot 24,0 / (24 \cdot 1,2)} = 2,24 \text{ см. Принимаем } t_{pl} = 25 \text{ мм.}$$

Расчет траверсы. Траверсу в расчетной схеме представляем двухконсольной балкой (рис. 2.53), шарнирно опретой на пояса колонны. В качестве нагрузки принимаем в сжатой зоне под плитой отпор (давление) со стороны фундамента,

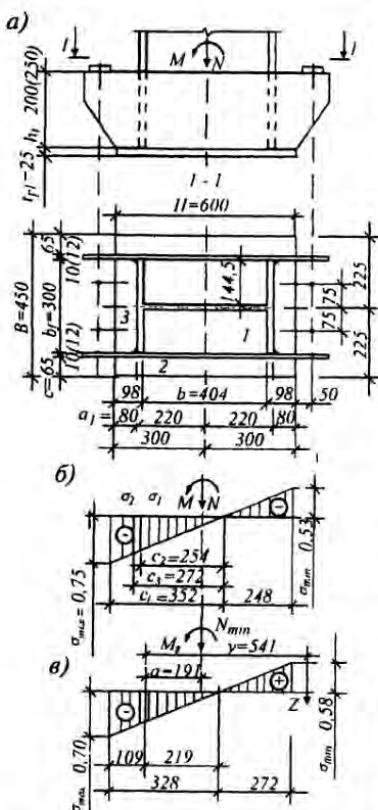


Рис. 2.52. К расчету базы колонны

собранный с грузовой площади (на одну траверсу с половиной ширины плиты) $q_{tr,max} = \sigma_{max} B / 2 = 0,75 \cdot 22,5 = 16,875 \text{ кН/см}$; в растянутой зоне — усилия в анкерных болтах

$$Z_a \frac{M - Na}{2y} = \frac{17290 - 298,7 \cdot 18,3}{2 \cdot 53,3} = 110,92 \text{ кН.}$$

Эпюры моментов и перерезывающих сил от указанных нагрузок представлены на рис. 2.53. Из этих эпюр следует, что в качестве расчетных сечений траверсы следует выделить сечения I и II. Здесь: $M_I = 15,42 \text{ кН·м}$ и $Q_I = 110,9 \text{ кН}$; $Q_{II} = 182,6 \text{ кН}$ и $V_A = 313,8 \text{ кН}$. По моменту в сечении I определяем

$$W_{tr,req} = \frac{M_I}{R_y \gamma_e} = \frac{1542}{24 \cdot 1} = 64,25 \text{ см}^3.$$

При $t_{tr} = 10 \text{ мм}$ $h_{tr} = \sqrt{64,25 \cdot 6} = 19,63 \text{ см}$.

Принимаем $h_{tr} = 20 \text{ см}$. Проверим принятые сечение траверсы на срез по $Q_{II} = 182,6 \text{ кН}$

$$\tau = \frac{1,5 Q_{II}}{A_{tr}} = \frac{1,5 \cdot 182,6}{1 \cdot 20} = 13,7 < 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет шва, соединяющего траверсу со стержнем колонны, из условий восприятия реакции $V_A = 313,8 \text{ кН}$. По табл. 34*[7] принимаем $\beta_f = 0,8$; $R_{wf} = 21,5$; $\beta_z = 1$; $R_{wz} = 16,65$. Так как $\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$ расчет проводим по металлу границы сплавления. Требуемый катет шва

$$k_f = V_A / (\beta_z R_{wz} \gamma_c l_w) = 313,8 / (1 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 19) = 0,99 \text{ см.}$$

Принимаем $k_f = 10 \text{ мм}$.

Торец колонны (после приварки траверс) и плиту фрезеруем. В этом случае швы приварки к плите назначают конструктивно минимальной высоты. При толщине плиты 25 мм по табл. 4.5[1] принимаем высоту катета 7 мм.

Расчет анкерных болтов. По данным примера 2.6 $N_{min} = -173,0 \text{ кН}$; $M_s = -172,7 \text{ кН·м}$. При этой комбинации

$$\sigma_{max} = \frac{N_{min}}{B_{pl} L} + \frac{6 M_s}{B_{pl} L^2} = \frac{-173,0}{45 \cdot 60} - \frac{6 \cdot 172,7 \cdot 10^2}{45 \cdot 60^2} = -0,70 \text{ кН/см}^2;$$

$\sigma_{min} = 0,58 \text{ кН/см}^2$. Эпюра напряжений показана на рис. 2.52, в. Растворяющее усилие в одном анкерном болте $Z = (M_s - N_{min}) a / 2y = (172,7 \cdot 10^2 - 173,0 \cdot 19,1) / (54,1 \cdot 2) = 129,07 \text{ кН}$. По табл. 6.11[1] принимаем болты диаметром 42 мм с заделкой типа 3 глубиной 700 мм.

Проверка прочности траверсы на усилия в анкерных болтах показывает, что ее прочность не обеспечена, поэтому увеличим размеры траверсы $h_{tr} = 25 \text{ см}$; $t_{tr} = 1,2 \text{ см}$ и повторим проверку. Усилия в анкерных болтах $Q_{tr} = Z = 129,07 \text{ кН}$; $M_{tr} = Zl = 129,07(8+5) = 1677,9 \text{ кН·см}$;

$$\sigma_x = 6 M_{tr} / (t_{tr} h_{tr}^2) = 6 \cdot 1677,9 / (1,2 \cdot 25^2) = 13,42 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{xy} = 1,5 Q_{tr} / (t_{tr} h_{tr}) = 1,5 \cdot 129,07 / (1,2 \cdot 25) = 6,45 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 19,92 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность траверсы обеспечена. Измененные размеры траверсы на рис. 2.52 указаны в скобках.

В связи с тем, что в конструкцию базы потребовалось ввести траверсу ($h_t = 25 \text{ см}$), изменяя величину заглубления опорной плиты до отметки — 0,400 м. При этом следует скорректировать высоту колонны, приняв ее равной $H = H_o + H_I = 10200 + 400 = 10600 \text{ мм}$.

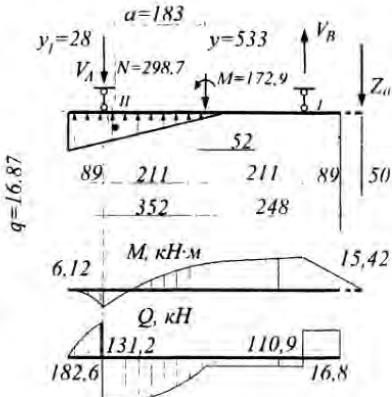


Рис. 2.53. Расчетная схема траверсы базы колонны

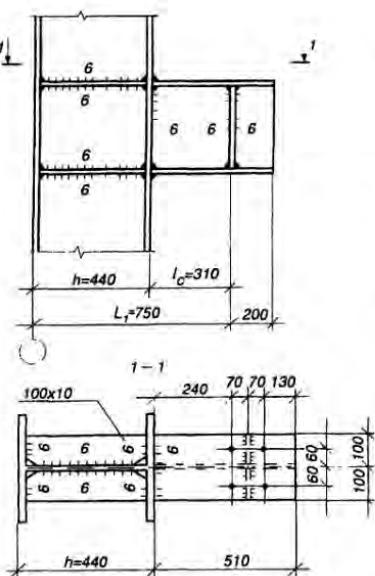


Рис. 2.54. Подкрановая консоль

$\beta_z = 1,05$; $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$; $R_{wz} = 16,65 \text{ кН/см}^2$. Поскольку $\beta_z R_{wf} < \beta_z R_{wz}$, расчет швов выполняем по металлу границы сплавления:

швы крепления полок

$$H/(2\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 214/[2 \cdot 1,05 \cdot 0,6(20-1)16,65] = 0,54 < 1;$$

швы крепления стенки

$$Q/(2\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 193,51/[2 \cdot 1,05 \cdot 0,6(29,1-2 \cdot 1,1)16,65] = 0,34 < 1.$$

Прочность швов обеспечена.

Стенку колонны в месте примыкания подкрановой консоли укрепляем парными поперечными ребрами жесткости из листов 100x10 мм.

Проверим прочность швов крепления ребер к полке колонны: расчетная длина шва $l_w = 2(b_r - 3 - 1) = 2(10 - 3 - 1) = 12 \text{ см}$. Здесь 3 см — размер выреза в ребре. Прочность шва обеспечена, так как $H/(2\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 214/[2 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 12 \cdot 16,65] = 0,85 < 1$.

В зоне крепления верхнего пояса консоли к колонне в полке колонны возникают растягивающие напряжения, направленные перпендикулярно плоскости полки, равные $H/(b_c t_{ef})$, где $t_{ef} = t_f + 2k_f$, t_f и b_c — толщина и ширина пояса консоли. Прочность полки колонны обеспечена, поскольку $H/(b_c t_{ef} R_{th}) = 214/(20 \cdot 2,3 \cdot 180) = 0,23 < 1$. Здесь $R_{th} = 0,5 R_u = 0,5 \cdot 36 = 18 \text{ кН/см}^2$ — расчетное сопротивление стали С255 в направлении толщины проката.

Усилие H передается с ребер на стенку колонны. Проверим прочность швов крепления ребер к стенке колонны. Расчетная длина швов $l_w = h - 2t_f - 2 \cdot 3 = 44 - 2 \cdot 1,8 - 6 = 34,4 \text{ см}$ (h и t_f — высота сечения и толщина полки колонны, 3 см — вырез в ребре);

$$H/(4\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 214/[4 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 34,4 \cdot 16,65] = 0,15 < 1.$$

Прочность швов обеспечена.

Проверка прочности стенки колонны на срез по граням крепления ребер:

$$H/(2l_r t_w R_s) = 214,2/(2 \cdot 34,4 \cdot 1,1 \cdot 0,58 \cdot 24) = 0,2 < 1.$$

Проверка прочности подкрановой консоли (рис. 2.54). Расчетные усилия в заделке консоли $Q = F = N_3 + D_{\max} = 18,66 + 174,85 = 193,51 \text{ кН}$; $M = F l_c = 193,51 \cdot 31,0 = 6000 \text{ кН} \cdot \text{см}$. Принимаем для консоли I 30Ш1: $h = 291 \text{ мм}$; $b_f = 200 \text{ мм}$; $t_f = 11 \text{ мм}$; $t_w = 8 \text{ мм}$; $I_x = 10400 \text{ см}^4$; $W_x = 715 \text{ см}^3$; $S_x = 398 \text{ см}^3$. Расчет производим в соответствии с п. 6.8.2[1].

Напряжения в консоли: $\sigma_x = M/W_x = 6000/715 = 8,4 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2$; $\tau_{xy} = Q S_x / (t_w l_x) = 193,51 \cdot 398 / (0,8 \cdot 10400) = 9,3 \text{ кН/см}^2 < 13,92 \text{ кН/см}^2$.

Так как напряжения в консоли много меньше расчетных сопротивлений, проверку по приведенным напряжениям не проводим.

Сварные швы крепления консоли к полке колонны проверим в предположении, что изгибающий момент воспринимается только полками, а поперечная сила — стенкой (п. 6.8.2[1])

$$H = M/h_c = 6000/(29,1 - 1,1) = 214 \text{ кН}; Q = 193,51.$$

Принимаем все швы с катетом 6 мм. Сварка полуавтоматическая проволокой 08 Г2С; $\beta_y = 0,9$;

швы крепления стенки

$$H/(2\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 214/[2 \cdot 1,05 \cdot 0,6(29,1 - 2 \cdot 1,1)16,65] = 0,54 < 1;$$

$$Q/(2\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 193,51/[2 \cdot 1,05 \cdot 0,6(29,1 - 2 \cdot 1,1)16,65] = 0,34 < 1.$$

Прочность швов обеспечена.

Стенку колонны в месте примыкания подкрановой консоли укрепляем парными поперечными ребрами жесткости из листов 100x10 мм.

Проверим прочность швов крепления ребер к полке колонны: расчетная длина шва $l_w = 2(b_r - 3 - 1) = 2(10 - 3 - 1) = 12 \text{ см}$. Здесь 3 см — размер выреза в ребре. Прочность шва обеспечена, так как $H/(2\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 214/[2 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 12 \cdot 16,65] = 0,85 < 1$.

В зоне крепления верхнего пояса консоли к колонне в полке колонны возникают растягивающие напряжения, направленные перпендикулярно плоскости полки, равные $H/(b_c t_{ef})$, где $t_{ef} = t_f + 2k_f$, t_f и b_c — толщина и ширина пояса консоли. Прочность полки колонны обеспечена, поскольку $H/(b_c t_{ef} R_{th}) = 214/(20 \cdot 2,3 \cdot 180) = 0,23 < 1$. Здесь $R_{th} = 0,5 R_u = 0,5 \cdot 36 = 18 \text{ кН/см}^2$ — расчетное сопротивление стали С255 в направлении толщины проката.

Усилие H передается с ребер на стенку колонны. Проверим прочность швов крепления ребер к стенке колонны. Расчетная длина швов $l_w = h - 2t_f - 2 \cdot 3 = 44 - 2 \cdot 1,8 - 6 = 34,4 \text{ см}$ (h и t_f — высота сечения и толщина полки колонны, 3 см — вырез в ребре);

$$H/(4\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) = 214/[4 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 34,4 \cdot 16,65] = 0,15 < 1.$$

Прочность швов обеспечена.

Проверка прочности стенки колонны на срез по граням крепления ребер:

$$H/(2l_r t_w R_s) = 214,2/(2 \cdot 34,4 \cdot 1,1 \cdot 0,58 \cdot 24) = 0,2 < 1.$$

Прочность стенки на срез обеспечена.

В стенке колонны на участке между ребрами помимо усилий M , N и Q , определенных при расчете рамы в сечении 5 элемента 5-9, действуют усилия H . Проверим прочность стенки колонны по приведенным напряжениям в месте примыкания консоли ($M = -57,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N = -200,2 \text{ кН}$, $Q = -19,13 \text{ кН}$)

$$= M h_w / (2 I_x) + N/A = 57,3 \cdot 10^2 (440 - 2 \cdot 1,8) / (2 \cdot 56072) + 20,2 / 157,38 = 2,19 \text{ кН}/\text{см}^2;$$

$$= (Q + H) / (t_w h_w) = (19,13 + 214,2) / [1,1(44 - 2 \cdot 1,8)] = 5,25 \text{ кН}/\text{см}^2;$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{2,19^2 + 3 \cdot 5,25^2} = 9,35 \text{ кН}/\text{см} \leq 1,15 R_y, \quad c = 1,15 \cdot 24 = 27,6 \text{ кН}/\text{см}^2.$$

Таким образом прочность узла обеспечена.

Пример 2.14. Запроектировать ступенчатую колонну по данным примера 2.7.

Надкрановую часть будем проектировать из прокатного профиля, подкрановую — составной, сплошностенчатой. Материал колонны — сталь С225 с $R_y = 24 \text{ кН}/\text{см}^2$ при $t = 10 \dots 20 \text{ мм}$ и $R_y = 23 \text{ кН}/\text{см}^2$ при $t \geq 20 \text{ мм}$. Сварка элементов — автоматическая и полуавтоматическая в среде углекислого газа; сварочная проволока Св-08Г2С.

Расчетные усилия примем по табл. 2.11. Для надкрановой части в сечении 11 (9-11) (см. рис. 2.23, б) $N_1 = -531,4 \text{ кН}$, $M_1 = 573,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Для подкрановой части сечение 1 (1-3) — $N_2 = -2141,6 \text{ кН}$, $M_2 = -789,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (момент догружает наружную ветвь), $Q = -143,4 \text{ кН}$; $N_3 = -1872,1$; $M_3 = 696,4$ (момент догружает подкрановую ветвь), $Q_3 = 25,9 \text{ кН}$. Соотношение жесткостей надкрановой и подкрановой частей колонны, принятые при расчете рамы, $EI_v/EI_n = 0,17$.

Определение расчетных длин колонны в плоскости рамы. Подкрановая часть — $l_{ef,x1} = l_1 (l_1 = H_n)$; надкрановая — $l_{ef,x2} = l_2 (l_2 = H_v)$. Коэффициенты расчетной длины l_1 и l_2 определим по табл. П6.3 в зависимости от параметров:

$$n = \frac{l_2 l_1}{I_1 l_2} = \frac{0,17 \cdot 9,0}{6,0} = 0,26 \quad \text{и} \quad \alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}} = \frac{6,0}{9,0} \sqrt{\frac{1}{0,17 \cdot 4,03}} = 0,8,$$

где $I_2 = I_v$, $I_1 = I_n$; $= (F_1 + F_2)/F_2 = 2104,58/522,94 = 4,03$; $(F_1 + F_2) = N_{max,5(3-6)}$ — наибольшее значение продольной силы в т. 6 подкрановой части колонны при сочетаниях 1, 2, 3, 6, 8; F_2 — значение продольной силы в т. 11 надкрановой части колонны при тех же сочетаниях нагрузок). В рассматриваемой раме верхний конец колонны закреплен только от поворота. По табл. П6.3 $l_1 = 1,93$, $l_2 = l_1 / l_1 = 1,93 / 0,8 = 2,4 < 3$; $l_{ef,x1} = 1,93 \cdot 9 = 17,37 \text{ м}$; $l_{ef,x2} = 6,0 \cdot 2,4 = 14,4 \text{ м}$.

Расчетные длины из плоскости рамы принимаем равными геометрическим в пределах участков между связями из плоскости рамы. Для надкрановой части $l_{ef,y2} = 6,0 - 1,65 = 4,35 \text{ м}$ ($1,65 \text{ м}$ — высота подкрановой балки на опоре). Для подкрановой части при наличии распорок между колоннами в середине их длин $l_{ef,y1} = 0,5 \cdot 9,0 = 4,5 \text{ м}$.

Подбор сечения надкрановой части колонны. Надкрановую часть колонны проектируем из широкополочного двутавра. Расчет выполняем по аналогии с примером 6.13[1]. Требуемая площадь сечения надкрановой части колонны при заданной высоте сечения $h_v = 50 \text{ см}$ равна: $A = N_1 / (\epsilon R_y c) = 531,4 / (0,152 \cdot 24 \cdot 1) = 145,6 \text{ см}^2$, где $\epsilon = 0,152$ при $m_{ef} = 1,25 M_1 / (N_1 \cdot 0,35 h) = 1,25 \cdot 572,9 \cdot 10^2 / (531,4 \cdot 0,35 \cdot 50) = 7,7$ и $\bar{\lambda}_x = l_{ef,x2} \sqrt{R_y / E} / (0,42 h) = 14,4 \cdot 10^2 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} / (0,42 \cdot 50) = 2,3$. По табл. П11.5[1] подбираем двутавр 50Ш2 (попытка принять двутавр 50Ш1 не увенчалась успехом, так как он не прошел по устойчивости) с характеристиками: $A = 176,6 \text{ см}^2$, $I_x = 75530 \text{ см}^4$, $W_x = 2967 \text{ см}^3$, $i_x = 20,26 \text{ см}$, $i_y = 6,69 \text{ см}$, $h = 489 \text{ мм}$, $t_w = 14,5 \text{ мм}$, $b_f = 300 \text{ мм}$, $t_f = 17,5 \text{ мм}$.

Определяем гибкости стержня надкрановой части колонны в плоскости и из плоскости рамы: $\lambda_x = l_{ef,x2}/i_x = 14,4 \cdot 10^2 / 20,26 = 71,7 < \bar{\lambda}_{lim} = 126$; $\bar{\lambda}_x = 2,43$; $\lambda_y = l_{ef,y2}/i_y = 4,35 \cdot 10^2 / 6,69 = 65$; $\bar{\lambda}_y = 2,22$.

Предельная гибкость $\lambda_{lim} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,9 = 126$, где $\alpha = N_f / (\varphi_e A R_y \gamma_c) = 531,4 / (0,139 \cdot 176,6 \cdot 24 \cdot 1) = 0,9$. Здесь $\varphi_e = 0,139$ (табл. П7.1 [1]) при $\bar{\lambda}_x = 2,43$; и $m_{ef} = 8,4$. $m_{ef} = \eta m = 1,31 \cdot 6,4 = 8,4$, где $\eta = 1,31$ (табл. П. 8 [1]) при $A_f/A_w = (30 \cdot 1,75) / [(48,9 - 2 \cdot 1,75) \cdot 1,45] = 0,8$ и $m = M_f A / (N_f W_x) = 572,9 \cdot 10^2 \cdot 176,6 / (531,4 \cdot 2967) = 6,4$.

Проверка устойчивости стержня колонны в плоскости действия момента: $\sigma = N_f / (\varphi_e A \times R_y \gamma_c) = 531,4 / (0,139 \cdot 176,6 \cdot 24) = 0,9 < 1$.

Проверка устойчивости стержня колонны из плоскости действия момента $\sigma = N_f / (c \varphi_y A \times R_y \gamma_c) = 531,4 / (0,197 \cdot 0,780 \cdot 176,6 \cdot 24) = 0,82 < 1$. Здесь $\varphi_y = 0,780$; $c = 0,197$. Коэффициент c вычислен в зависимости от значения относительного эксцентричеситета

$$m_x = \frac{M_x A}{NW} = \frac{413,05 \cdot 176,6}{531,4 \cdot 2967} = 4,63,$$

где $M_x = 2/3(573,9 - 93,35) + 93,35 = 413,05$ кН·м (93,35 кН·м — момент в сечении 9 элемента 9-11 надкрановой части колонны, вычисленный при том же сочетании нагрузок, что и $M = 573,9$ кН·м). $c = \beta / (1 + \alpha m_x) = 1 / (1 + 0,88 \cdot 4,63) = 0,197$. При $\alpha = 0,65 + 0,05$ $m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 4,63 = 0,88$, $\beta = 1$, так как

$$\lambda_y = 65 < \lambda_c = 3,14 \sqrt{E / R_y} = 3,14 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 92$$

Подбор сечения подкрановой части колонны. Для подкрановой части принимаем сплошное составное сечение с подкрановой ветвью из прокатного двутавра и наружной полкой из листа. Высота сечения колонны (расстояние от наружной грани до оси подкрановой ветви) $h = 1000$ мм (рис. 2.55). Для двутаврового сечения $r_x = 0,42h$; $\rho_e = 0,35h$. Тогда

$$\bar{\lambda}_x = (l_{ef,x1} / 0,42h) \sqrt{R_y / E} = (1737 / 0,42 \cdot 100) \sqrt{24 / 2,06 \cdot 10^4} = 1,4;$$

$m_x = M_2 / (N_2 / \rho_e) = 78920 / (2141,6 \cdot 0,35 \cdot 100) = 1,05$. В первом приближении принимаем $\eta = 1,5$ (для двутавра $\eta = 1,2 \dots 1,7$); $m_{ef} = m_x \eta = 1,05 \cdot 1,5 = 1,58$. По табл. П7.1[1] $\varphi_e = 0,51$. Требуемая площадь сечения по формуле (6.85) [1]

$$A_{req} = N_2 / (\varphi_e R_y \gamma_c) = 2141,6 / (0,51 \cdot 24 \cdot 1) = 175 \text{ см}^2.$$

Компоновка сечения. Высота стенки h_w : $h - t_f = 100 - 2 = 98$ см (предварительно принимаем $t_f = 2$ см). Предельная гибкость стенки (табл. 27*[7]) при $\bar{\lambda} < 2$ $\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}^2 = 1,3 + 0,15 \cdot 1,4^2 = 1,59$. Из условия местной устойчивости стенки $\bar{\lambda}_w = (h_w / t_w) \sqrt{R_y / E} \leq \bar{\lambda}_{uw} = 1,59$. Тогда $t_w \geq (h_w / \bar{\lambda}_{uw}) \sqrt{R_y / E} = (98 / 1,59) \sqrt{24 / 2,06 \cdot 10^4} = 2,1$ см. Поскольку сечение со столь толстой стенкой не экономично, принимаем $t_w = 8$ мм ($h_w / t_w = 80 \dots 120$), предполагая при этом, что стенка потеряет местную устойчивость (см. рис. 6.18[1]), и включаем в расчетную площадь сечения колонны два крайних участка стенки шириной $h_l \approx 0,4t_w \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E / R_y} = 0,4 \cdot 0,8 \cdot 1,59 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 15$ см. Требуемая суммарная площадь полок равна: $A_{req} - 2t_w h_l = 175 - 2 \cdot 15 \cdot 0,8 = 151 \text{ см}^2$. Принимаем подкрановую ветвь из I40B1 (табл. П11.6[1]) с геометрическими характеристиками: $A = 72,16 \text{ см}^2$; $J_x = 20020 \text{ см}^4$; $i_x = 16,66 \text{ см}$; $J_y = 1446,9 \text{ см}^4$; $t_w = 7 \text{ мм}$; $t_f = 11 \text{ мм}$; $b = 199 \text{ мм}$.

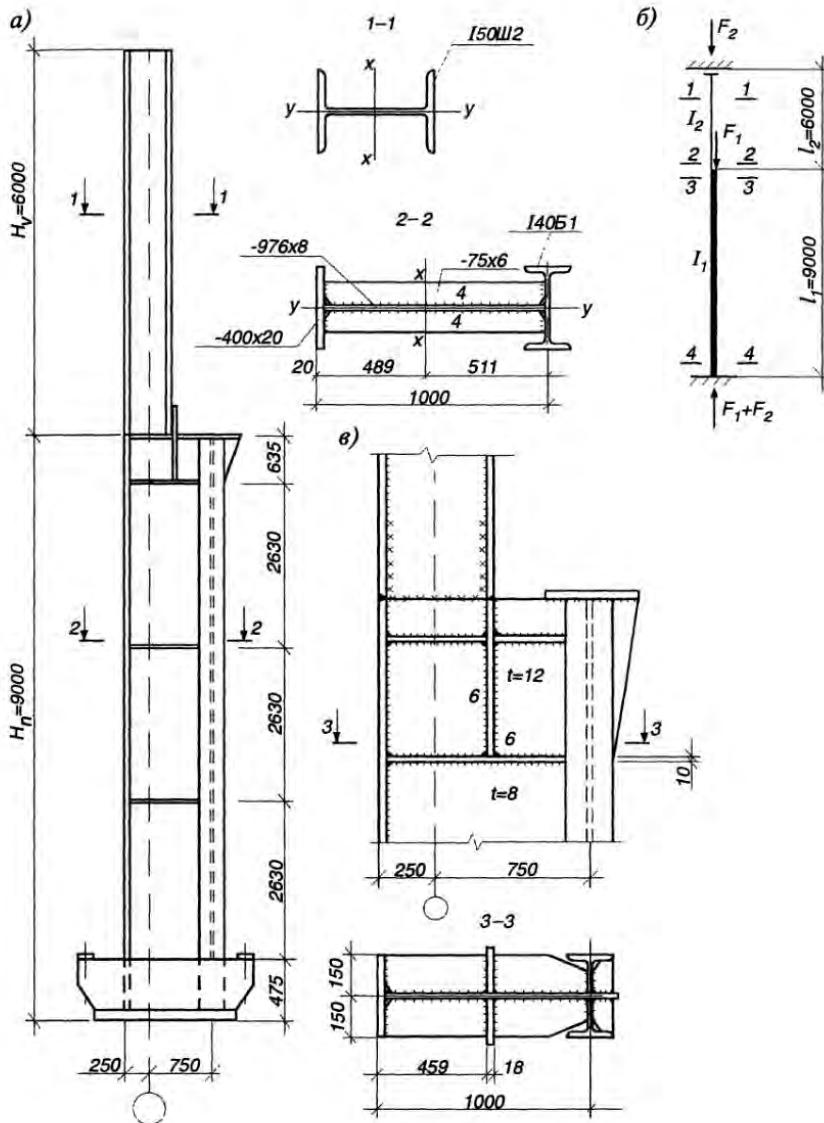


Рис. 2.55. К примеру 2.14

Для наружной полки принимаем лист 20х400 мм. Местная устойчивость полки обеспечена, так как $b_{ef}/t_f = (40-0,8)/(2 \cdot 2) = 9,8 < (0,36 + 0,1\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y} = (0,36 + 0,1 \cdot 1,4) \times \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 14,6$ (6.38[1]).

Геометрические характеристики принятого сечения: $h_w = 97,65$ см; $A = 230,3$ см²; расстояние от наружной грани колонны до центра тяжести $y = 48,9$ см; $J_x = 435700$ см⁴; $i_x = 43,5$ см; моменты сопротивления для наружной полки $W_{x1} = 8910$ см³; для подкрановой ветви $W_{x2} = 7140$ см³; ядровые расстояния $\rho_{x1} = 38,7$ см; $\rho_{x2} = 31$ см; $J_t = 30690$ см⁴; $i_y = 11,5$ см; $\lambda_x = 40$; $\bar{\lambda}_x = 1,37$; $\lambda_y = 39$.

Поскольку ранее принятое значение $\bar{\lambda}_x = 1,4$ почти не отличается от полученного значения, предельная гибкость стенки не изменится и значение h_I останется прежним.

Расчетная площадь сечения с учетом исключения из работы части стенки составляет $A_{red} = 80 + 72,16 + 0,8 \cdot 15 \cdot 2 = 176,16$ см².

Проверим устойчивость подкрановой части колонны в плоскости рамы на две комбинации усилий (см. исходные данные).

Первая комбинация (момент додгружает наружную полку): $m_x = M_2/(N_2 \rho_{x1}) = 78920/(2141,6 \cdot 38,7) = 0,95$. Значение η определяем по табл.П8[1] для типа сечения 2: $A_f/A_w = 1$; при $m < 5$ $\eta = (1,9 - 0,1 \cdot 0,95) - 0,02(6 - 0,95)1,37 = 1,66$; $m_{ef} = 1,66 \cdot 0,95 = 1,58$. По табл.П7.1[1] $\varphi_e = 0,51$ $N_2 / (\varphi_e A R_y) = 2141,6 / (0,51 \cdot 24 \cdot 176,16) = 0,99 < 1$. Устойчивость обеспечена.

Вторая комбинация (момент додгружает подкрановую ветвь): $m_x = M_3 / (N_3 \rho_{x2}) = 69640 / (1872 \cdot 31) = 1,2$; $A_f / A_w = 0,92$. Значение η определяем по табл.П8[1] для типа сечения 4. Выполнив интерполяцию между значениями η при $A_f / A_w = 1$ и $A_f / A_w = 0,5$, получим $\eta = -1,62$; $m_{ef} = 1,94$; $\varphi_e = 0,458$; $N_3 / (\varphi_e A R_y) = 1872 / (0,458 \cdot 24 \cdot 176,16) = 0,95 < 1$. Устойчивость обеспечена.

Проверка устойчивости из плоскости рамы. Максимальный момент в средней трети подкрановой части $M_x = 2/3(789,2 - 153,87) + 153,87 = 577,42$ (153,87 кН·м — момент в сечении 3 элемента 1-3, вычисленный при том же сочетании нагрузок, что и $M = 789,2$ кН·м в сечении 1), $m_x = M_x / (N_2 \rho_{x1}) = 57742 / (2141,6 \cdot 38,7) = 0,69$; по п.5.31[7] при $m_x < 5$ $c = \beta / (1 + \alpha m_x) = 1 / (1 + 0,7 \cdot 0,69) = 0,67$. Здесь $\alpha = 0,7$; $\beta = 1$ (табл. 10[7]). По табл.П6[1] при $\lambda_y = 39$ $\varphi_y = 0,898$. $N_2 / (\varphi_y A R_y) = 2141,6 / (0,67 \cdot 0,898 \cdot 176,16 \cdot 24) = 0,84 < 1$. Устойчивость обеспечена. При проверке устойчивости из плоскости действия момента мы в запас устойчивости приняли площадь сечения с выключенной из работы частью стенки. Если проверка устойчивости по этой формуле не будет выполняться, вы можете уточнить расчет по п.7.16[7].

Поскольку $h_w / t_w = 97,65 / 0,8 = 122 > 2,3 \sqrt{E/R_y} = 67,4$, то стенку колонны необходимо укрепить поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии (2,5...3) h_w . Устанавливаем ребра на равных расстояниях с шагом 2630 мм (см. рис.2.55). Размеры ребер: $b_h = h_w / 30 + 40 = 976 / 30 + 40 = 72,5$ мм. Принимаем $b_h = 75$ мм; $t_s = 2b_h \sqrt{R_y / E} = 6$ мм.

Расчет и конструирование подкрановой траверсы (см. рис.2.55). Высоту стенки траверсы принимаем равной 600 мм, что соответствует рекомендациям $h_{tr} = (0,5...0,8) b_h$.

Толщину стенки определим из условия прочности на смятие: $t_{tr} = D_{max} / (l_{ef} R_p \gamma_c) = 1657,63 / (42 \cdot 36 \cdot 1) = 1,1$ см, где $D_{max} = 1657,63$ кН — давление мостовых кранов; $l_{ef} = b_d + 2t = 36 + 2 \cdot 3 = 42$ см — длина сминаемой поверхности ($b_d = 36$ см — ширина опорного ребра подкрановой балки; $t = 3$ см — толщина опорного листа подкрановой ступени); $R_p = 36$ кН/см². Принимаем $t_{tr} = 12$ мм.

Наружную полку соединим встык прямым швом, внутреннюю накладкой из листа 340х18 мм. Усилие во внутренней полке $F_B = N_4 / 2 + M_4 / (b_B - t_f) = 542,9 / 2 +$

$+116,7/(0,489-0,0175)=518,96$ кН. Длина нахлестки накладки при $k_f = 6$ мм (сварка ручная, электроды Э42): $I_{H1}=F_B/(2 \cdot k_f \cdot R_{wf})+1=518,9/(2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 18,0 \cdot 1 \cdot 1)+1,0=35,3$ см.

Усилия в сечении 5 (5-9): $N_4 = -542,9$ кН, $M_4 = 116,5$ кН·м; $N_5 = -560,34$ кН; $M_5 = -206,89$ кН·м; $I_{H2}=F_B/(2 \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot y_{wz} \cdot c)+1=518,96/(2 \cdot 0,6 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1)+1=27$ см. Здесь $R_{wf} = 18,0$ кН/см², $R_{wz} = 0,45$, $R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ кН/см². Принимаем $I_H = 360$ мм.

Усилие в наружной полке $F_H = N_5/2 + M_5/(b_B - t_f) = 560,34/2 + 206,89/(0,489 - 0,0175) = 719$ кН. Напряжение встыковом шве (сварка ручная, электроды Э42) $F_H/(t_f \cdot l_w \cdot R_{wy}) = 719 / [1,8(30 - 2(1,8)24)] = 0,63 < 1$.

Поскольку $\beta_z R_{wz} < \beta_f R_{wf}$, расчет угловых швов проводим по металлу границы сплавления.

Вычисляем катеты угловых швов, соединяющих накладку со стенкой траверсы: $k_f = F_B / (4\beta_z l_w R_{wz} y_{wz} y_c) = 518,96 / (4 \cdot 1,05 \cdot 59 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1) = 0,13$ см. Принимаем $k_f = 6$ мм.

Для сопряжения стенки траверсы с подкрановой ветвью: $k_f = D_{max} / (4\beta_w l_w R_{wz} y_{wz} y_c) = 1657,63 / (4 \cdot 1,05 \cdot 59 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1) = 0,40$ см ($l_w = 60 - 1 = 59$ — расчетная длина шва). Принимаем $k_f = 6$ мм.

2.6. Подкрановые конструкции

2.6.1. Общая характеристика подкрановых конструкций

Основным видом подъемно-транспортного оборудования, обслуживающего технологический процесс, являются мостовые опорные и подвесные краны.

Подкрановые конструкции обеспечивают передвижение кранов, воспринимают и передают на каркас здания крановые нагрузки. Кроме того, являясь элементами каркаса, подкрановые конструкции обеспечивают горизонтальную связь колонн из плоскости рамы, передачу на вертикальные связи между колоннами продольных усилий от торможения кранов, ветровых нагрузок на торцы здания, сейсмических и других воздействий.

В отдельных случаях подкрановые конструкции воспринимают также нагрузки от опирающихся на них строительных и технологических конструкций (стропильные фермы, стойки фахверка, технологические и ремонтные площадки, промышленные коммуникации и т.д.).

Подкрановые конструкции под мостовые опорные краны состоят из подкрановых балок или ферм 1, воспринимающих вертикальные нагрузки от кранов; тормозных балок (ферм) 2, воспринимающих поперечные горизонтальные воздействия; узлов крепления подкрановых конструкций, передающих крановые воздействия на колонны; крановых рельсов 3 с элементами их крепления; связей 4, обеспечивающих жесткость и неизменяемость подкрановых конструкций и упоров (рис. 2.56).

Основные несущие элементы подкрановых конструкций — подкрановые балки могут иметь различную конструктивную форму. Наиболее часто применяют сплошные подкрановые балки как разрезные (рис. 2.57, а), так и неразрезные (рис. 2.57, б).

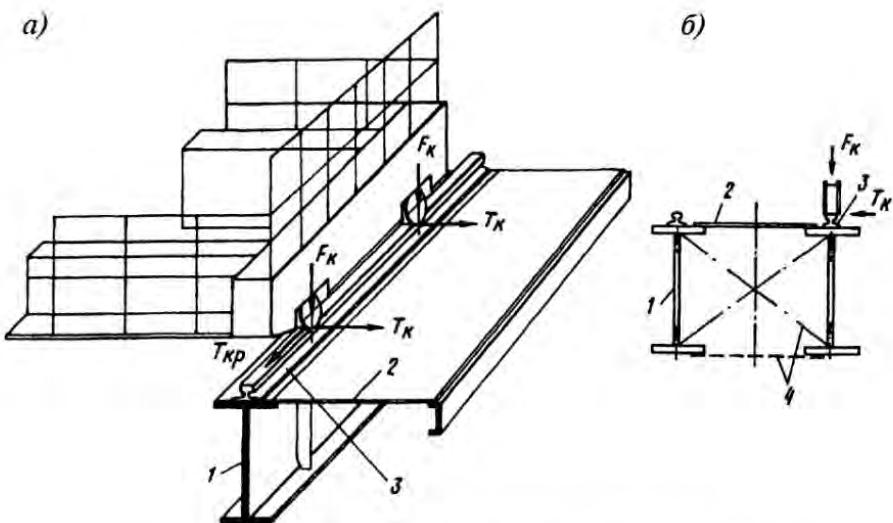


Рис. 2.56. Краны и подкрановые конструкции:

a — схема крановых нагрузок; *б* — состав подкрановых конструкций; 1 — подкрановая балка; 2 — тормозной лист; 3 — крановый рельс; 4 — связи

Разрезные подкрановые балки проще в монтаже, нечувствительны к осадке опор, однако имеют повышенный расход стали.

Неразрезные балки на 12...15 % экономичнее по расходу металла, но более трудоемки при монтаже из-за устройства монтажных стыков. Кроме того, при осадке опор в них возникают дополнительные напряжения. Упругую осадку опор можно оценить коэффициентом $c = \Delta EI / l^3$, где Δ — перемещение опоры от единичной силы (с учетом осадки фундамента); EI — жесткость подкрановой балки; l — пролет балки.

При $c > 0,05$ неразрезные балки применять не рекомендуется.

При легких кранах $Q \leq 30$ т и больших шагах колонн целесообразны решетчатые подкрановые балки с жестким верхним поясом (рис. 2.57, *в*). Их применение позволяет на 15...20 % снизить расход стали по сравнению с разрезными сплошными балками. Недостаток решетчатых балок — повышенная трудоемкость изготовления и монтажа и более низкая долговечность при кранах особого режима¹ работы.

При больших пролетах (шаг колонн 24 м и более) и кранах большой грузоподъемности применяют подкраново-подстропильные фермы, объединяющие в себе подкрановую балку и подстропильную ферму (рис. 2.57, *г*). Экономичность таких конструкций возрастает с увеличением

¹ К кранам особого режима работы относятся краны режима 7К и 8К.

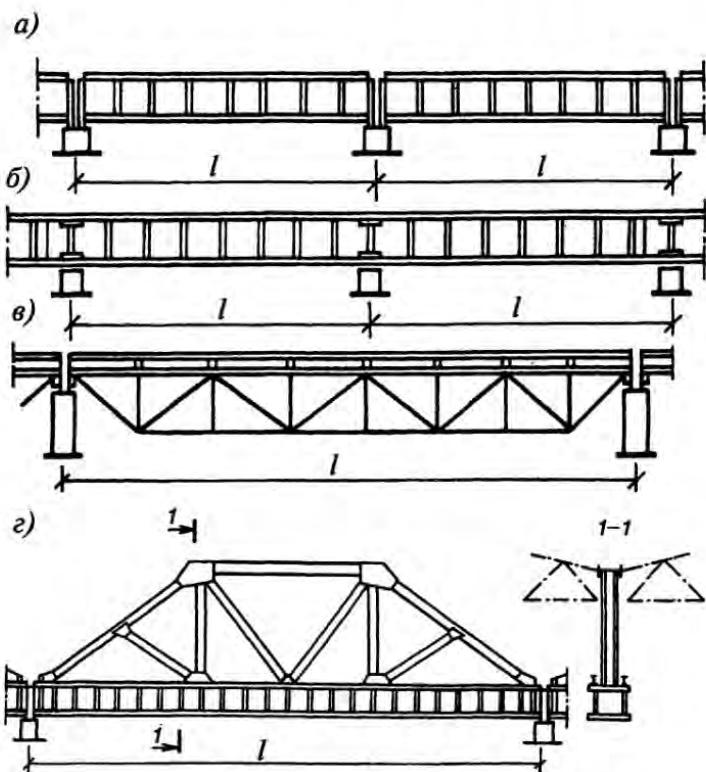


Рис. 2.57. Типы подкрановых конструкций:

а — разрезные балки; б — неразрезные балки; в — фермы; г — подкраново-подстропильные фермы

шага колонн и составляет 4...6 % при шаге колонн 24 м и 12...16 % при шаге 36 м. Однако такие фермы сложны в изготовлении и монтаже.

Подвесные краны (кран-балки) имеют, как правило, небольшую грузоподъемность (до 5 т) и перемещаются по путям, прикрепляемым к конструкциям покрытия или перекрытия. Применяют двух-, трех- и многоопорные краны. Катки крана перемещаются непосредственно по нижним поясам балок путей (рис. 2.58). Основным видом путей являются прокатные (из двутавров типа М) и составные балки, устанавливаемые по разрезной или неразрезной схеме. При пролете путей 12 м возможно применение перфорированных балок [1]. Для уменьшения изгибающих моментов в балках могут устанавливаться дополнительные подвески (рис. 2.59).

Для ремонта оборудования и для вспомогательных операций здания оборудуют вспомогательными тельферами, перемещающимися по монорельсовым путям из прокатных двутавров.

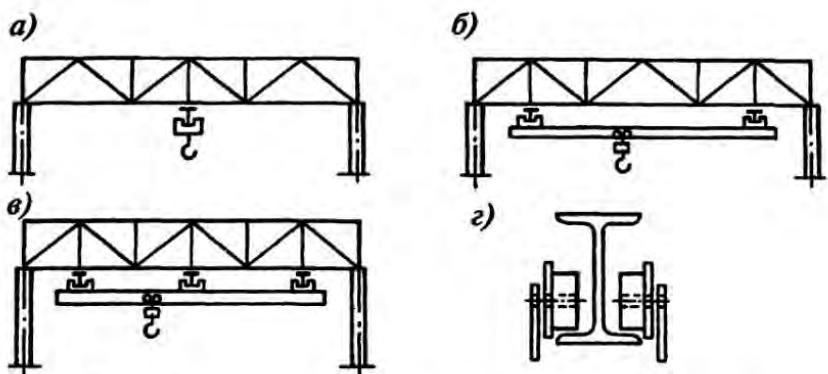


Рис. 2.58. Подвесное подъемно-транспортное оборудование:

а — тельфер; б — двухпорный кран; в — трехпорный кран; г — опирание катков на балку

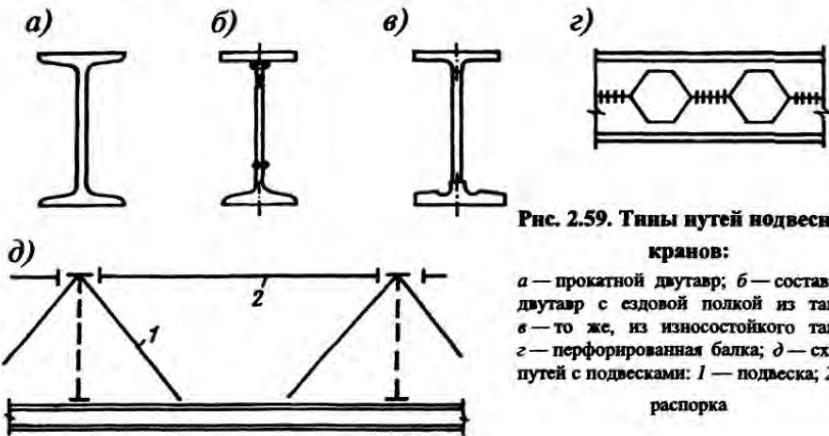


Рис. 2.59. Типы путей подвесных кранов:

а — прокатной двутавр; б — составной двутавр с ездовой полкой из тавра; в — то же, из износостойкого тавра; г — перфорированная балка; д — схема путей с подвесками: 1 — подвеска; 2 — распорка

При необходимости обслуживания узких зон помещения вдоль колонн в зданиях устанавливают подвижные консольные краны. Для перемещения консольных кранов устанавливают три балки: одну — для восприятия вертикальной нагрузки, две — горизонтальной (рис. 2.60).

2.6.2. Нагрузки

Нагрузки от крана передаются на подкрановую конструкцию через колеса (катки) крана. В зависимости от грузоподъемности крана с каждой стороны моста могут быть два, четыре катка и более (рис. 2.61, а, б).

Подкрановые конструкции рассчитывают, как правило, на нагрузки от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности (рис. 2.61, в) с тележками, приближенными к одному из рядов колонн, т.е. в положении

нии, при котором на подкрановые конструкции действуют наибольшие вертикальные силы. Одновременно на балки воздействуют максимальные поперечные горизонтальные усилия.

Расчетные значения вертикальных и горизонтальных сил определяются по формулам:

$$F_k = k_1 \gamma_f F_{kn}; \quad T_k = k_2 \gamma_f T_{kn}, \quad (2.58)$$

где k_1 — коэффициент динаминости, учитывающий ударный характер нагрузки при движении крана по неров-

ностям пути и на стыках рельсов. Коэффициент динаминости k_1 принимают равным: при шаге колонн не более 12 м: 1,2 — для группы режима работы 8К, 1,1 — для групп режимов работы 6К и 7К, а также для всех подвесных кранов. При шаге колонн более 12 м — 1,1 для группы режима 8К. Коэффициент k_2 принимают равным 1,1 при кранах режима 8К. Во всех остальных случаях коэффициент динаминости принимают равным 1; $\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке; F_{kn} — максимальное вертикальное усилие на катке крана (см. П 3.3); T_{kn} — горизонтальное поперечное усилие на колесе крана. При расчете поперечной рамы T_{kn} определяли как усилие, возникающее от торможения тележки по формуле (2.36). Это же усилие принимают при расчете балок при кранах режима работы 1К — 6К.

При расчетах подкрановых конструкций под краны особого режима работы учитывают горизонтальную нагрузку, вызываемую перекосом крана, поэтому силу T_{kn} определяют по формуле

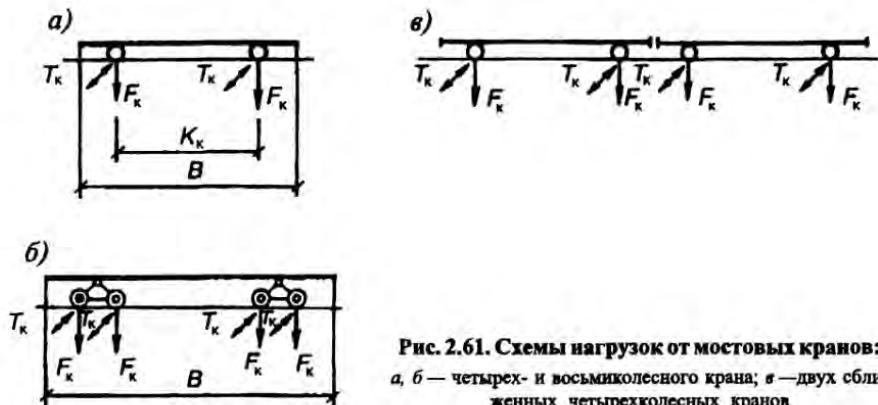


Рис. 2.61. Схемы нагрузок от мостовых кранов:
а, б — четырех- и восьмиколесного крана; в — двух сближенных четырехколесных кранов

$$T_{kn} = 0,1F_{kn}. \quad (2.59)$$

Поскольку усталостное разрушение возникает в результате действия не максимальной, а многократно повторяющейся нагрузки, при расчете конструкций на выносливость принимают наиболее часто действующие нагрузки, которые определяют умножением нормативных нагрузок на понижающий коэффициент, зависящий от режима работы кранов: 0,5 — при кранах режимов работы 4К — 6К; 0,6 — 7К; 0,7 — 8К.

Проверку жесткости подкрановых балок выполняют на нагрузку от одного крана с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$ и без учета коэффициента динамичности.

Тормозные балки, используемые как площадки для обслуживания и ремонта крановых путей, рассчитывают на временную нагрузку, принятую по техническому заданию.

Собственный вес подкрановых конструкций принимают по справочным данным. Приближенно влияние собственного веса подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозных балках можно учесть умножением расчетных усилий от вертикальной крановой нагрузки на коэффициент α , равный: для балок пролетом 6 м — 1,03; 12 м — 1,05; 18 м — 1,08.

2.6.3 Особенности действительной работы подкрановых конструкций

Работа подкрановых конструкций в условиях эксплуатации весьма сложна и существенно отличается от работы обычных балочных конструкций. Это обусловлено спецификой нагрузки, характером ее приложения и отличием реальной и расчетной схем конструкции.

Сосредоточенная вертикальная крановая нагрузка, достигающая больших величин (600...800 кН), прикладывается в любой точке по длине балки и приводит к появлению в стенке сложного напряженного состояния при высоком уровне напряжений.

Вследствие внецентренного приложения вертикальной нагрузки (при случайных смещениях рельса с оси подкрановой балки) и поперечных горизонтальных сил, приложенных в уровне головки рельса, на верхний пояс балки действует дополнительный крутящий момент, вызывающий изгиб стенки.

Вертикальные и боковые воздействия кранов носят динамический характер и часто сопровождаются рывками и ударами. Этому способствуют

неровности кранового пути и перепады в стыках рельсов. Все это приводит к появлению в подкрановых конструкциях повреждений в виде усталостных трещин, расстройства соединений, ослабления узлов и нарушает нормальную эксплуатацию.

В наиболее тяжелых условиях работают подкрановые конструкции в зданиях, где эксплуатируются краны особого режима работы. Они отличаются высоким уровнем силовых воздействий и большим числом циклов загружения (2×10^6 и более).

Нормы проектирования относят подкрановые конструкции к 1-й группе конструкций и регламентируют ряд специфических требований, которые необходимо учитывать при их проектировании. Кроме того, для повышения долговечности подкрановых конструкций следует применять конструктивные решения, отвечающие действительным условиям работы, максимально снижать концентрацию напряжений, повысить качество изготовления и монтажа и обеспечить постоянный надзор за состоянием конструкций в условиях эксплуатации.

2.6.4. Конструктивные решения подкрановых балок

Типы сечения подкрановых балок зависят от нагрузки, пролета и режима работы кранов. При пролете до 6 м и кранах малой грузоподъемности (до 10 т) для балок можно использовать прокатные двутавры типа III. При большей грузоподъемности (до 50 т) при кранах режима работы 1К — 5К также можно применять прокатные двутавры, но для восприятия горизонтальных поперечных нагрузок их необходимо усилить листом или уголками (рис. 2.62, а), либо принять несимметричное сварное сечение с усиленным верхним поясом (рис. 2.62, б).

Для больших пролетов и грузоподъемностей кранов применяют сварные двутавровые балки с горизонтальной тормозной конструкцией (рис. 2.62, в). При кранах грузоподъемностью до 50 т рациональны балки составного сечения из широкополосочных тавров с тонкой стенкой - вставкой (рис. 2.62, г).

Для снижения расхода стали сварные балки иногда проектируют из двух марок стали: стенку — из низкоуглеродистой, пояса — из низколегированной [1].

Высокая интенсивность работы кранов особого режима работы часто приводит к появлению повреждений в верхней зоне стенки подкрановых балок. В таких балках для снижения уровня местных напряжений в стенке, возникающих от внецентренного приложения крановой нагрузки,

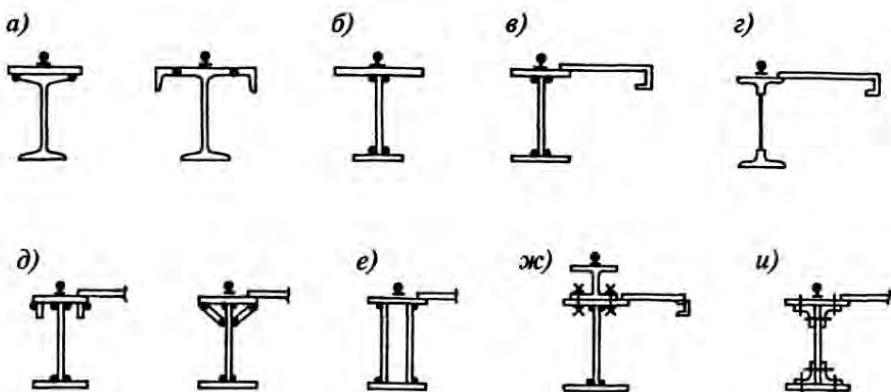


Рис. 2.62. Типы сечений сплошных подкрановых балок:

a — прокатные двутавры; *б* — несимметричный составной двутавр; *в* — симметричный составной двутавр с тормозной конструкцией; *г* — составное сечение с поясами из тавров; *д* — то же, с усиленным верхним поясом; *е* — двухстенчатое сечение; *ж* — сечение со сменной верхней частью; *и* — двутавровое клепаное сечение

целесообразно увеличить крутильную жесткость верхнего пояса путем постановки вертикальных или наклонных элементов (ламелей) (рис. 2.62, *д*) или использовать двухстенчатые сечения (рис. 2.62, *е*). Применение под краны особого режима работы балок из широкополочных тавров (рис. 2.62, *г*) также позволяет повысить их долговечность, поскольку в этом случае сварной шов, являющийся концентратором напряжений и источником остаточных сварочных напряжений, переносится в менее напряженную зону стенки.

Повышенной долговечностью отличается также решение подкрановых балок со сменной верхней частью из широкополочного двутавра, прикрепляемой на высокопрочных болтах (рис. 2.62, *ж*).

Клепанные балки тяжелее сварных и более трудоемки в изготовлении. Однако благодаря более высокой долговечности их применяют в зданиях заводов черной металлургии с кранами особого режима работы. Возможно применение балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах.

При пролете балок до 12 м и кранах режимов работы 1К — 6К грузоподъемностью до 50 т для восприятия горизонтальных поперечных сил достаточно развить сечение верхнего пояса (см. рис. 2.62, *а*, *б*). При больших пролетах балок и для кранов грузоподъемностью 50 т и более устанавливают специальные тормозные конструкции, тормозные балки или фермы. Фермы экономичнее по расходу стали, но сложнее в изготовлении и

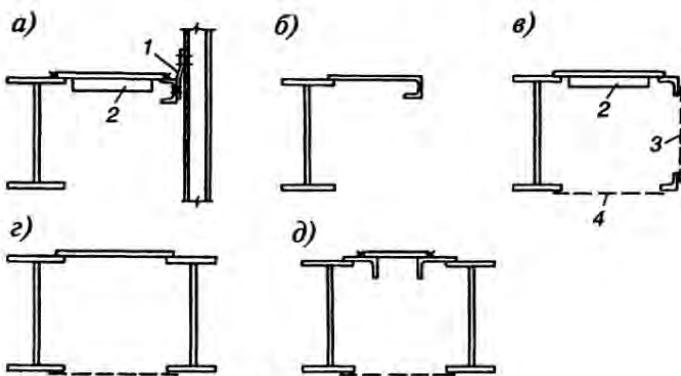


Рис. 2.63. Тормозные балки:

a, б, в — по крайним рядам; *г, д* — по средним рядам: *1* — листовой шарнир; *2* — ребро жесткости, *3* — вспомогательная ферма, *4* — связевая ферма

монтаже, поэтому при ширине тормозных конструкций (расстояние от оси балки до наружной грани тормозной конструкции на крайних рядах или до оси смежной балки на средних рядах) до 1,25 м обычно применяют тормозные балки со стенкой из рифленого листа толщиной 6—8 мм (рис. 2.63). Применяют также тормозные балки, выполненные из гнутого листа (рис. 2.63, б). Для крайних рядов поясами тормозной балки являются верхний пояс подкрановой балки и окаймляющий швеллер или пояс вспомогательной фермы. При пролете балок 12 м наружный пояс крепят к стойке фахверка. Для того чтобы горизонтальные смещения балок не передавались на стену здания, это крепление выполняют с помощью листового шарнира (рис. 2.63, а). По средним рядам поясами тормозной балки являются верхние пояса балок смежных пролетов (рис. 2.63, г, д).

Листы тормозных балок приваривают к поясам сплошным швом с подваркой с нижней стороны или крепят на высокопрочных болтах. Для обеспечения местной устойчивости и предотвращения случайных прогибов тормозные листы снизу укрепляют ребрами жесткости.

При ширине тормозных конструкций более 1,25 м целесообразно применение тормозных ферм (рис. 2.64). Для обеспечения большей компактности узлов допускается центрировать элементы решетки на кромку пояса балки.

В зданиях с кранами особого режима работы по тормозным конструкциям устраивают проходы для обслуживания путей и кранов. Чтобы избежать чрезмерных колебаний по нижним поясам балок устанавливают легкие связевые вспомогательные фермы.

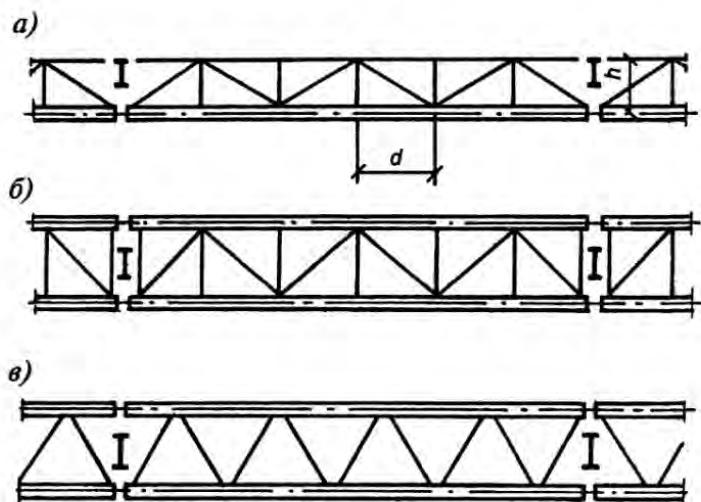


Рис. 2.64. Схемы тормозных и связевых ферм:

а — тормозная ферма по краиному ряду; б — то же, по среднему ряду; в — связевая ферма по нижним поясам балок

2.6.5. Расчет подкрановых балок

Расчет подкрановых балок во многом аналогичен расчету обычных балок. Однако подвижная нагрузка, вызывающая большие местные напряжения под катками крана, воздействие не только вертикальных, но и горизонтальных боковых сил, динамичность нагрузки и многократность ее приложения приводят к тому, что расчет подкрановых балок имеет особенности.

Общие положения по расчету балок рассмотрены в гл. 5 [1]. Ниже показаны особенности расчета подкрановых балок, связанные со спецификой их работы.

Расчетные усилия (наибольшие изгибающие моменты и поперечные силы) в подкрановых балках находят от нагрузки двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности. Так как нагрузка подвижная, то сначала нужно найти такое положение ее, при котором расчетные усилия в балке будут наибольшими. Наибольший изгибающий момент в разрезной балке от заданной системы сил возникает, когда равнодействующая всех сил, находящихся на балке, и ближайшая к ней сила равно удалены от середины пролета балки (рис. 2.65, а); при этом наибольший изгибающий момент M_{\max} будет находиться под силой, ближайшей к середине пролета балки (правило Винклера).

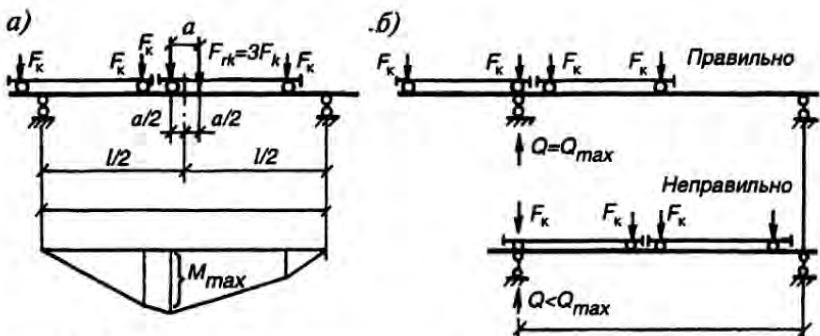


Рис. 2.65. К определению расчетных усилий в разрезных подкрановых балках:
а — наибольший изгибающий момент; б — наибольшая поперечная сила

Поскольку сечение с наибольшим моментом расположено близко к середине пролета балки, значение M_{\max} можно определить, пользуясь линией влияния момента в середине пролета. Погрешность не превышает 1...2 %.

Наибольшая поперечная сила Q_{\max} в разрезной балке будет при таком положении нагрузки, когда одна из сил находится непосредственно у опоры, а остальные расположены как можно ближе к этой же опоре (рис. 2.65, б).

В неразрезных балках наибольшие усилия определяют загружением линий влияния, построенных для опорных и промежуточных сечений.

Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы от вертикальной нагрузки определяют по формулам:

$$M_x = \alpha \psi \sum F_{ki} y_{i,M}; \quad Q_x = \alpha \psi \sum F_{ki} y_{i,Q}, \quad (2.60)$$

где ψ — коэффициент сочетания (см. п. 2.6.2); $y_{i,M}$ и $y_{i,Q}$ — ординаты линий влияния момента и поперечной силы; α — коэффициент, учитывающий влияние веса балки (см. п. 2.6.2).

Расчетный изгибающий момент M_y и поперечную силу Q_y от горизонтальной поперечной нагрузки находят при том же положении кранов

$$M_y = \psi \sum T_{ki} y_{i,M}; \quad Q_y = \psi \sum T_{ki} y_{i,Q}. \quad (2.61)$$

При расчете балок условно принимают, что вертикальная нагрузка воспринимается только сечением подкрановой балки (без учета тормозной конструкции), а горизонтальная — только тормозной балкой, в состав которой входят верхний пояс подкрановой балки, тормозной лист и окаймляющий его элемент (или верхний пояс смежной подкрановой бал-

ки). Таким образом, верхний пояс балки работает как на вертикальную, так и на горизонтальную нагрузку, и максимальные напряжения в точке А (рис. 2.66) можно определить по формуле:

$$\sigma_A = \frac{M_x}{W_{x,A}} + \frac{M_y}{W_{y,A}} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.62)$$

соответственно в нижнем поясе

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.63)$$

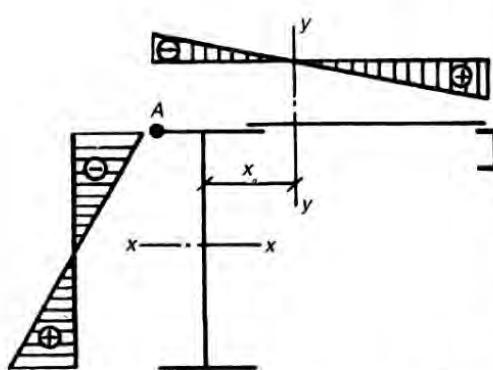


Рис. 2.66. К расчету подкрановых балок

Из условия общей прочности определяют требуемый момент сопротивления. Влияние горизонтальных поперечных нагрузок на напряжение в верхнем поясе подкрановых балок можно учесть коэффициентом β и представить формулу (2.62) в виде:

$$\sigma_x = \frac{M_x \beta}{W_x} \leq R_y \gamma_c. \quad (2.64)$$

Коэффициент β

$$\beta = 1 + \frac{M_y W_x}{M_x W_y} \approx 1 + 2 \frac{M_y h_b}{M_x h_t}. \quad (2.65)$$

Ширину сечения тормозной конструкции h_t , при компоновке рамы принимают $h_t \approx h_n$; высоту балки h_b задают в пределах $(1/6 \dots 1/10)/$ (большие значения принимают при большей грузоподъемности крана).

Из формулы (2.64) определяем требуемый момент сопротивления $W_{x,req} = \frac{M_x \beta}{R_y \gamma_c}$.

где $W_{x,A}$ — момент сопротивления верхнего пояса; W_x — тоже, нижнего пояса; $W_{y,A} = I_y / x_A$ — момент сопротивления тормозной балки для крайней точки верхнего пояса (точка А), при отсутствии тормозных конструкций момент сопротивления верхнего пояса относительно вертикальной оси.

Подбор сечений подкрановых балок выполняют в том же порядке, что и обычных балок.

Оптимальную высоту балки и толщину стенки устанавливаем аналогично изложенному в гл. 5 [1].

При определении минимальной высоты необходимо учесть, что жесткость подкрановых балок проверяют на нагрузку от одного крана, поэтому предварительно (по линии влияния или по правилу Винклера) находят максимальный момент от загружения балки одним краном M_{xn} при коэффициенте $\gamma_f = 1,0$.

Из условия полного использования материала балки при загружении расчетной нагрузкой h_{min} определяют по формуле:

$$h_{min} = \frac{5\gamma_c R_y I}{24\beta E} \left[\frac{l}{f} \right] \frac{M_{xn}}{M_x}, \quad (2.66)$$

где f/l — максимальный относительный регламентируемый нормами прогиб подкрановых конструкций.

Окончательно высоту балки принимают с учетом ширины листов (с припуском для строжки кромок) или в целях унификации конструкций — кратно 100 мм. Определив требуемую площадь полки, назначают ее размеры из условий местной устойчивости при упругой работе и возможности размещения рельса с креплениями.

После компоновки проводят все проверки принятого сечения.

Если тормозная конструкция выполнена в виде фермы, то верхний пояс балки помимо напряжения от изгиба в вертикальной плоскости воспринимает осевое усилие $N_x = M_y / h_f$ (h_f — высота тормозной фермы) от работы его в составе фермы и местный момент $M_{loc,y} = 0,9 \frac{T_k d}{4}$ (d — расстояние между узлами тормозной фермы, см. рис. 2.64) от внеузлового приложения сил T_k (коэффициент 0,9 учитывает неразрезность пояса в узлах). Устойчивость верхнего пояса из плоскости балки можно проверить по приближенной формуле:

$$\sigma = \left(\frac{M_x}{W_{x,A}} + \frac{N}{A_f} \right) \frac{1}{\varphi} + \frac{M_{loc,y}}{W_{y,A}} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.67)$$

где $W_{x,A}$ — момент сопротивления балки; $W_{y,A}$ — момент сопротивления пояса относительно вертикальной оси; A_f — площадь сечения пояса. Все геометрические характеристики принимают без учета ослабления сечения. Значение коэффициента φ определяют по гибкости верхнего пояса относительно вертикальной оси балки при расчетной длине пояса, равной d .

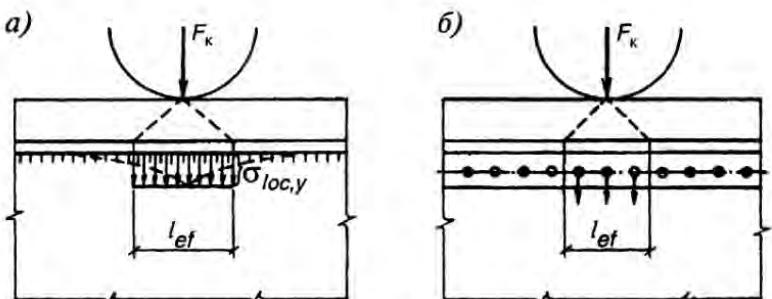


Рис. 2.67. Местные напряжения в стенке подкрановой балки под колесом крана:
а — в сварной балке; б — в клепаной балке

Если сечение пояса сильно ослаблено отверстиями, то решающей будет проверка прочности, выполняемая по формуле (2.67), но при $\varphi = 1$ и геометрических характеристиках нетто.

Касательные напряжения в стенке подкрановых балок определяют так же, как и в обычных балках [1].

Действующая на балку сосредоточенная нагрузка от колеса крана распределяется рельсом и поясом на некоторый участок стенки, и в ней возникают местные нормальные напряжения $\sigma_{loc,y}$ (рис. 2.67). Действительную эпюру распределения этих напряжений (пунктирная линия) можно заменить равновеликой (сплошная линия) из условия равенства их максимальных значений. Прочность стенки на действие максимальных местных напряжений проверяют по формуле:

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F_k}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.68)$$

где F_k — расчетная нагрузка на колесе крана без учета динамичности; γ_{f1} — коэффициент увеличения нагрузки на колесе, учитывающий возможное перераспределение усилий между колесами и динамический характер нагрузки, его принимают равным 1,6 — при кранах режима 8К с жестким подвесом груза; 1,4 — при кранах 8К с гибким подвесом груза; 1,3 — при кранах 7К; 1,1 — при прочих кранах; t_w — толщина стенки; l_{ef} — условная расчетная длина распределения усилия F_k , зависящая от жесткости пояса, рельса и сопряжения пояса со стенкой

$$l_{ef} = C_3 \sqrt{\frac{I_y}{t_w}}, \quad (2.69)$$

где c — коэффициент, учитывающий степень податливости сопряжения пояса и стенки, для сварных балок $c = 3,25$, клепанных — 3,75; $I_{f,f}$ — сумма собственных моментов инерции пояса и кранового рельса или общий момент инерции в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса.

Стенку сварной подкрановой балки следует проверить также на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений на уровне верхних поясных швов по формуле (5.87) [1].

Как отмечалось в п. 2.6.3, внецентренное расположение рельса на балке, а также воздействие горизонтальной поперечной силы, приложенной к головке рельса (рис. 2.68), приводит к возникновению местного крутящего момента M_t , приложенного к верхнему поясу балки и вызывающего дополнительные напряжения от изгиба в стенке σ_{fy} :

$$\sigma_{fy} = \frac{2M_t t_w}{I_f}, \quad (2.70)$$

где $I_f = I_p + \frac{b_f t_f^3}{3}$ — сумма собственных моментов инерции кручения рельса и пояса;

$$M_t = \gamma_f \gamma_{f1} F_k e + 0,75 T_{kn} \gamma_f h_r, \quad (2.71)$$

$e = 15$ мм — условный эксцентриситет рельса; h_r — высота рельса; коэффициент 0,75 учитывает большую длину распределения крутящего момента по длине балки от силы T_k , чем от силы F_k .

Помимо напряжений σ_x , τ_{xy} , $\sigma_{loc,y}$ и σ_{fy} , в стенке балки возникают дополнительные компоненты напряженного состояния: $\sigma_{loc,x} = 0,25\sigma_{loc,y}$ — напряжения от распорного воздействия сосредоточенной силы под колесом крана; $\tau_{loc,xy} = 0,3\sigma_{loc,y}$ — местные касательные напряжения от силы F_k и $\tau_{f,xy} = 0,25\sigma_{fy}$ — местные касательные напряжения от изгиба стенки.

При проверке прочности стенок подкрановых балок под краны особого режима работы следует учитывать все компоненты напряженного состояния и проводить расчет по формулам:

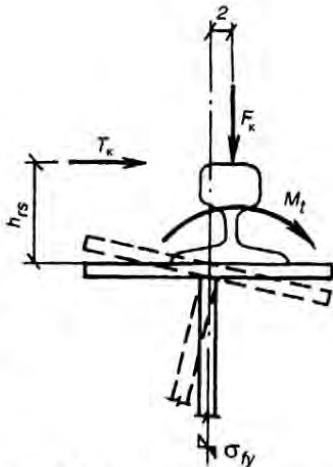


Рис. 2.68. Кручение верхнего пояса балки и изгиб стенки

$$\begin{aligned}\sigma_{x_0} &= \sigma_x + \sigma_{loc,x} \leq R_y \gamma_c; \\ \sigma_{y_0} &= \sigma_{loc,y} + \sigma_{f,y} \leq R_y \gamma_c; \\ \tau_{xy_0} &= \tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy} \leq R_y \gamma_c; \\ \sigma_{ef} &= \sqrt{\sigma_{x_0}^2 + \sigma_{y_0} \sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq R_y \beta, \quad (2.72)\end{aligned}$$

где σ_{x_0} , σ_{y_0} , τ_{xy_0} — суммарные напряжения.

Расчет подкрановых балок на выносливость выполняют в соответствии с [7] при числе циклов загружения $n = 10^5$ на нагрузку от одного крана с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f < 1$ (см. п. 2.6.2), по формуле:

$$\sigma_x \leq \alpha R_y \gamma_v, \quad (2.73)$$

где $\sigma_x = M_x / W_x$ — напряжение в поясе от вертикальной крановой нагрузки; R_y — расчетное сопротивление усталости, принимаемое в зависимости от временного сопротивления стали и конструктивного решения; α — коэффициент, учитывающий число циклов загружения; γ_v — коэффициент, зависящий от вида напряженного состояния и коэффициента асимметрии ρ .

Значения R_y , α , γ_v и приведены в нормах [7].

Большое влияние на усталостную прочность балок оказывает конструктивное решение элементов и связанная с этим концентрация напряжений. Так, при наличии в растянутом поясе стыкового шва R_y уменьшается на 20...25 %, а в случае приварки ребер жесткости к поясу на 40...45 %.

Необходимо отметить также, что с ростом прочности стали расчетное сопротивление усталости R_y почти не увеличивается, а при наличии концентраторов напряжений (необработанные стыковые швы, приварка к поясу дополнительных деталей и т.д.) R_y вообще не зависит от прочности стали (см. табл. 32 [7]). Поэтому, если несущая способность балок определяется расчетом на выносливость, то применение сталей повышенной прочности далеко не всегда рационально, так как не приводит к снижению расхода стали.

Для подкрановых балок с кранами особого режима работы следует дополнительно проверить на выносливость верхнюю зону стенки с учетом компонентов местного напряженного состояния [7].

Существующая методика расчета подкрановых балок на выносливость достаточно условна и не отражает всех особенностей действительной работы подкрановых конструкций. Поэтому основным мероприятием

ем по повышению усталостной прочности является максимальное снижение концентрации напряжений.

Проверку прогиба подкрановых балок производят по правилам строительной механики или приближенным способом. С достаточной точностью прогиб разрезных подкрановых балок может быть определен по формуле:

$$f = \frac{M_m l^2}{10 EI_x}, \quad (2.74)$$

где M_m — изгибающий момент в балке от нагрузки одного крана с $\gamma = 1,0$;

в неразрезных балках

$$f = \left(\frac{M_m}{10} - \frac{M_l + M_r}{72} \right) \frac{l^2}{EI_x}, \quad (2.75)$$

где M_l , M_m , и M_r — соответственно моменты на левой опоре, в середине пролета и на правой опоре.

Предельно допустимый прогиб подкрановых балок установлен из условия обеспечения нормальной эксплуатации кранов и зависит от режима их работы. Для режима работы 1К — 6К $f = 1/400 l$, 7К — $1/500 l$, 8К — $1/600 l$. Горизонтальный прогиб тормозных конструкций ограничивают только для кранов особого режима работы, он не должен превышать $1/2000 l$.

Общая устойчивость подкрановых балок. Подкрановые балки работают на изгиб в двух плоскостях, при этом горизонтальная нагрузка приложена в уровне верхнего пояса. Согласно рекомендациям П. 5.25 [8], проверку устойчивости таких балок можно выполнить по формуле

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{x,A}} + \frac{M_y}{W_{y,A}} \leq R_y \gamma_c. \quad (2.76)$$

Коэффициент φ_b определяют так же, как и для обычных балок (с. 226 [1]). Приближенно, с некоторым запасом, устойчивость балки можно проверить, если рассмотреть верхний пояс как сжато-изогнутый стержень, нагруженный силой $N = \sigma_x A_f$, где $\sigma_x = M_x / W_{x,A}$ — напряжение в верхнем поясе от вертикальной нагрузки и моментом M_y . Тогда расчет балки на общую устойчивость сводится к проверке устойчивости верхнего пояса относительно вертикальной оси по формуле (6.85) [1].

При наличии тормозной конструкции, если $h_t \geq l_b / 16$, устойчивость балки обеспечена и ее проверять не нужно.

Местную устойчивость элементов подкрановой балки проверяют так же, как и обычных балок. Устойчивость поясного листа обеспечивается отношением свеса сжатого пояса к его толщине. Наибольшее отношение свеса к толщине принимается без учета пластических деформаций.

Устойчивость стенки подкрановой балки проверяют в соответствии с п. 5.4.5 [1] с учетом местных нормальных напряжений $\sigma_{loc,y}$.

Ребра жесткости, обеспечивающие местную устойчивость стенки, должны иметь ширину не менее 90 мм. Торцы ребер следует плотно пригнать к верхнему поясу без приварки; при этом в балках под краны особого режима работы торцы ребер необходимо строгать.

Для подкрановых балок более рациональны ребра жесткости из уголков, привариваемых пером к стенке балки. Такие ребра улучшают условия опирания верхнего пояса и снижают угол его поворота.

Размеры ребер жесткости принимаются такими же, как и в обычных балках.

Расчет соединений поясов подкрановых балок со стенкой выполняют согласно указаниям п.5.4.6. [1]. Поясные швы или заклепки крепления верхнего пояса и стенки помимо продольного сдвигающего усилия, возникающего от изгиба балки, воспринимают сосредоточенное усилие от колеса крана (см. рис. 2.12).

Требуемая из условий прочности высота шва k_f может быть определена по формуле:

$$k_f = \frac{1}{2(\beta\gamma_w R_w)_{min} \gamma_c} \sqrt{\left(\frac{QS_f}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{f_1} F_k}{l_{ef}}\right)^2}. \quad (2.77)$$

Нижние поясные швы не воспринимают усилия от колеса крана, и их рассчитывают только на касательные напряжения от поперечной силы.

В подкрановых балках под краны режимов работы 7К и 8К верхние поясные швы необходимо выполнять с полным проплавлением на всю толщину стенки. В этом случае швы считаются равнопрочными со стенкой и их можно не рассчитывать.

Для повышения качества шва, снижения концентрации напряжений и повышения долговечности балок поясные швы следует выполнять автоматической сваркой с выводом концов шва на планки.

Наибольший шаг заклепок (болтов) a (при однорядном их расположении) определяют по формуле:

$$a \leq \frac{N_{min}}{\sqrt{\left(QS_f/I_x\right)^2 + \left(\alpha\gamma_f F_k/l_{ef}\right)^2}}, \quad (2.78)$$

где N_{\min} — наименьшее расчетное усилие, допускаемое на одну заклепку или болт; $\alpha = 0,4$ — в случае, если стенка балки прострогана заподлицо с обушками верхних поясных уголков; $\alpha = 1,0$, если такой пристройки нет. В подкрановых балках рекомендуется всегда делать такую пристройку.

2.6.6. Опорные узлы подкрановых балок

В узлах опирания подкрановых балок на колонны происходит передача вертикальных и горизонтальных усилий. Вертикальное давление разрезных подкрановых балок передается на колонну обычно через выступающий фрезерованный торец опорного ребра (рис. 5.30 [1]). Рассчитывают и конструируют опорное ребро так же, как и в обычных балках [1].

В неразрезных балках вертикальное давление передается через опорные ребра, пристрогоанные к нижнему поясу, а между поясом и опорной плитой колонны ставят прокладку.

В неразрезных подкрановых балках на опоре смежного, незагруженного пролета возникает отрицательная (направленная вниз) реакция. Анкерные болты, прикрепляющие балку к колонне, должны быть рассчитаны на это усилие.

Для восприятия горизонтальных поперечных воздействий кранов устанавливают дополнительные элементы крепления балок к колоннам (рис. 2.69). Эти элементы рассчитывают на горизонтальное усилие H :

$$H = F_t (h_1 / h_2), \quad (2.79)$$

где F_t — опорное давление от поперечных горизонтальных усилий на колесах крана; h_1, h_2 — расстояние от низа балки (точки поворота) до отметки головки рельса и места расположения элементов крепления (рис. 2.69, а).

При наличии нескольких элементов крепления (например, стержней и накладок крепления тормозных конструкций к колонне) горизонтальное давление распределяется между ними пропорционально жесткостям. В запас несущей способности можно каждый элемент крепления рассчитывать на полное усилие F_t .

При проектировании узлов крепления подкрановых конструкций к колоннам следует учитывать особенности их действительной работы. При проходе крана балка прогибается и ее опорное сечение поворачивается на угол φ (рис. 2.69, б). Под влиянием температурных воздействий (особенно в горячих цехах) подкрановые конструкции удлиняются (уокрачиваются), что приводит к горизонтальным смещениям опорных сечений относительно колонн. В результате элементы крепления получают горизонтальные перемещения Δ_H .

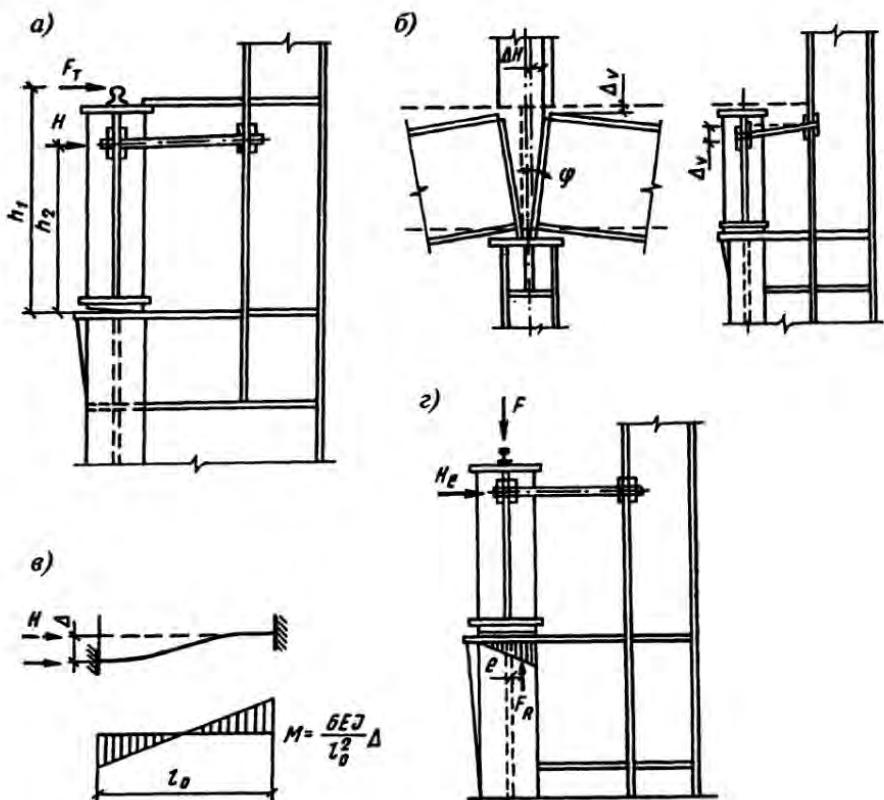


Рис. 2.69. К расчету крепления балки к колонне:

а — схема передачи горизонтального поперечного усилия; б — перемещение узла; в — горизонтальное перемещение элементов крепления; г — схема передачи усилий

За счет обжатия опорного сечения балок и обмятия прокладок под опорными ребрами элементы крепления получают также вертикальное смещение Δ_V .

Если конструкции крепления обладают достаточной жесткостью и препятствуют обжатию и повороту опорных сечений, то в элементах крепления возникают большие усилия, вызванными перемещениями Δ_H и Δ_V , что при многократных повторных нагрузлениях приводит к усталостному разрушению элементов крепления. Это подтверждается результатами натурных обследований.

Поэтому конструкция крепления балок к колоннам в горизонтальном направлении должна обеспечивать передачу горизонтальных поперечных сил, допуская при этом свободу поворота и продольного смещения опорных сечений.

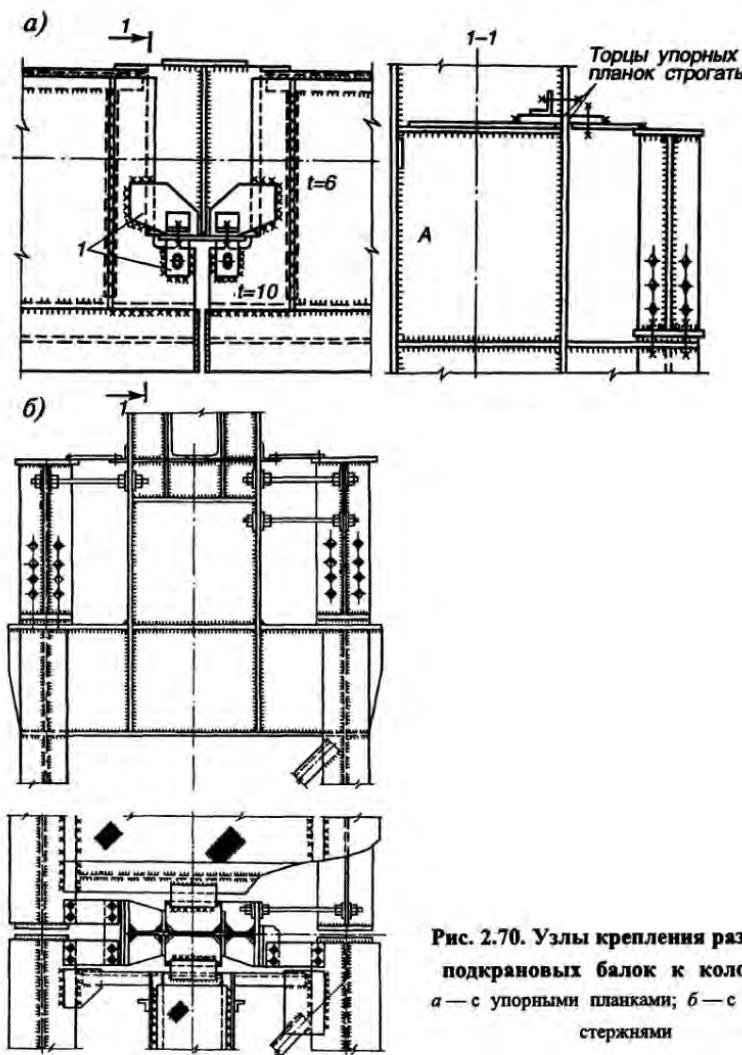


Рис. 2.70. Узлы крепления разрезных подкрановых балок к колоннам:
а — с упорными планками; б — с гибкими стержнями

Для того чтобы обеспечить свободу продольных и вертикальных перемещений элементов крепления, применяют два типа узлов. В узлах первого типа поперечные горизонтальные воздействия передаются через плотно пригнанные к полкам колонны элементы (упорные планки), допускающие за счет проскальзывания свободу перемещений опорных сечений (рис. 2.70, а). В узлах 2-го типа балки крепятся к колоннам с помощью гибких элементов. При малой жесткости этих элементов дополните-

льные усилия, возникающие в них от перемещений Δ_H и Δ_V , невелики. В качестве гибких креплений используют листовые элементы или круглые стержни.

В узле, показанном на рис. 2.70, б, горизонтальные поперечные силы воспринимаются гибкими круглыми стержнями. При больших горизонтальных нагрузках каждая балка может крепиться двумя или тремя болтами, расположенными один над другим. Достоинством такого крепления являются возможность рихтовки балок и простота его замены.

Рекомендации по расчету гибких креплений приведены в [2].

2.6.7. Крановые рельсы и их крепление к подкрановым балкам

Для мостовых кранов применяют специальные крановые рельсы КР с усиленной шейкой и развитой подошвой (см. табл. П.3.4).

Требуемый тип кранового рельса указывается в стандартах или каталогах на краны. Для кранов общего назначения грузоподъемностью до 20 т включительно допускается применять железнодорожные рельсы Р-38 (для кранов грузоподъемностью 5...10 т) и Р-43. Иногда в качестве кранового рельса применяют квадратную сталь.

Конструктивное решение крепления рельсов к подкрановым балкам зависит от типа рельсов (рис. 2.71). Крепление должно обеспечивать рихтовку рельса в пределах 20...30 мм, так как в процессе эксплуатации происходит смещение рельса. Поэтому приваривать рельс к поясу подкрановой балки не рекомендуется.

Железнодорожные рельсы крепят к верхнему поясу балки на крючьях (рис. 2.71, б). Ширина пояса балки для размещения рельса и крючьев должна быть не менее 220 мм. Для крановых рельсов применяют в основном крепления на двухболтовых прижимных планках (рис. 2.71, а). Ширина пояса должна быть достаточна для размещения планок и крепления тормозного листа.

В зданиях с кранами особого режима работы рекомендуется применять только специальные крановые рельсы КР. В железнодорожных рельсах у мест ослабления шейки отверстиями часто возникают трещины; кроме того, отверстия для крючьев в тормозном листе являются концентраторами напряжения и около них также развиваются трещины. Квадратный рельс менее жесткий, чем КР, а пристройка пазов для его крепления весьма трудоемка. Между рельсом и поясом балки целесообразно устанавливать упругие прокладки из низкомодульного материала. Прокладки

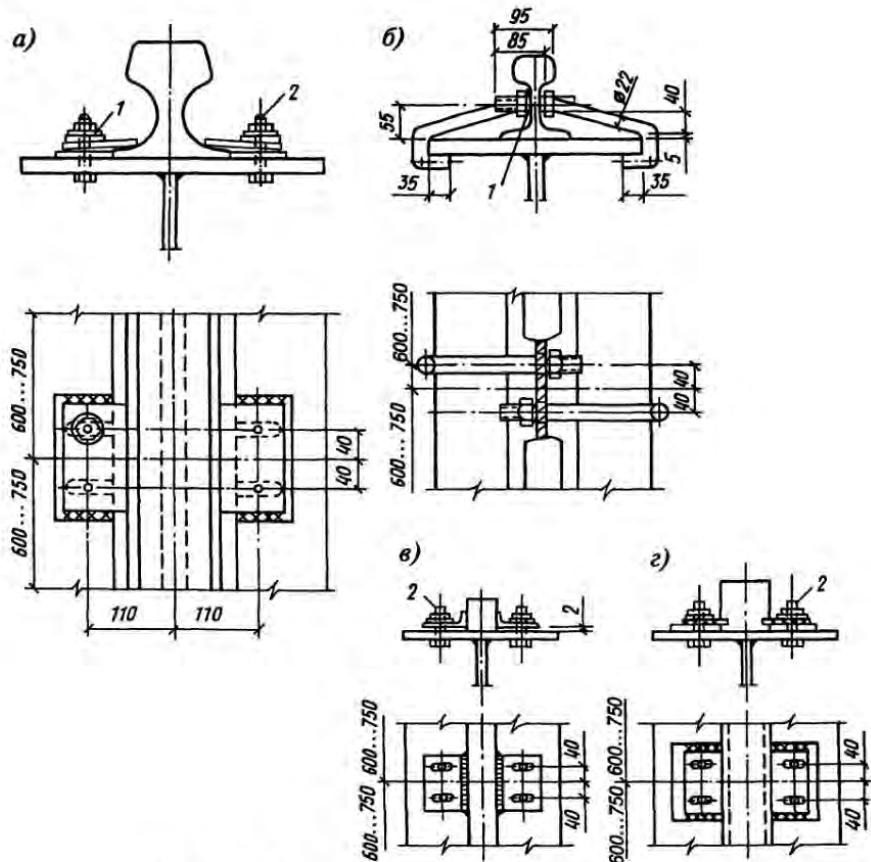


Рис. 2.71. Крепление рельсов к подкрановой балке:

a — типа КР; *б* — железнодорожных; *в, г* — квадратных; 1 — пружинная шайба; 2 — болт

улучшают условия контакта рельса и пояса, сглаживают и уменьшают напряжения под колесом крана, ликвидируют пики местных напряжений у контактирующих неровностей рельса и пояса, уменьшают динамическое воздействие крана. При кранах небольшой грузоподъемности $Q \leq 20\text{т}$ прокладки делают из прорезиненной ленты, при большой грузоподъемности — металлорезиновыми.

В торцах здания на подкрановых балках устанавливают упоры для ограничения рабочей зоны кранов. Для снижения силы удара об упор краны оборудуют концевыми выключателями, а на упоры устанавливают амортизаторы. Упор рассчитывают как консоль на условную силу удара, определяемую в соответствии с нормами [6].

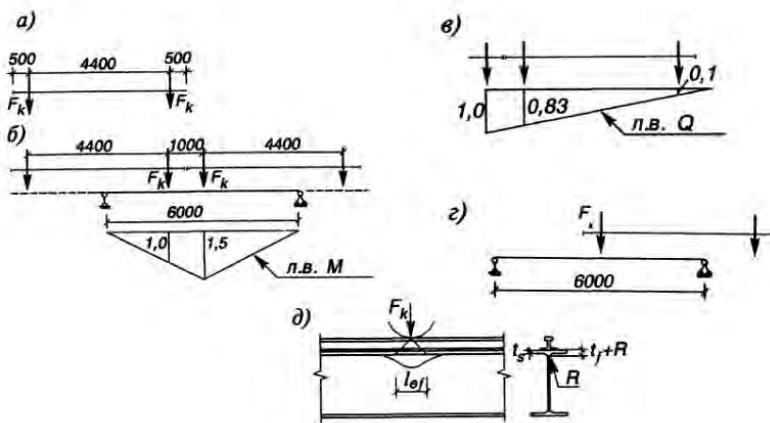


Рис. 2.72. К примеру 2.15

Пример 2.15. Подобрать сечение подкрановой балки под два крана грузоподъемностью 10 т, режима работы 5К. Пролет кранов — 16,5 м. Шаг колонн — 6 м. Материал — сталь С245. Сечение балки принять из прокатного двутавра. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1,0$.

Нагрузки на подкрановую балку по табл. П3.3: нормативное давление на колесе крана $F_{kn} = 85$ кН, масса крана — 13,0 т, масса тележки — 2,4т, крановые рельсы Р43 или КР70, схема крана приведена на рис. 2.72.

$$T_{kn} = \frac{0,05(Q + G_1)}{\eta_0} = \frac{0,05(9,8 \cdot 10 + 9,8 \cdot 2,4)}{2} = 3 \text{ кН}$$

(коэффициентом 9,8 мы перешли от массы к весу груза и тележки).

Расчетные усилия на колесе крана:

$$F_k = \gamma_n F_{kn} \gamma_f k_1 = 1 \cdot 85 \cdot 1,1 \cdot 1 = 93,5 \text{ кН}, \quad T_k = \gamma_n F_{kn} \gamma_f k_2 = 1 \cdot 3 \cdot 1,1 \cdot 1 = 3,3 \text{ кН}$$

Определение расчетных усилий. Загружаем линию влияния момента в среднем сечении, устанавливая два крана невыгоднейшим образом (рис. 2.72, а, б).

Расчетный момент от вертикальной нагрузки:

$$M_x = \alpha \sum F_k y_i \psi = 1,05 \cdot 93,5 \cdot 2,5 \cdot 0,85 = 208,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\psi = 0,85 \text{ — при кранах режима работы 5К; } \sum y_i = 2,5; \quad \alpha = 1,05.$$

Расчетный момент от горизонтальной нагрузки:

$$M_y = \sum T_k y_i \psi = 3,3 \cdot 2,5 \cdot 0,85 = 7,01 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Расчетные значения поперечных сил (рис. 2.72, в)

$$Q_x = \alpha \sum F_k y_i \psi = 1,05 \cdot 93,5 \cdot 1,93 \cdot 0,85 = 83,4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_y = \sum T_k y_i \psi = 3,3 \cdot 1,93 \cdot 0,85 = 5,41 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Подбор сечения балки (2.64)

$$W_{x,req} = \frac{M_x \beta}{\gamma_c R_y} = \frac{20860 \cdot 1,25}{24} = 1086 \text{ см}^3, R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Для балок без тормозных конструкций ориентировочные значения β составляют: при кранах грузоподъемностью 5т — 1,2; 10 и 12,5т — 1,25; 20т — 1,35; 32т — 1,45.

Схема загружения для определения прогиба балки показана на рис. 2.72, г. Из условия жесткости $f = \frac{F_{kn} l^3}{48 E I_x} \leq f_u$, где $f_u = l/400 = 600/400 = 1,5 \text{ см}$ (при кранах режима работы 1К — 6К). Требуемый момент инерции балки $I_{x,req} = \frac{F_{kn} l^3}{48 E f_u} = \frac{85 \cdot 600^3}{48 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 1,5} = 12380 \text{ см}^4$.

Из условий $W_x \geq W_{x,req}$ и $I_x \geq I_{x,req}$ принимаем сечение балки из Т35Ш1. Можно было бы принять более легкое сечение из Л45Б1, имеющего достаточную прочность и жесткость, однако, для обеспечения крепления рельса на крючках (см. рис. 2.71) ширина пояса должны быть не менее 220 мм.

Геометрические характеристики сечения: $I_x = 19790 \text{ см}^4$, $I_y = 3260 \text{ см}^4$; $W_x = 1171 \text{ см}^3$, $W_y = 261 \text{ см}^3$; $h = 338 \text{ мм}$, $t_w = 9,5 \text{ мм}$, $b_f = 250 \text{ мм}$, $t_f = 12,5 \text{ мм}$, $S_{1/2} = 651 \text{ см}^3$, момент инерции верхнего пояса относительно оси y $I_{f,y} = \frac{I_y}{2} = \frac{3260}{2} = 1630 \text{ см}^4$, момент сопротивления верхнего пояса $W_{f,y} = \frac{W_y}{2} = \frac{261}{2} = 130,5 \text{ см}^3$.

Проверка прочности балки:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_{f,y}} = \frac{20860}{1171} + \frac{701}{130,5} = 23,2 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{\sigma_{max} S_{1/2}}{I_x t_w} = \frac{83,4 \cdot 651}{19790 \cdot 0,95} = 2,9 \text{ кН/см}^2 < R_s = 0,58 R_y = 14 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность балки обеспечена.

Проверка устойчивости балки по формуле (2.76). Для определения коэффициента φ_b вычислим предварительно параметр α (с. 198 [1]):

$$\alpha = 1,54 \left(\frac{l_f}{h} \right)^2 \frac{I_f}{I_y} = 1,54 \left(\frac{600}{33,8} \right)^2 \frac{54}{3260} = 8.$$

Здесь $I_f = \frac{1,3}{3} (t_w^3 h_w + 2t_f^3 b_f) = \frac{1,3}{3} (0,95^3 \cdot 31,3 + 2 \cdot 1,25^3 \cdot 25) = 54 \text{ см}^4$ — момент инерции балки на кручение; $h_w = h - 2t_f = 33,8 - 2 \cdot 1,25 = 31,3 \text{ см}$ — высота стенки.

По табл. 5.1 [1] $\psi = 1,75 + 0,09\alpha = 1,75 + 0,09 \cdot 8 = 2,47$ (сосредоточенная нагрузка приложена к верхнему поясу).

По формуле (5.24) [1] $\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_f} \right)^2 \frac{E}{R} = 2,47 \frac{3260}{19790} \left(\frac{33,8}{600} \right)^2 \frac{2,06 \cdot 10^4}{24} = 1,097$.

Так как $\varphi_1 > 0,85$, то $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 1,097 = 0,91$;

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{W_{f,y}} = \frac{20860}{0,91 \cdot 1171} + \frac{701}{130,5} = 24,9 \text{ кН/см}^2 > \gamma_c R_y = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость балки не обеспечена. Для обеспечения устойчивости необходимо либо усилить верхний пояс листом или уголками (см. рис. 2.62), либо увеличить сечение. Примем сечение из Т 35Ш2.

Геометрические характеристики нового сечения: $I_x = 21070 \text{ см}^4$; $I_y = 3650 \text{ см}^4$; $W_x = 1236 \text{ см}^3$; $W_{fy} = 146 \text{ см}^3$; $h = 341 \text{ мм}$; $b_f = 250 \text{ мм}$; $t_f = 14 \text{ мм}$; $t_w = 10 \text{ мм}$; $h_w = 313 \text{ мм}$.

Проверим устойчивость балки: $I_f = 73 \text{ см}^4$; $\alpha = 9,53$; $\psi = 2,6$; $\varphi_1 = 1,25$; $\varphi_b = 0,943$;

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{W_{fy}} = \frac{20860}{0,943 \cdot 1236} + \frac{701}{146} = 22,7 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_y = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость балки обеспечена

Прочность нового сечения проверять не требуется, так как она заведомо обеспечена.

Проверим местную прочность стенки по формуле (2.68).

Для кранов режимов работы 1К — 6К $\gamma_f = 1,1$. Принимаем рельс типа Р43 с креплением на крючьях (рис. 2.71, б).

Для прокатных балок напряжения $\sigma_{loc,y}$ следует проверить в сечении у начала закругления (рис. 2.72, д), однако момент инерции пояса на два порядка меньше момента инерции рельса, поэтому принимаем $I_{1f} \cong I_r = 1489 \text{ см}^4$, $I_{ef} = c \sqrt[3]{I_{1f} / t_w} = 3,25 \sqrt[3]{1489 / 1,0} = 37 \text{ см}$,

$$\sigma_{loc} = \frac{1,1 \cdot 93,5}{37 \cdot 1,0} = 2,78 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность стенки обеспечена.

Устойчивость стенки и сжатого пояса для прокатной балки проверять не нужно, так как она обеспечена из условий прокатки.

$$\text{Постановка ребер жесткости при } \bar{\lambda} = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{27,3}{1,0} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,93 < 2,2 \text{ согласно}$$

нормам не требуется ($h_w = h - 2t_f - 2R = 341 - 2 \cdot 14 - 2 \cdot 20 = 273 \text{ мм}$).

Общий расход стали на балку составляет $G_b = g \psi_k = 82,2 \cdot 6 \cdot 1,05 = 518 \text{ кг}$ (g — линейная плотность; $\psi = 1,05$ — конструктивный коэффициент, учитывающий расход стали на дополнительные детали).

Пример 2.16. По данным предыдущего примера подобрать сечение балки в виде составного сварного двутавра с развитым верхним поясом (рис. 2.73).

Из условия равенства напряжений в верхнем и нижнем поясах $\frac{M_x \beta}{W_{1x}} = \frac{M_x}{W_{2x}}$, коэффициент асимметрии $\alpha = \frac{W_{1x}}{W_{2x}} = \frac{h_2}{h_1} = \beta = 1,25$, W_{1x} и W_{2x} — моменты сопротивления соответственно верхнего и нижнего поясов.

Оптимальная высота балки (с 220 [1])

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3\alpha}{(\alpha+1)} W_{2x,req} \lambda_w}; \quad W_{2x,req} = \frac{M_x}{R_y} = \frac{20860}{24} = 869 \text{ см}^3,$$

$$\text{принимаем } \lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = 80, \quad h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 1,25}{(1,25+1)} 869 \cdot 80} = 48,5 \text{ см.}$$

Из условия жесткости минимальную высоту балки с развитым верхним поясом можно определить по формуле:

$$h_{min} = \frac{5t^2 R_y \gamma_c M_{xn} (1+\alpha)}{48 E f_u M_x \alpha} = \frac{5 \cdot 600^2 \cdot 24 \cdot 12750 \cdot 2,25}{48 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 20860 \cdot 1,5 \cdot 1,25} = 35 \text{ см};$$

$$M_{kn} = \frac{F_{kn}l}{4} = \frac{85 \cdot 600}{4} = 12750 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad \text{— момент от нормативной нагрузки одного крана;}$$

$f_u = 1/400 - 600/400 = 1,5 \text{ см}$ — предельно допустимый прогиб.

Принимаем высоту балки близкой к оптимальной $h_b = 45 \text{ см}$. Предварительно намечаем толщину поясов $t_f = 10 \text{ мм}$, $h_w = h_b - 2t_f = 45 - 2 \cdot 10 = 25 \text{ см}$.

Толщина стенки из условий среза: $t_w \geq \frac{1,5Q_{max}}{h_w R_s} = \frac{1,5 \cdot 83,4}{43 \cdot 14} = 0,21 \text{ см}$.

Из условия местной устойчивости:

$$t_w \geq \frac{h_w}{\left(5,5 \sqrt{E/R_y} \right)} = \frac{43}{\left(5,5 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} \right)} = 0,27 \text{ см.}$$

Из условия местной прочности (при рельсе Р-43)

$$t_w \geq \sqrt[3]{\frac{\gamma_f F_k}{c^3 I_{lf} R_y}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 93,5}{3,25 \cdot \sqrt[3]{1489 \cdot 24}}} = 0,24 \text{ см.}$$

Принимаем из конструктивных соображений $t_w = 7 \text{ мм}$; при этом $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{47}{0,7} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,1 < 2,2$ и постановка ребер жесткости не требуется. При меньшей толщине стенки необходимо укреплять стенки ребрами жесткости, что значительно усложняет изготовление балки.

Требуемые площади сечения поясов балки приближенно можно определить по формулам:

$$A_{1f,req} = \frac{\alpha}{h} W_{2f,req} - \frac{(2-\alpha)h_w t_w}{6} = \frac{1,25}{45} 869 - \frac{(2-1,25) \cdot 43 \cdot 0,7}{6} = 21,24 \text{ см}^2;$$

$$A_{2f,req} = \frac{W_{2f,req}}{h} - \frac{(2\alpha-1)h_w t_w}{6\alpha} = \frac{869}{45} - \frac{(2 \cdot 1,25 - 1) \cdot 43 \cdot 0,7}{6 \cdot 1,25} = 13,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечения поясов с некоторым запасом, учитывая возможность потери общей устойчивости: верхний пояс $280 \times 10 \text{ мм}$; нижний — $150 \times 10 \text{ мм}$.

Определим положение центра тяжести и геометрические характеристики принятого сечения: $A = 28 \cdot 1 + 15 \cdot 1 + 0,7 \cdot 43 = 73,1 \text{ см}^2$; $y = \frac{28 \cdot 22 - 15 \cdot 22}{73,1} = 3,9 \text{ см}$; $I_x = 28 \cdot 18,1^2 + 15 \cdot 25,9^2 + 73,1 \cdot 3,9^2 = 10000 \text{ см}^4$.

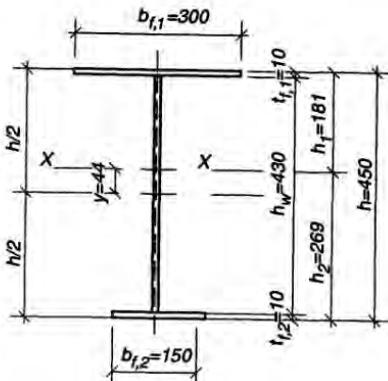


Рис. 2.73. К примеру 2.16

$$+\frac{0,7 \cdot 43}{12}+0,7 \cdot 43 \cdot 3,9^2=24280 \text{ см}^4; \quad h_1=22,5-3,9=18,6 \text{ см}; \quad h_2=22,5+3,9=26,4 \text{ см};$$

$$W_{lx}=\frac{24280}{18,6}=1305 \text{ см}^3; W_{2x}=\frac{24280}{26,4}=920 \text{ см}^3; S_{\frac{1}{2}}=28 \cdot 18,1+0,7 \cdot 17,6 \frac{17,6}{2}=615 \text{ см}^3;$$

$$I_{lf,y}=\frac{i_f b_f^3}{12}=\frac{1 \cdot 28^3}{12}=1830 \text{ см}^4; \quad W_{lf,y}=\frac{i_f b_f^2}{6}=\frac{1 \cdot 28^2}{6}=131 \text{ см}^3; \quad i_{f,y}=\sqrt{\frac{I_{lf,y}}{A_f}}=$$

$$=\sqrt{\frac{1830}{28}}=8,1 \text{ см.}$$

Проверка прочности балки:

$$\text{верхний пояс } \sigma = M_x / W_{lx} + M_y / W_{lf,y} = 20860 / 1305 + 701 / 131 = 21,4 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{нижний пояс } \sigma = M_x / W_{lx} = 20860 / 920 = 22,7 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau = \frac{Q_{\max} S_{1/2}}{I_x t_x} = \frac{83,4 \cdot 615}{24280 \cdot 0,7} = 3 \text{ кН/см}^2 < R_s = 0,58 R_y = 14 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка общей устойчивости балки. Рассматриваем верхний пояс как сжато-изогнутый стержень, нагруженный силой $N = \sigma_x A_f$ и моментом M_y ,

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_{lx}} = \frac{20860}{1305} = 16 \text{ кН/см}^2, \quad N = 16 \cdot 28 = 448 \text{ кН},$$

$$\bar{\lambda}_{lf,y} = \frac{l_0}{i_{f,y}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{600}{8,1} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,53,$$

$$m_{ef} = \eta \frac{M_y A_f}{N W_{lf,y}} = 1 \frac{701 \cdot 28}{448 \cdot 131} = 0,33 \text{ (для прямоугольного сечения коэффициент } \eta = 1),$$

$$\varphi_e = 0,64; \quad \frac{N}{\varphi_e A_f} = \frac{448}{0,64 \cdot 28} = 25 \text{ кН/см}^2 > \gamma_c R_y = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость не обеспечена. Увеличиваем сечение верхнего пояса и принимаем лист 300×10 мм.

Геометрические характеристики нового сечения балки (см. рис. 2.73): $A = 75,1 \text{ см}^2$, $y = 4,4 \text{ см}$; $I_x = 24970 \text{ см}^4$; $h_1 = 18,1 \text{ см}$; $h_2 = 26,9 \text{ см}$; $W_{lx} = 1380 \text{ см}^3$; $W_{2x} = 928 \text{ см}^3$; $I_{lf,y} = 2250 \text{ см}^4$; $W_{lf,y} = 150 \text{ см}^3$; $i_{lf,y} = 8,7 \text{ см}$; $\bar{\lambda}_{lf,y} = 2,35$.

Проверка общей прочности сечения не требуется, поскольку новое сечение больше принятого первоначально.

Проверка общей устойчивости балки: $\sigma_x = 15,1 \text{ кН/см}^2$; $N = 453 \text{ кН}$; $\varphi_I = 0,673$;

$$\frac{N}{\varphi_e A_f} = \frac{453}{0,673 \cdot 30} = 22,4 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_y = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Общая устойчивость обеспечена.

Местная прочность стенки обеспечена, так как принятая толщина стенки больше минимально необходимой.

Местная устойчивость верхнего пояса обеспечена, так как $b_{ef} / t_{1f} = (b_{1f} - t_w) / 2t_{1f} = 30 - 0,7 / 2 \cdot 1 = 14,65 = 0,5\sqrt{E/R_y} = 14,65$.

Устойчивость стенки проверять не требуется, поскольку

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{43}{0,7} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,1 < 2,2 \quad [7].$$

Постановка поперечных ребер жесткости также согласно нормам не нужна.

Расход стали на балку составляет 365 кг, т.е. балка составного сварного сечения с развитым верхним поясом на $\frac{518 - 365}{518} \cdot 100 = 30\%$ легче, чем из прокатного двутавра.

2.6.8 Особенности проектирования балок путей подвесных кранов

Балки крановых путей подвешивают к несущим конструкциям покрытия по разрезной или неразрезной схемам. Разрезная схема проще в монтаже, однако изгибающие моменты в разрезной балке на 15...20 % больше, чем в неразрезной. Снижается и жесткость путей. Кроме того, в стыках балок возникают повышенные динамические воздействия. Поэтому чаще пути проектируют по неразрезной схеме с устройством (для упрощения узла крепления) сварных монтажных стыков вне опор.

Большое влияние на работу балок путей имеет жесткость опор. Пути, расположенные вблизи колонн, где прогиб конструкций покрытия мал и им можно пренебречь, рассчитывают как обычные неразрезные балки. При расчете путей, расположенных у середины пролета, необходимо учитывать податливость опор и рассматривать их как балки на упругоподатливых опорах. Влияние осадки опор тем значительнее, чем больше удельный вес нагрузки от подвесного транспорта. При просадочных грунтах целесообразно проектировать разрезные пути.

Главная особенность работы балок подвесных путей заключается в том, что пояса кранов перемещаются по нижним поясам балок, которые выполняют функции подкранового рельса (см. рис. 2.58, г).

В процессе эксплуатации нижний пояс подвергается абразивному износу и утончается. Для повышения долговечности конструкций целесообразно принимать нижний ездовой пояс из износостойкой стали.

Типы сечений балок подвесных путей показаны на рис. 2.59.

Для кранов грузоподъемностью до 5 т при пролете балок до 6 м принимают в основном специальные двутавры типа М с уклоном внутренних граней полок (см. рис. 2.59, а). Толщина полок и стенок этих двутавров больше, чем у обычных, что отвечает условиям работы балок подвесных

путей на местное давление катков крана. При использовании обычных двутавров ездовой пояс нужно усилить накладкой.

Для повышения долговечности балок при большой интенсивности работы кранов используют бистальные составные двутавры (см. рис. 2.59, б, в). Верхний пояс и стенка таких балок выполняется из обычной стали С245, в нижний пояс из стали повышенной прочности (С345), имеющей более высокую износостойкость. Для повышения общей устойчивости балок целесообразно составное сечение сделать асимметричным с усиленным верхним поясом.

При шаге стропильных ферм 12 м можно использовать те же сечения, но для уменьшения пролета балок поставить подвески (см. рис. 2.59, д).

В типовом проекте при пролете 12 м предложены асимметричные балки со сквозной стенкой: верхняя часть — из прокатного двутавра типа Ш, нижняя — из двутавра типа М (см. рис. 2.59, г). При шаге стропильных ферм 12 м особенно при кранах грузоподъемностью более 5 т рациональным решением является установка вдоль кранового пути продольной фермы (по типу вертикальных связей) с нижним поясом из прокатного двутавра, который выполняет функции ездовой балки. При таком решении за счет повышения эффекта пространственной работы крановая нагрузка распределяется на несколько стропильных ферм. Возможны и другие решения балок путей [10].

Нагрузки и внутренние усилия в балках подвесных крановых путей определяют так же, как и для опорных кранов (см. п.п. 2.6.2 и 2.6.5), при этом коэффициент динамичности для вертикальной нагрузки принимают равным 1,1, а для горизонтальной — 1, независимо от режима работы. Для неразрезных балок, расположенных в середине (или вблизи от нее) пролета стропильной фермы, при определении моментов и поперечных сил следует учесть податливость опор [10].

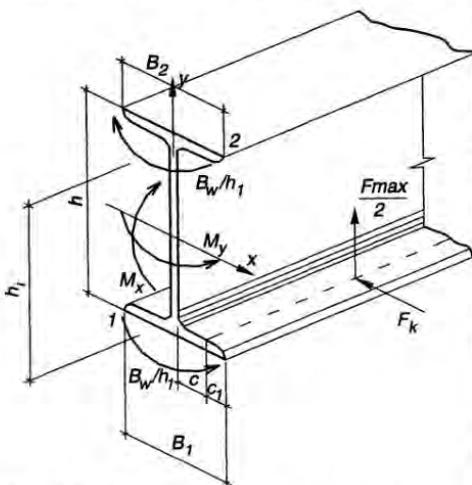


Рис. 2.74. К расчету балок путей подвесных кранов

Напряженно деформированное состояние (НДС) балки пути подвесного крана отличается от НДС обычных подкрановых балок. Помимо изгибающих моментов от вертикальной и горизон-

тальной нагрузок, в балке возникают изгибающие моменты от горизонтальной силы, действующей вдоль пути, и поперечные силы, действующие перпендикулярно к направлению пути. Учитывая податливость опор, необходимо учесть их влияние на деформации и напряжения в балке.

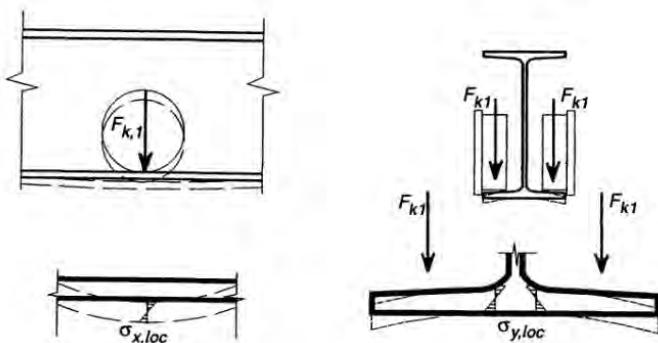


Рис. 2.75. К определению местных напряжений в ездовой полке балки

тальной нагрузки (M_x и M_y) в сечении балки возникает бимомент B_ω , вызванный стесненным кручением (рис. 2.74). Кроме того, в месте приложения сосредоточенных давлений колес крана в результате местного изгиба ездовой полки возникают напряжения $\sigma_{x,loc}$ и $\sigma_{y,loc}$ (рис. 2.75).

Напряжение от бимомента не превышает 3...5 % от напряжений общего изгиба и в большинстве случаев ими можно пренебречь. Местные напряжения определяют по формулам [9]:

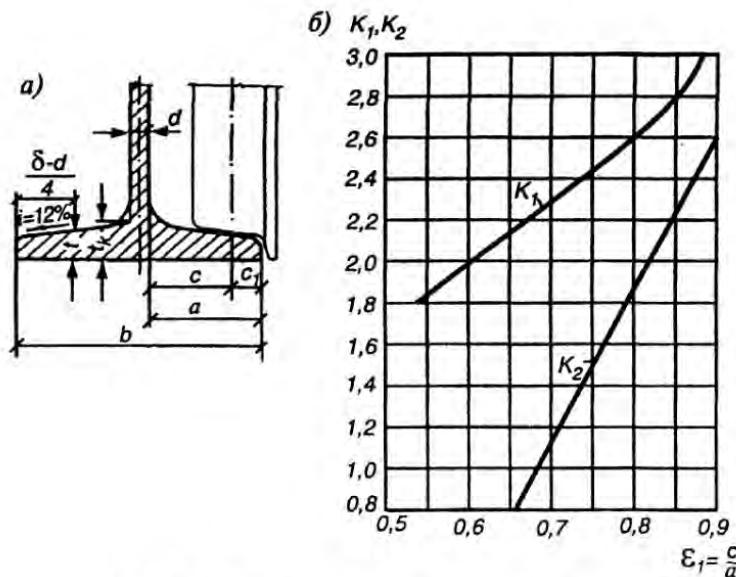


Рис. 2.76. Определение коэффициентов k_1 и k_2 :

a — схема опирания колеса; *б* — графики k_1 и k_2

$$\sigma_{y,loc} = \frac{k_1 F_{k1}}{t_{f1}^2}, \quad (2.79)$$

$$\sigma_{x,loc} = \frac{k_2 F_{k1}}{t_f^2}, \quad (2.80)$$

где $F_{k1} = F_k / 2$ — давление на колесе каретки (при двух колесных каретках); t_f — толщина полки по сортаменту; t_{f1} — толщина полки в сечении у стенки (рис. 2.75); k_1 и k_2 — коэффициенты, определяемые по графику (рис. 2.76).

Проверка несущей способности балки для верхнего пояса:

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.81)$$

для нижнего пояса

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} + \sigma_{x,loc} \leq R_y \gamma_c; \quad (2.82)$$

$$\sigma_{y,loc} \leq R_y \gamma_c. \quad (2.83)$$

Коэффициент условия работы γ_c в формуле (2.25) для учета абразивного износа ездовой полки рекомендуется принимать равным 0,95. Коэффициент φ_b определяют в соответствии с п. 5.2.4 [1]. Для балок пролетом 6 м из двутавров по ГОСТ 5157 - 53* с индексом М значения φ_b приведены в табл. 2.16. Жесткость балки проверяют на нормативную нагрузку от одного крана так же, как и для балок под опорные мостовые краны.

Пример 2.17. Подобрать сечение разрезной балки пути под два трехопорных подвесных крана грузоподъемностью 3,2 т по данным примера 2.10. Материал балок — сталь С245; $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$.

По рис. 2.77 $\sum y_i = 4,54$; $k_1 = 1,1$; $\alpha = 1,05$; $M_x = \alpha \psi \sum T_{kn} \gamma_f k_i y_i = 1,05 \cdot 0,85 \cdot 22,8 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 4,54 = 111,8 \text{ кН}$; $M_y = \psi \sum T_{kn} \gamma_f k_i y_i = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot 4,54 = 3,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$, где $T_{kn} = 0,05 (G_t + Q)/n_0 = 0,05(0,47 \cdot 9,8 + 3,2 \cdot 9,8)/2 = 0,9 \text{ кН}$.

Напряжение от вертикальной нагрузки составило примерно 50% от суммарных. В таком случае формулу (2.82) можно привести к следующему виду: $\sigma_x \approx 2M_x/W_x \leq R_y \gamma_c$.

Тогда $W_{x,red} \approx 2M_x/R_y \gamma_c = 2 \cdot 11180/(24 \cdot 0,95) = 981 \text{ см}^3$. Принимаем I 45M; $I_x = 32900 \text{ см}^4$; $W_x = 1420 \text{ см}^3$; $I_y = 908 \text{ см}^4$; $W_y = 121 \text{ см}^3$; $I_f = 94,5 \text{ см}^4$; $b_f = 150 \text{ мм}$; $t_f = 18 \text{ мм}$; $t_w = 10,5 \text{ мм}$.

Проверка прочности принятого сечения. По формуле (2.80)

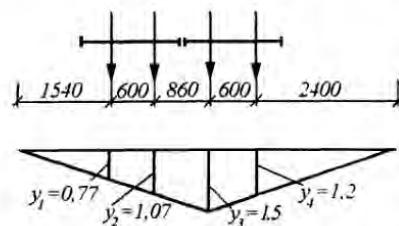


Рис. 2.77. К примеру 2.17

$$\sigma_{x,loc} = \frac{k_2 F_{k1}}{t_f^2} = \frac{1,6 \cdot 13,8}{1,8^2} = 6,81 \text{ кН/см}^2;$$

$F_{k1} = \gamma_f k_1 F_{k0}/2 = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 22,8/2 = 13,8 \text{ кН}$ — расчетное давление одного колеса; для определения коэффициента k_2 (см. рис. 2.76) вычислим $\xi = c/a$; $a = (b_f - t_w)/2 = (150 - 10,5)/2 = 69,8 \text{ мм}$; $c = a - c_1 = 69,8 - 16 = 53,8 \text{ мм}$ (для крана $Q = 3,2 \text{ т}$, $c_1 = 16 \text{ мм}$); $\xi = 53,8/69,8 = 0,77$; $k_2 = 1,6$.

По формуле (2.82) напряжения в нижнем поясе $\sigma_x = (M_x/Wx + M_y/Wy + \sigma_{x,loc}) = (11180/1420 + 380/121 + 6,81) = 17,8 \text{ кН/см}^2 < R_y/\gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2$.

По формуле (2.79) $\sigma_{y,loc} = \frac{k_1 F_{k1}}{t_{f,1}^2} = \frac{2,5 \cdot 13,8}{2,22^2} = 7 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2$, $k_1 = 2,5$ (при $\xi = 0,77$); $t_{f,1} = t_f + \frac{b_f - t_w}{4} = 0,12 + \frac{15 - 1,05}{4} = 0,12 = 2,22 \text{ см}$. Прочность балки обеспечена.

Проверка устойчивости балки. По формуле (2.81) $M_x/(\varphi_b W_x) + M_y/W_y = 11180/(0,9 \cdot 1420) + 380/121 = 11,9 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2$; $\varphi_b = 0,9$ (табл. 2.16). Устойчивость балки обеспечена.

Проверка жесткости балки. По формуле (2.74) $f = \frac{M_{in} l^2}{10 EI} = \frac{5400 \cdot 600^2}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 31900} = 0,3 \text{ см} < \frac{1}{400} l = \frac{600}{400} = 1,5 \text{ см}$. Здесь $M_{in} = \sum F_{k0} y_i = 22,8(1,5 + 0,87) = 54 \text{ кН}\cdot\text{м}$ — момент от нормативной нагрузки одного крана; Σy_i — сумма ординат линии влияния момента при загружении одним краном (см. рис. 2.77).

Жесткость балки также обеспечена. Несмотря на большой запас уменьшить сечение не представляется возможным, так как предыдущий номер двутавра (I36M) будет иметь недостаточную несущую способность.

Таблица 2.16. Значение φ_b для двутавров по ГОСТ 5157-53* при пролете 6 м

№ Т	Т № 18М	Т № 24М	Т № 30М	Т № 36М	Т № 45М
φ_b	0,861	0,88	0,902	0,88	0,9

Литература к гл. 2

- 1...7. См. основную литературу.
8. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*).— М.: ЦИТП, 1989.
9. Инструкция по проектированию путей внутрицехового подвесного транспорта.— М.: Стройиздат, 1965.
10. Мурашко Н.Н., Соболев Ю.В. Металлические конструкции производственных сельскохозяйственных зданий.— Минск: «Высшая школа», 1987.

Глава 3

ОБЛЕГЧЕННЫЕ РАМНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

3.1. Технические решения

Рамы из облегченных металлических конструкций представляют собой плоские конструкции, состоящие из прямолинейных, ломанных, реже криволинейных пролетных элементов (ригелей рам) и жестко связанных с ними вертикальных или наклонных элементов (стоеч рам).

Системы несущих каркасов для легких одноэтажных производственных зданий можно разделить на три основные группы (рис. 3.1): 1) сплошностенчатые рамные системы жестко или шарнирно соединенные с фундаментами; 2) сплошностенчатые системы рамно-балочного типа; 3) решетчатые рамные системы.

По форме конструктивных элементов сплошностенчатых рам существующие решения и предложения можно классифицировать следующим образом: 1) сечения из сварных двутавров (рис. 3.2, а); 2) сечения замкнутые гнутосварные с тонкими стенками, усиленными гофрами (рис. 3.2, б); 3) сечения из развитых по высоте прокатных двутавров (рис. 3.2, в).

Сечения из сварных двутавров могут быть скомпонованы из гладкой листовой стали, с использованием в полках гнутых профилей, с гибкой или гофрированной стенкой. Развитые прокатные двутавры имеют сплошную либо перфорированную стенку постоянной или переменной

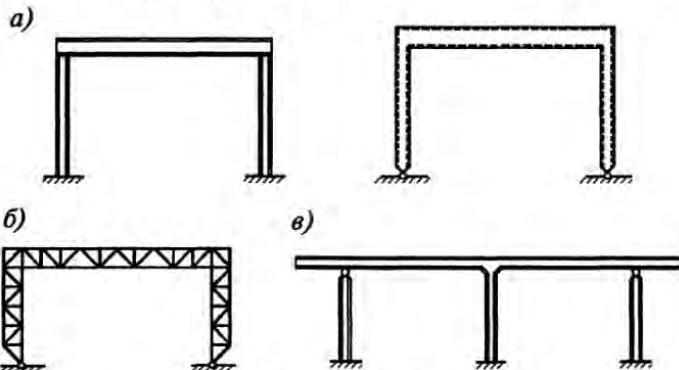


Рис. 3.1. Типы поперечных рам:

а — сплошностенчатые; б — решетчатые; в — рамно-балочные

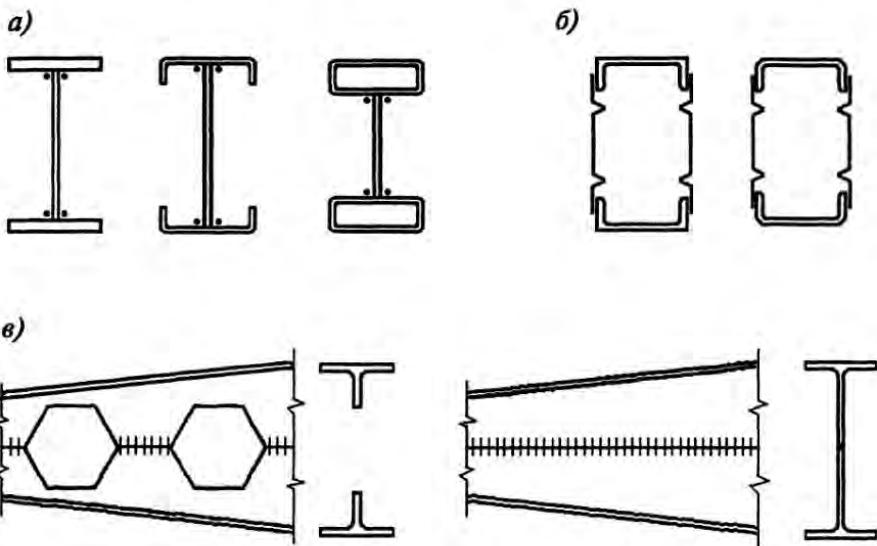


Рис. 3.2. Типы сечений сплошностенчатых рам:
а — из сварных двутавров; б — замкнутые; в — развитые по высоте

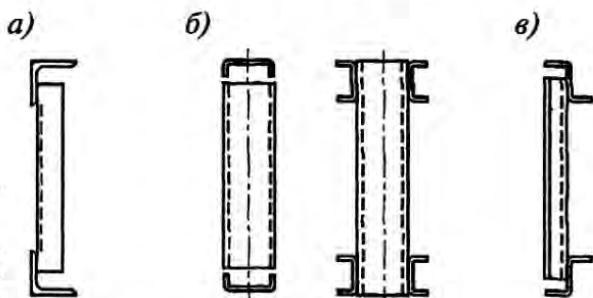


Рис. 3.3. Типы сечений решетчатых рам:

- а — из одиночных уголков;
- б — из гнутых швеллеров;
- в — из Z-образных профилей

высоты. Коробчатые сечения выполняют из прокатных или гнутых швеллеров, к которым приваривают листы, усиленные гофрами.

В решетчатых рамках эффективно использование сечений из одиночных прокатных или гнутых уголков, гнутых швеллеров или Z-образных профилей (рис. 3.3).

По статической схеме однопролетные рамные системы бывают трехшарнирными, трехшарнирными с затяжкой, двухшарнирными, двухшарнирными с затяжкой и бесшарнирными (рис. 3.4).

Трехшарнирные рамы (рис. 3.4, а) наиболее металлоемки и обладают повышенной деформативностью. Обычно их применяют при небольших пролетах, а также в том случае, когда пролет и высота здания позволяют

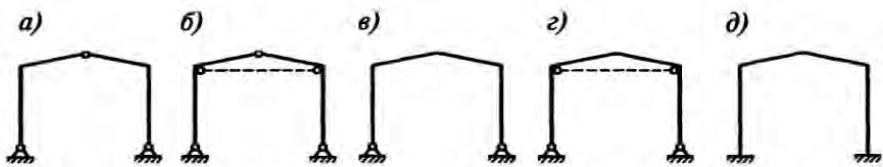


Рис.3.4. Статические схемы однопролетных рам:

а — трехшарнирная; б, г — с затяжками в уровне карнизов; в — двухшарнирная; д — бесшарнирная

полностью изготовить полураму в заводских условиях и транспортировать на строительную площадку в виде Г-образных отправочных элементов.

Бесшарнирные рамы (рис. 3.4, д) — самые экономичные по расходу материала, но такие рамы весьма чувствительны к неравномерной осадке опор и температурным воздействиям. Узлы сопряжения стоек с фундаментом более сложны по конструкции, а сами фундаменты более материалоемки, так как помимо вертикального давления и распора воспринимают опорные моменты.

Двухшарнирные рамы (рис. 3.4, в) имеют наибольшее применение, так как в них достаточно полно проявляется эффект защемления ригеля в стойках, и они относительно мало (по сравнению с бесшарнирными) чувствительны к осадкам фундаментов. При такой схеме значительно снижается материалоемкость фундаментов.

Материалоемкость рамы можно понизить путем установки затяжки в уровне карнизных узлов (рис. 3.4, б, г), однако при этом повышается трудоемкость изготовления и монтажа, кроме того, применение затяжек затрудняет использование свободного объема помещения.

В многопролетных рамках статические схемы более разнообразны (рис. 3.5). При выборе их предпочтение отдают таким схемам, когда внутренние стойки соединены с ригелями шарнирно, что значительно упрощает конструкцию узлов сопряжения. Отметим, что при числе пролетов два и более выбор статической схемы зависит во многом от вида конструктивного оформления рамы (сплошностенчатая или решетчатая, постоянного сечения по периметру или переменного и др.). Так, в двухпролетных зданиях из сплошностенчатых рам переменного сечения, а также из решетчатых рам принимают схему, представленную на рис. 3.5, а; для Г-образных рам переменного сечения рациональна схема по рис. 3.5, в; для трехпролетных рам постоянного сечения — по рис. 3.5, б, а переменного сечения с меньшими пролетами по внешней стороне — по рис. 3.5, г. Определяющими факторами при выборе той или иной статической схемы являются снижение металлоемкости и повышение технологичности.

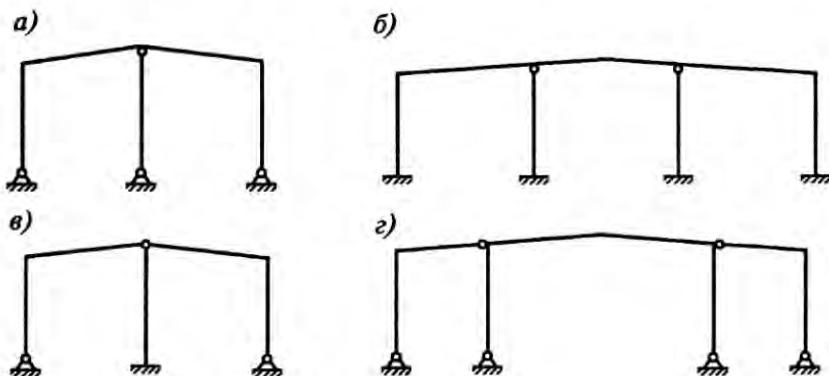


Рис. 3.5. Статические схемы двух- и трехпролетных рам

Перед составлением расчетной схемы необходимо определить конструктивное решение рамы и выполнить ее компоновку. Ориентировочно при компоновке сплошностенчатых рам по трехшарнирной схеме назначают высоту сечения карнизного узла в пределах $h = (1/25 \dots 1/30)L$, а в решетчатых рамках — $h = (1/18 \dots 1/20)L$, где L — пролет здания. При двухшарнирной схеме эту высоту можно уменьшить соответственно до значений $(1/30 \dots 1/33)L$ и $(1/22 \dots 1/28)L$. Еще меньшей высоты требует бесшарнирная схема — соответственно $(1/35 \dots 1/45)L$ и $(1/28 \dots 1/35)L$. Соотношения моментов инерции ригеля J_r и стойки (колонны) J_k при предварительном статическом расчете можно принять $J_r / J_k = 2 \dots 3$.

3.2. Типы рамных конструкций

3.2.1. Рамы из перфорированных двутавров

Создание балок с перфорированной стенкой, образуемых из прокатных заготовок путем распуска стенки по ломаной линии с последующей сборкой и сваркой образованных тавров (см. п. 5.9 [1]), позволило применить этот принцип и в рамных конструкциях. Отличительной особенностью рамной конструкции, в которой ригель жестко соединен со стойками, является перераспределение части пролетного момента на карнизный узел. При этом оптимальной будет конструкция, у которой значения карнизного и пролетного моментов равны или, по крайней мере, близки между собой.

Высота развитого двутавра постоянного сечения с перфорированной стенкой H_{con} будет больше высоты исходной балки h на величину $d/2 =$

$=h - 2z_0$, где z_0 — минимально допустимое по технологическим требованиям расстояние между внешней гранью двутавра и кромкой реза. Следовательно, эта высота будет равна $H_{con} = 2(h - z_0)$.

Степень развития прокатного профиля H_{con}/h рекомендуется принимать в пределах до 1,5. Большая степень развития требует дополнительных мероприятий по усилению сечений в районе отверстий и обеспечению устойчивости сплошных участков стенки, которые должны отвечать требованиям $h_{ef}/t \leq 2,5\sqrt{E/R_y}$.

Увеличение высоты перфорированного двутавра по сравнению с исходным прокатным профилем, а также перераспределение части пролетного момента в карнизные узлы позволяет использовать сравнительно небольшие исходные прокатные профили для перекрытия пролетов 18...24 м.

Возможные технические решения рамных каркасов с использованием в качестве ригеля перфорированных балок показаны на рис. 3.6.

Работа ригеля в составе рамы отличается от работы шарнирно опертой балки, что прежде всего относится к зонам, прилегающим к карнизным узлам, где действуют максимальная поперечная сила и большой изгибающий момент. В рамках с перфорированным ригелем, у которого стенка ослаблена, это проявляется в еще большей степени. Не забывайте об этом при чтении п. 5.9 [1].

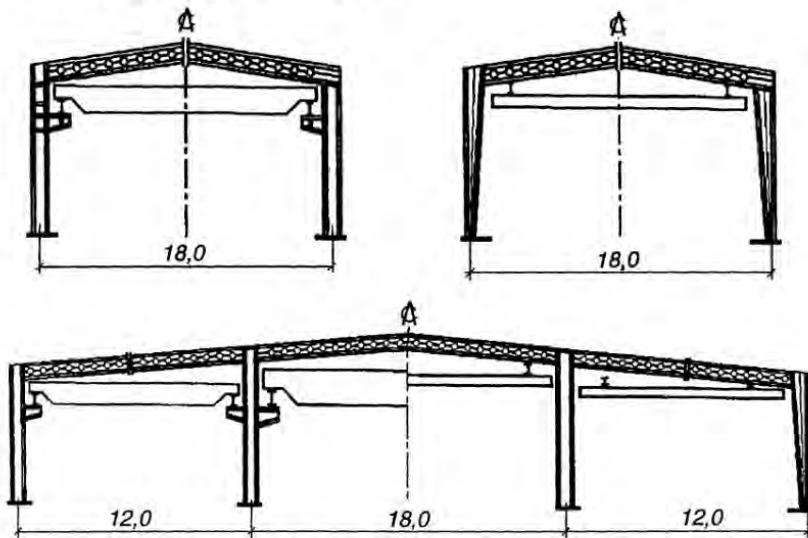


Рис. 3.6. Рамы с ригелями из перфорированных двутавров

3.2.2. Рамы с элементами переменной жесткости из прокатных двутавров

В следствие дальнейшего совершенствования форм рамных конструкций появились рамы из элементов переменной жесткости. Определяющими нагрузками для бескрановых зданий с рамными каркасами являются нагрузки от конструкций покрытия и снегоового покрова. Форма эпюры изгибающих моментов в раме с жестким сопряжением ригеля и стоек при шарнирном сопряжении с фундаментами от этих нагрузок представляет собой параболу в ригеле и треугольники в стойках.

Оптимальной с точки зрения распределения материала будет рама, как можно точнее повторяющая очертание эпюры моментов: максимальные значения высот сечений в коньковом и карнизных узлах и минимальные — в точках пересечения эпюры моментов нейтральной оси в ригеле и в узлах опирания стоек на фундаменты (рис. 3.7, а). Для упрощения конструкции ригель часто делают постоянного сечения (левая схема на рис. 3.7, б). Все элементы рамы можно изготовить из прокатных двутавров путем соответствующей разрезки. Рамы переменной жесткости позволяют получить экономию стали по сравнению с аналогичными постоянного сечения в среднем до 30% (металлоемкость зависит от габаритных размеров рамы, наличия или отсутствия кранового оборудования, нагрузки на покрытие и др.).

Немаловажным достоинством рам, изготовленных из прокатных двутавров путем передела, является возможность их производства как на заводах металлоконструкций, так и в условиях небольших специализированных мастерских. Узловые соединения обычно принимают фланцевыми на высокопрочных болтах, что способствует снижению трудозатрат при монтаже.

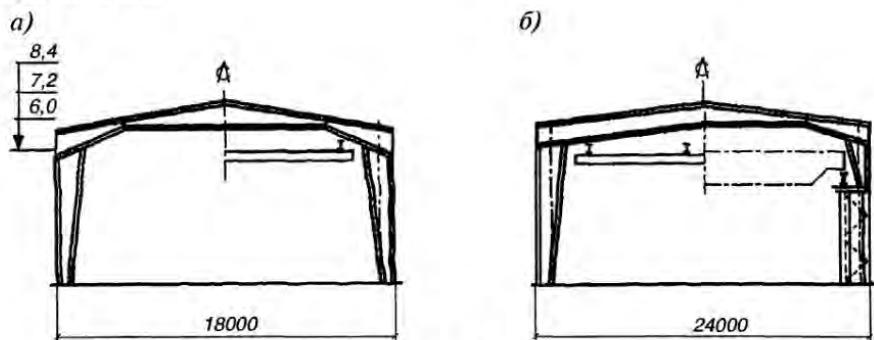


Рис. 3.7. Конструктивные схемы рам переменной жесткости

Привязанность к сортаменту из прокатных двутавров не позволяет с достаточной свободой назначать размеры сечений элементов. Поэтому следующим этапом развития рам переменной жесткости стали рамы, изготавляемые из листового проката. В таких рамках можно получить экономию стали до 10...15%, но не более, так как здесь имеются свои трудности, связанные с ограничениями в выборе толщин стенки и полок, ширины полов и высот сечений, определяемые из условий местной устойчивости.

Область применения рам переменной жесткости — от общественных зданий (физкультурно-оздоровительные комплексы, спортивные залы, бассейны и др.) до зданий производственного назначения с возможностью подвески двухпорных кранов грузоподъемностью до 5 т или использования опорных кранов на встроенных эстакадах.

Рамы переменной жесткости дают возможность создавать системы одно- и многопролетных каркасов зданий с широким диапазоном размеров пролетов и высот. Такие системы получили широкое распространение в различных странах, их успешно начинают применять в нашей стране. Системы на основе рам переменной жесткости, производимые фирмой «Батлер» в США и Канаде, завоевали лидирующие позиции в зданиях многоцелевого назначения.

Расчет и конструирование рам переменной жесткости имеют ряд особенностей: взаимосвязь распределения пролетного и карнизного моментов с распределением жесткостей в конструкции; зависимость между максимальным и минимальным сечениями в элементе; специфичность расчета на прочность и устойчивость и др. Так, при расчете стойки переменного сечения на устойчивость следует определять расчетную длину с учетом двух коэффициентов μ . Один из этих коэффициентов характеризует особенности работы стойки в системе рамы. Его назначают по общим правилам и принимают равным 2 при наличии шарнира в верхнем или нижнем узле и 1 при жестком сопряжении стойки с фундаментом и ригелем. Второй коэффициент μ зависит от отношения моментов инерции стойки в местах ее сопряжения с ригелем и фундаментом. Его можно определить по табл. 6.1 [1].

Основные особенности расчета рамы переменного сечения проявляются при ее статическом расчете, поэтому остановимся на этих вопросах подробнее.

Особенности статического расчета рам с элементами переменной жесткости. Известно, что в статически неопределенных системах, в том числе рамных, соотношение жесткостей элементов конструкции влияет на распределение внутренних усилий в ней, что вызывает дополнительные сложности при статическом расчете и подборе сечений элементов.

Окончательные размеры сечений устанавливают путем последовательного приближения.

Как правило, все элементы рамных конструкций со сплошной стенкой сжатоизгибаются. Наиболее распространенной формой сечения является двутавровая. В рамках переменной жесткости чаще всего используют три типа двутавровых сечений: из прокатных двутавров с параллельными гранями полок типа Б с соответствующим переделом; составное из прокатной листовой стали; составное с использованием С-образного холодногнутого профиля в полках и тонкого листового проката в стенке (см. рис. 3.2).

Расчет рам с двутавровыми элементами различных типов сечений до определенной степени идентичен, поэтому ниже рассматривается методика расчета применительно к однопролетной раме переменной жесткости из прокатных двутавров.

Выбор исходного номера двутавра, который принимают в качестве первого приближения, как правило, осуществляют на основе накопленного опыта проектирования с использованием материалов по имеющимся проектам.

Если в вашем распоряжении нет таких проектов, а опыт еще не накоплен, то исходный номер двутавра можно определить в следующем порядке:

1. Приводят нагрузку на ригель рамы к эквивалентной равномерно распределенной q_{eq} так, чтобы момент в середине пролета шарнирно-опертого ригеля от этой нагрузки $q_{eq}l^2/8$ был равен моменту от веса покрытия с учетом собственного веса ригеля, снегоуборочного оборудования, кранового и технологического оборудования.

2. Производят статический расчет плоской рамы на эквивалентную нагрузку, условно принимая жесткость рамы постоянной по всему периметру.

3. По изгибающим моментам в карнизе и коньке вычисляют требуемые моменты сопротивления W_{req} , не обращая пока внимания на влияние продольных сил. Поскольку у развитых двутавров требуемый момент сопротивления выше момента сопротивления исходного двутавра, уменьшают найденные значения W_{req} в 1,3...1,5 раза и по сортаменту подбирают исходные номера двутавров типа Б.

4. Из выбранных прокатных балок образуют карнизную и коньковую части рамы путем разрезки (раскрыя) стенок профилей по наклонным прямым линиям и последующей сборки (рис. 3.8). При компоновке рамы назначают следующие размеры: H , L и i — соответственно высоту рамы, пролет и уклон ригеля; c — расстояние от наружной грани стойки до точ-

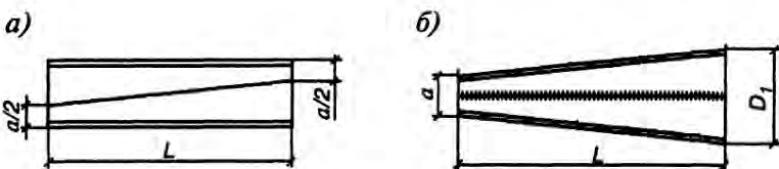


Рис. 3.8. Образование элемента переменной жесткости:
а — схема роспуска двутавра; б — элемент переменного сечения

ки на оси ригеля с «нулевым» значением момента; a и b — минимальные высоты сечений полученных элементов; D_1 и D_2 — максимальные высоты сечений элементов.

Параметры a и b принимают по конструктивным соображениям и прочностным расчетам. Например, размер a зависит от продольной силы, габаритных размеров оборудования, которое может быть использовано при механизированной резке и сварке, и т.д. Параметр c можно принять по данным расчета рамы с постоянной жесткостью элементов. Размеры D_1 и D_2 определяют из условий прочности сечения и устойчивости стенки (по ее предельно допустимой гибкости). Скомпонованная полурама с основными ее размерами представлена на рис. 3.9. Теперь можно приступить к статическому расчету.

При выполнении статического расчета рамы переменной жесткости возможны два варианта: аналитический (например, с использованием аппарата метода сил) и численный расчет на ЭВМ по стандартным программам.

Особенностью расчета рассматриваемых конструкций является изменение жесткостных характеристик по длине. Для аналитических расчетов необходимо определить функциональную зависимость изменения момента инерции по длине элементов. Изменяющимся параметром у развитого двутавра переменной жесткости по сравнению с исходным является

высота стенки элемента. Изменение высоты стенки по длине при прямом резе происходит по линейному закону. Таким образом, определив зависимость момента инерции сечения от высоты стенки, можно определить его распределение по длине элемента конструкции и перейти к расчету рамы с учетом полученных зависимостей. Мы не будем на этом останавливаться, так как в настоящее время предпочтение отдают численным методам.

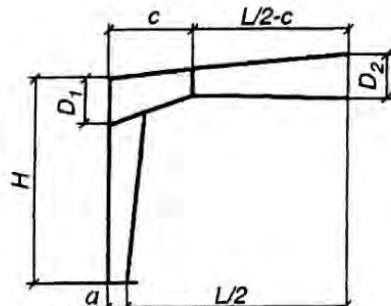


Рис. 3.9. Полурама из развитых двутавров переменной жесткости

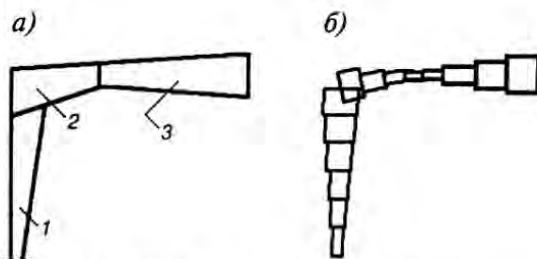


Рис. 3.10. К расчетной схеме рамы:

a — исходная полурама; *б* — аппроксимирующая модель; 1 — стойка; 2 — вут; 3 — ригель

При выполнении численного статического расчета на ЭВМ используют стержневую аппроксимацию элементов рамы. За расчетную принимают ось, проходящую через центры тяжести сечений двутавровых элементов рамы, что обусловливает ее ломаное очертание. Образец расчетной схемы рамы представлен на рис. 3.10.

Каждый элемент рамы (стойка, вут, ригель) разбивают на отдельные участки. Высоту сечения на участке принимают постоянной и равной среднему значению высот на концах участка. Как правило, шаг разбиения рамы на участки длиной 0,5...1 м дает достаточно точные результаты.

Минимальное количество узлов, являющихся границами участков, определяется числом участков согласно шагу разбиения, обязательным введением узла в местах пересечения осей элементов и в местах приложения сосредоточенных нагрузок.

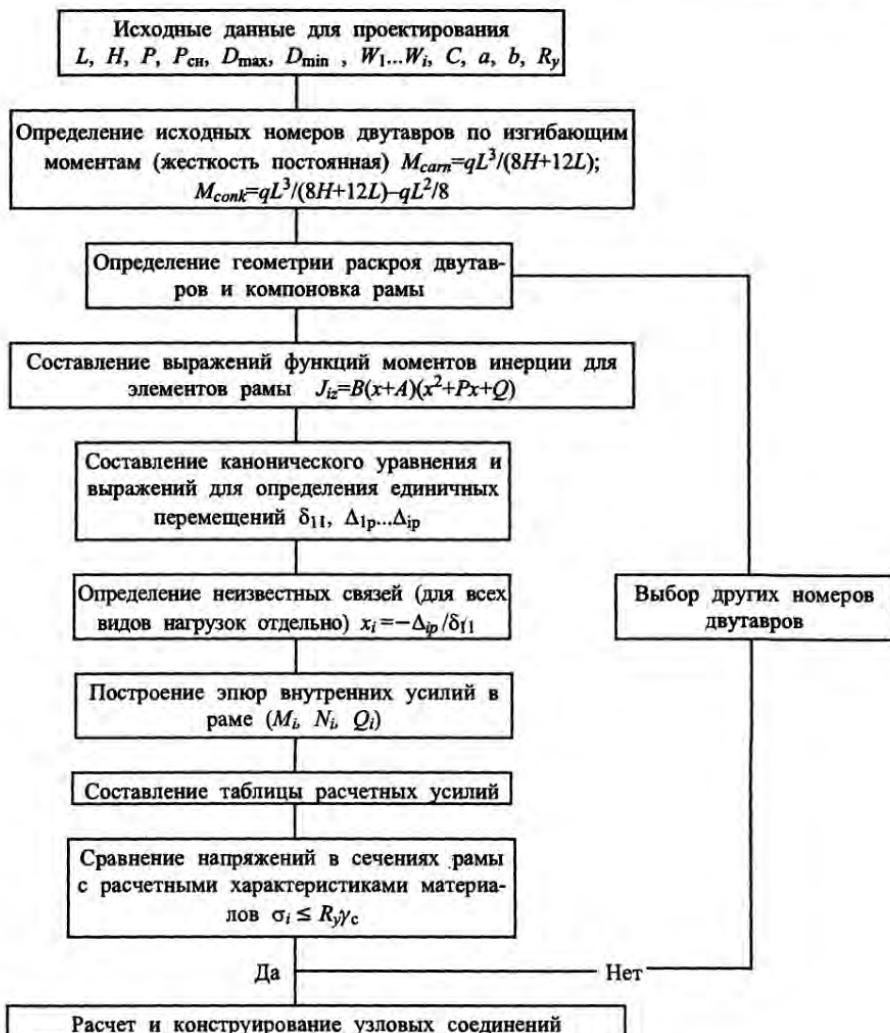
Узлы и стержни элементов удобно нумеровать последовательно, начиная от левой опоры, являющейся одновременно центром координатной системы *ZOY*.

Исходные данные для расчета на ЭВМ записывают в порядке, установленном для выбранной программы расчета.

Внутренние усилия в раме *M*, *N* и *Q* определяют от каждого вида загружения отдельно. После выполнения статических расчетов на все виды нагрузок составляют таблицу расчетных сочетаний внутренних усилий для характерных сечений подобно тому, как это делалось в гл. 2. По расчетным усилиям производят проверку прочности и устойчивости. Одновременно контролируют величину перемещений в вертикальном и горизонтальном направлениях. В случае невыполнения условий прочности или жесткости выбирают другой номер профиля для элементов рамы, и все операции по расчету повторяют.

На блок-схеме показана последовательность расчета рамы переменной жесткости методом сил.

Схема расчета двухшарнирной рамы переменной жесткости методом сил



Пример 3.1. Подготовить исходные данные для расчета на ЭВМ рамы с элементами переменной жесткости.

Данные для проектирования: пролет рамы — 18 м; высота до верха ригеля — 9,3 м; отметка низа опорной плиты базы — (-0,150 м); привязка к разбивочной оси внутренней грани колонны — 250 мм. Ветровой район — III; снеговой район — III [6]. Здание оборудовано двумя однобалочными подвесными кранами общего назначения грузоподъемностью $Q = 3,2$ т. Материал конструкций — сталь С345. Шаг рам B_p — 6 м; расстояние между прогонами покрытия $l = 3$ м.

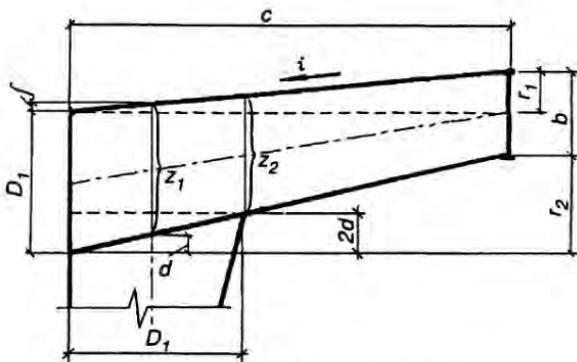


Рис. 3.11. Схема карнизного узла

На основании предварительных расчетов по пп.1...3 (см. выше) назначены следующие исходные номера двутавров: стойка — 50Б1; вуг — 50Б1; ригель — 45Б1.

Вначале определяем геометрию карнизного узла (рис. 3.11):

$$D_1 = 734 \text{ мм}; b = 250 \text{ мм}; C = 3250 \text{ мм}; H = 9300 + 150 = 9450 \text{ мм}; r_1 = c = i = 3250 \cdot 0,05 = 162,5 \text{ мм}; f = D_1 r_1 / (2C) = 734 \cdot 162,5 / (2 \cdot 250) = 18,5 \text{ мм}; r_2 = D_1 - b + r_1 = 734 - 250 + 162,5 = 646,5 \text{ мм}; d = (D_1 + r_2) / 2C = (734 + 646,5) / 2 \cdot 3250 = 73,0 \text{ мм}; z_1 = D_1 + b - d = 734 + 18,5 - 73,0 = 679,5 \text{ мм}; H_1 = H - z_1 / 2 + f = 9450 - 679,5 / 2 + 18,5 = 9128,75 \text{ мм}; H_2 = H - D_1 + 2d = 9450 - 734 + 2 \cdot 73,0 = 8862 \text{ мм}.$$

Разбиваем все элементы рамы на участки и находим высоты сечений участков (рис.3.12).

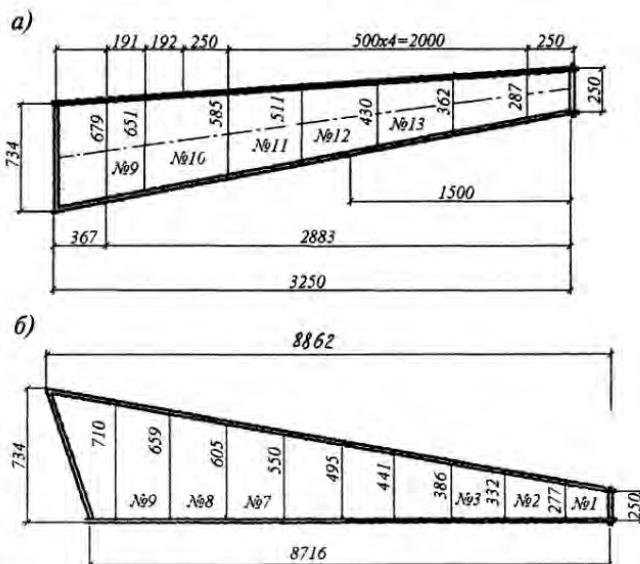


Рис. 3.12. К определению высот участков элементов рамы:
 I...13 — номера участков

Определяем геометрические характеристики сечений по участкам рамы, что удобно осуществлять в табличной форме. В качестве иллюстраций в табл. 3.1 и 3.2 приведены результаты вычислений для стойки и вугта из двутавра 50Б1 ($S_u = 860,4 \text{ см}^2$, $J_u = 37160 \text{ см}^4$, $A = 92,98 \text{ см}^2$, $t_w = 0,88 \text{ см}$, $H = 49,2 \text{ см}$), при этом использовались следующие формулы: $a = 0,5(H_{ish} - H_{pol})$; $y_1 = (S_u - a^2 t / 2) / (A/2)$.

Определив координаты границ участков и приняв для каждого участка жесткостные характеристики по табл. 3.1 и 3.2, можно производить статические расчеты рамы на каждый вид загружения, используя стандартную программу (например, «INTAB», «Ладога», «Лира», «GAMMA», «OSKAR», «МАК-III», «Рама» и др.).

Таблица 3.1. Геометрические характеристики сечений стойки рамы

№ участка	H_{pol}	a	y_1	J_1	EJ_1	EA_1
1	27,7	10,75	11,112	517,222	2137,6	155526
2	33,2	8,00	13,096	872,938	3208,3	165690
3	38,6	5,30	14,975	1342,646	4503,3	175669
4	44,1	2,55	16,831	1955,314	6085,5	185833

Таблица 3.2. Геометрические характеристики сечений вугтовой части

№ участка	H_{pol}	b	y_2	J_2	EJ_2	EA_2
9	66,0	8,40	23,792	5988,420	15325,3	226304
10	58,5	4,65	21,472	4295,959	11598,9	212444
11	51,1	0,95	19,113	2966,801	8507,6	198769

3.2.3. Рамы с ригелем постоянного сечения с гибкой стенкой

Высокий уровень напряжений по периметру рам переменной жесткости по сравнению с рамами постоянного сечения и связанная с этим их повышенная деформативность ограничивает применение таких рам в зданиях с относительно тяжелыми мостовыми кранами на консолях и с трехопорными подвесными кранами, а также при наличии больших сосредоточенных воздействий в пролете рамы (тяжелые крышиные вентиляторы, подвеска технологического оборудования к ригелю и т.п.).

В таких случаях свое место могут найти рамы с ригелем постоянного сечения с гибкой стенкой. Особенностью этого конструктивного решения рамы является использование закритической работы стенки ригеля, когда после определенной нагрузки она теряет устойчивость с образованием диагональных складок при сохранении несущей способности. Применение в рамках ригеля из двутавров с гибкими стенками ($l_w = 200 \dots 300$) и стоек переменного сечения из прокатных двутавров позволяет получить эффективную по расходу стали конструкцию.

Особенности работы ригеля с тонкой стенкой, его расчета и конструирования соответствуют общим положениям для балок с гибкой стенкой (см. п. 5.7 [1]). Особое внимание следует обратить на узлы сопряжений ригеля со стойками и на места передачи сосредоточенных воздействий, надежно укрепив их ребрами жесткости. Статический расчет рам не имеет принципиальных отличий от обычных способов расчета. Если стойки имеют переменное сечение, то следует принимать во внимание особенности расчета, изложенные в п. 3.2.3. Это также относится к проверке устойчивости стойки переменного сечения, расчетную длину которой следует определять по формуле (6.22) [1].

3.2.4. Каркасы рамно-балочного типа

В неотапливаемых зданиях небольшие нагрузки на покрытие позволяют применять в несущем поперечнике конструкции из прокатных профилей, используемых без передела. Это дает возможность в значительной степени снизить трудоемкость изготовления конструкций. В двух- и трехпролетных зданиях такого типа ригели рам выполняют из неразрезных балок, что в сочетании с другими конструктивными приемами позволяет оптимально распределить усилия по длине пролета и соответственно уменьшить металлоемкость. Габариты рам и размеры всех элементов назначают с учетом стандартной длины исходного проката, равной 12 м, что исключает отходы металла при изготовлении. Конструктивная простота рассматриваемых решений позволяет организовать их изготовление на любом специализированном предприятии по выпуску металлопродукции.

Несущий поперечник рамно-балочных каркасов может быть решен в виде неразрезного двухпролетного ригеля с шарнирным опиранием на стойки, которые жестко защемлены в фундаментах (рис. 3.13, а). Ригель и стойки проектируют из прокатных двутавров. Все монтажные соединения — фланцевые. При размерах здания 36x60 м расход стали на 1 м² составляет 45...50 кг.

В трехпролетной рамной конструкции (рис. 3.13, б) все основные технические параметры и конструктивные решения подобны вышеизложенному. Стойки обычно располагают по крайним рядам с шагом 6 м, по среднему ряду — 12 м с использованием подстропильных прокатных балок. При размерах здания в плане 48x60 м расход стали на 1 м² составляет 42...45 кг.

При двухпролетном решении рамы с консольными свесами (рис. 3.13, в) можно уменьшить пролетный изгибающий момент и получить дополн-

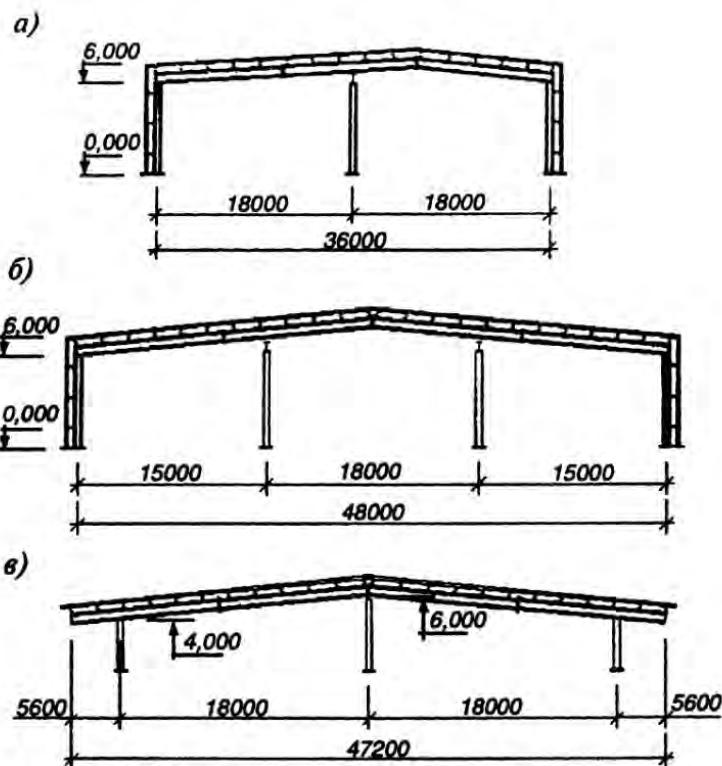


Рис. 3.13. Поперечники рамно-балочных каркасов:

a — двухпролетный; *б* — трехпролетный; *в* — с консолями

нительную экономию стали. В таких зданиях для III снегового района расход стали на 1 м² площади составляет 32,2 кг, для II — 28,9 кг.

3.2.5. Облегченные рамы малых пролетов

Потребность в легких быстровозводимых зданиях со стальным каркасом в последнее время стремительно возрастает, особенно в сельском строительстве. Ведущая роль здесь принадлежит зданиям комплектной поставки многоцелевого назначения с пролетами от 9 до 12 м.

Рассмотренные выше способы облегчения несущего поперечника применимы и для малых пролетов. Однако надо отметить, что при этом не всегда оправдан полный передел профиля ввиду незначительного выигрыша в весовых показателях при относительном усложнении изготовления. Во многих случаях для малых пролетов бывает достаточно локальное увеличение высот сечений с помощью втулов различной конфигура-

ции. Варианты конструктивных решений рам с пролетом 12 м представлены на рис. 3.14.

Самостоятельным направлением для зданий малых габаритов является создание быстро возводимых сборно-разборных каркасов. Их отличают особенности изготовления, транспортировки и монтажа, заключающиеся в практически полной заводской готовности отправочных блоков и их быстрым разворачивании на стройплощадке, а также возможность дальнейшей передислокации зданий.

Разработано множество конструктивных решений сборно-разборных зданий, в том числе рамных. Характерной особенностью их является применение монтажных узлов с машиностроительной обработкой, а также повышенные требования к пространственной жесткости блок-секций как в процессе транспортировки, так и при эксплуатации. Вследствие отмеченных особенностей сборно-разборные здания более металлоемкие и

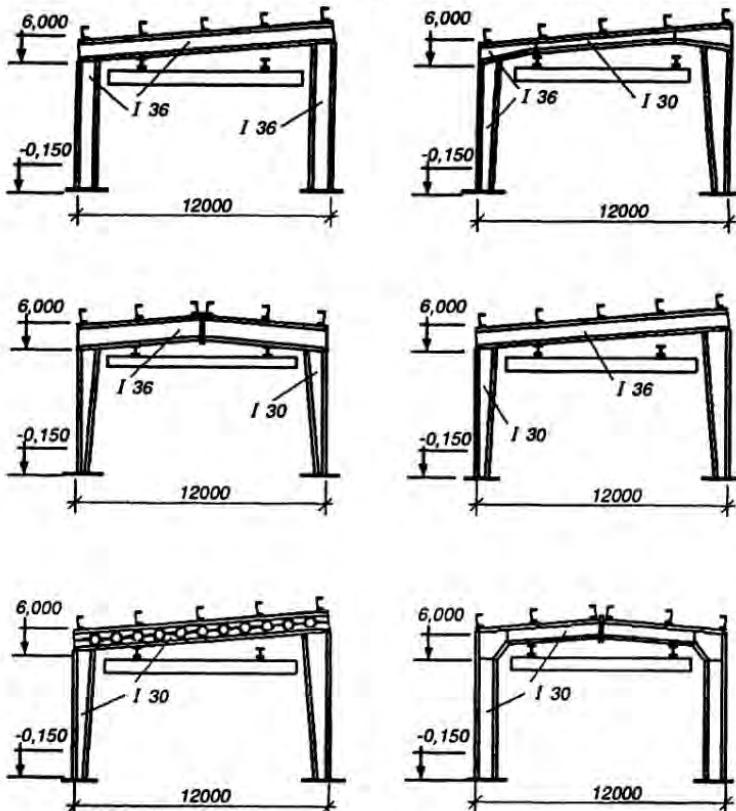


Рис. 3.14. Варианты технических решений рам пролетом 12 м

дорогие, чем стационарные здания комплектной поставки, а проблема снижения собственной массы металлоконструкций для них особенно актуальна.

3.2.6. Каркасы зданий с применением решетчатых рам

Такие каркасы позволяют снизить металлоемкость, но в определенной степени повышается трудоемкость их изготовления и монтажа.

Как и в сплошностенчатых рамках жесткое сопряжение ригеля и стоек дает возможность перераспределить часть пролетного момента на стойки рамы, и вследствие этого более рационально использовать материал по периметру несущей конструкции. Снижение изгибающего момента в ригеле позволяет уменьшить его высоту, при этом длины стержней решетки уменьшаются, что позволяет использовать в сжатых элементах профили меньшего калибра.

Возможные схемы рам приведены на рис. 3.15. Решетчатые рамы можно применять в бескарновых зданиях или в зданиях с подвесным карновым оборудованием небольшой грузоподъемности (до 5 т).

Наиболее перспективными (с точки зрения доступности профилей и снижения технологических затрат на изготовление) являются решетчатые конструкции с использованием в элементах одиночных уголков и гнутых профилей. В рамках из одиночных уголков реализуются достоинства, присущие таким фермам: либо полное отсутствие фасонок и непосредственное сопряжение стержней, либо резкое сокращение числа фасонок и их габаритов за счет пристыковки фасонки к перу поясного уголка. Применение в решетчатых рамках гнутых профилей позволяет компоновать сечения стержней наиболее выгодно, сообразно характеру внутренних силовых факторов, возникающих в них от внешних воздействий, и, следовательно, получать более экономичные конструктивные решения.

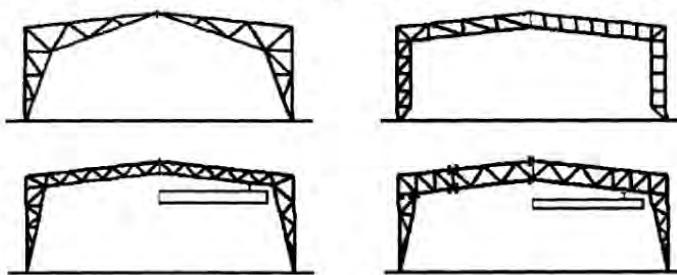


Рис. 3.15. Типы решетчатых рам

Распределение внутренних усилий в элементах решетчатых статически неопределеных рам пропорционально отношению погонных жесткостей ригеля и стоек рамы. Максимальное значение поперечной силы в районе жесткого карнизного узла сочетается с большим изгибающим моментом, поэтому карнизные узлы рамы обычно более нагружены. Указанные факторы определяют конструктивные особенности решетчатых рам, а именно: выбор типа решетки и направление раскосов в ней с учетом внутренних усилий, действующих по периметру рамы, и простоты узлов примыкания решетки к поясам; выбор мест сопряжения отправочных элементов конструкции с расположением этих узлов в менее нагруженных сечениях.

При разделении конструкции на отправочные марки необходимо учитывать регламентируемые транспортные габариты, возможность пакетирования отправочных марок при перевозке, а также назначение длин исходных профилей фасонного проката для поясов.

3.2.7. Особенности конструирования и расчета узловых соединений рам

Обычно монтажные соединения элементов облегченных рам выполняют фланцевыми на высокопрочных болтах. Фланцевые соединения имеют ряд преимуществ по сравнению со сдвигостойчивыми. Во фланцевых стыках уменьшается расход металла на соединение, в 3...3,5 раза снижается количество болтов. Количество болтов в сжатой зоне во фланцевых соединениях может быть уменьшено, поскольку нормальных усилий они не передают, а только обеспечивают передачу поперечных сил за счет трения поверхностей фланцев. Основное количество болтов сосредоточено в зоне растянутого пояса, причем болты работают с большей отдачей, чем при сдвиге. Все это снижает трудоемкость монтажа фланцевых соединений в 3,5...4 раза. Кроме этого уменьшается трудоемкость изготовления элементов рам, главным образом за счет резкого сокращения числа отверстий в стенке и полках. Отмеченное достоинство более полно проявляется при заводском поточном изготовлении рамных конструкций.

Ввиду ряда особенностей следует остановиться на анализе различных вариантов узлов рам из элементов переменной жесткости. Если коньковый узел имеет одно решение для данной формы рамы (рис. 3.16, а), то при оформлении карнизного узла возможны различные варианты.

Недостатками карнизного узла по схеме (рис. 3.16, б) являются дополнительные операции при изготовлении (фрезерование торцевой по-

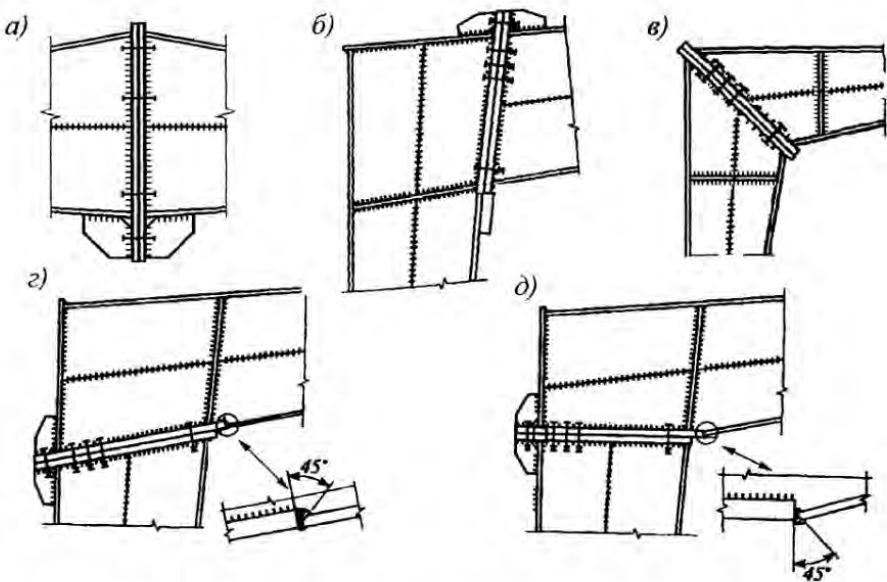


Рис. 3.16. Конструктивные решения рамных узлов:

а — коньковый узел; б...д — карнизные узы

верхности фланца и опорного столика) и наличие выступающей на ригеле части, которая затрудняет устройство беспрогонной кровли. Кроме того, в рамках из развитых прокатных двутавров образование узла обеспечивается за счет двутавра стойки, а не двутавра вутовой части ригеля. Это вынуждает принимать больший номер исходного профиля для стойки, чем для ригеля, что отражается на металлоемкости.

Достоинство карнизного узла по схеме (рис. 3.16, в) состоит в том, что большая длина фланца позволяет увеличить плечо момента в узле и за счет этого уменьшить усилия на болты. Использовать такой узел можно в рамках из листовой стали. В рамках из прокатных двутавров его применение дает повышенный расход материала за счет косого реза стойки и ригеля. Недостатком узла также является наличие участков близкого расположения друг к другу нескольких сварных швов.

Вариант по схеме (рис. 3.16, г) получил наибольшее распространение. Основным недостатком такого узла является наклонное расположение фланцев. От этого недостатка свободен вариант узла, выполненный по схеме (рис. 3.16, д) с горизонтальным расположением фланцев.

Фланцевые соединения (ФС) элементов стальных конструкций следует проверять расчетом на прочность: болтов, фланцев на изгиб, соединений на сдвиг, сварных швов соединения фланца с элементом конструкции.

Рекомендуется при конструировании монтажных узлов с использованием ФС применять высокопрочные болты диаметром 24 мм. Использование болтов М20 и М27 допускается в тех случаях, когда постановка болтов М24 невозможна или нерациональна. При этом следует применять следующие сочетания диаметров болтов и толщины фланца: М24 — $t_f=25$ мм; М20 — $t_f=20$ мм; М27 — $t_f=30$ мм. Для фланцев рекомендуется применять листовую сталь, например марок 09Г2С-15 и 14Г2АФ-15 с гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката. Болты растянутых участков фланцев следует располагать по возможности равномерно по контуру и как можно ближе к элементам присоединяемого профиля.

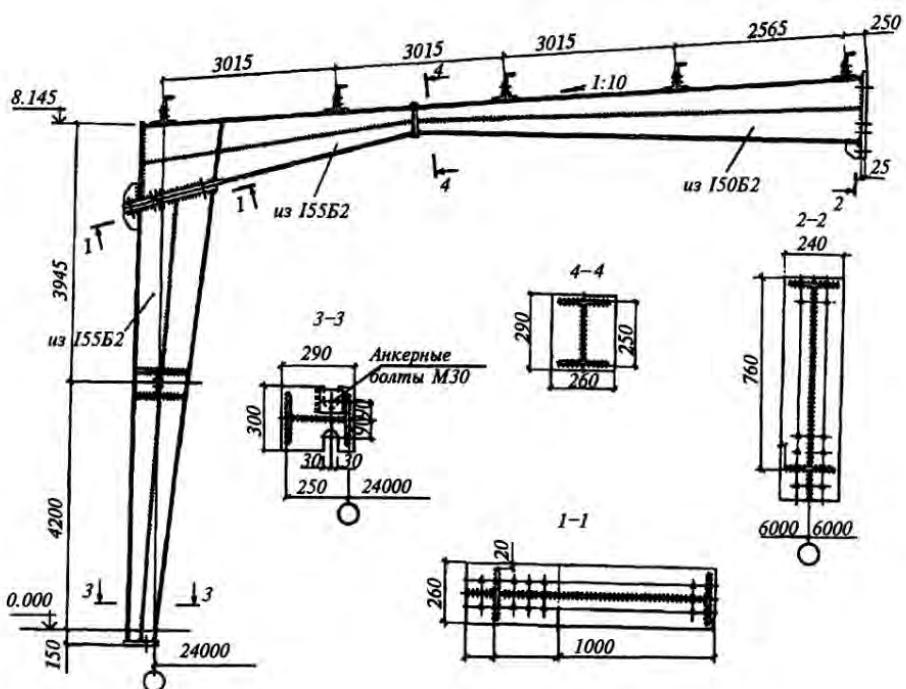


Рис. 3.17. Сопряжения элементов рамы

В рамных конструкциях для обеспечения требуемой жесткости ФС предъявляются повышенные требования к точности изготовления и монтажа. При выполнении таких соединений рекомендуется предусматривать следующие меры:

- на растянутых участках ФС применять фланцы увеличенной толщины;
- на сжатых участках устанавливать дополнительное количество болтов с предварительным их натяжением;
- укреплять стыкуемые элементы ребрами.

Сопряжения элементов рамы показаны на рис. 3.17.

Литература к гл. 3

- 1...7. См. основную литературу.
8. Кутухтин Е. Г., Спиридонов В. М., Хромец Ю. Н. Легкие конструкции одноэтажных производственных зданий. (Справочник проектировщика.) — М.: Стройиздат, 1988.
9. Новые формы легких металлических конструкций: [Коллективная монография] / ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко, АО «Корпорация Монтажспецстрой», фирма «Стальстрой». — М.: ИНПА, 1993.
10. Дробязко Л. Е. Легкие конструкции сельскохозяйственных зданий. — К.; Будивельник, 1985.
11. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций / ВНИПИПромстальконструкция, ЦНИИПСК им. Мельникова. — М.: 1989.

Глава 4

КОНСТРУКЦИИ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

4.1. Области применения

Процесс урбанизации и необходимость улучшения условий деятельности и быта людей в городах при относительно высокой стоимости земли требуют повышения плотности застройки городских территорий, поэтому развитие многоэтажного строительства зданий тесно связано с ростом городов.

Основная область применения многоэтажных зданий — общественные здания различного назначения, а также жилые здания. К многоэтажным зданиям относят здания высотой более 30 м, подразделяя их на невысокие — до 50 м; средней высоты — от 50 до 100 м; высокие — 100 м и более.

Проектирование высотного здания независимо от его целевого назначения (жилой дом, школа, больница, административный комплекс) требует системного учета различных аспектов проектирования, изготовления строительных конструкций и производства строительно-монтажных работ. Выбор конструктивной схемы здания, материалов для несущих и ограждающих конструкций, схем инженерных коммуникаций и обеспечение функционирования здания должно рассматриваться как единое целое. Поэтому при экономической оценке строительного материала, который будет использован для несущего каркаса здания, необходимо учитывать не только стоимость каркасов из разных материалов, а рассматривать все расходы на сооружение здания с учетом специфики эксплуатационных свойств этих материалов.

Для иллюстрации такого подхода в качестве примера рассмотрим графики на рис. 4.1 [9]. Сопоставление расходов на балки перекрытия показывает, что стоимость стальных балок (кривая *a*) при увеличении пролета растет медленнее, чем стоимость железобетонных балок *b*. Положение точки пересечения кривых, т.е. точки равной стоимости, зависит от нагрузки и пролета балок — при малых пролетах эффективнее железобетонные балки, при больших — стальные. В то же время перекрытие по стальным балкам требует большей строительной высоты и при этом увеличивается высота этажей, общая высота и объем здания, однако об-

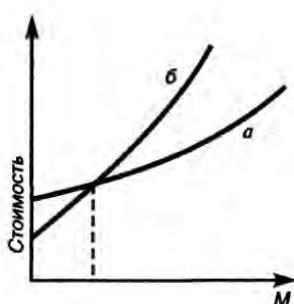


Рис. 4.1. Зависимость стоимости стальных (a) и железобетонных (b) балок перекрытий от пролета

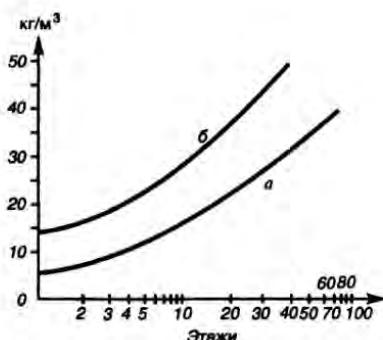


Рис. 4.2. Зависимость расхода стали от количества этажей:
 a — при малых нагрузках и шагах колонн; b — при больших нагрузках и шагах колонн

разуется некоторый дополнительный объем для прокладки инженерных систем в зоне перекрытий, что даст некоторую экономию при размещении оборудования. Стальные балки нуждаются в более мощной противопожарной защите, чем железобетонные, что также отразится на стоимости строительства. Далее необходимо провести аналогичное сравнение вариантов по колоннам, элементам жесткости каркаса, фундаментам и другим параметрам строительства. Из рассмотренного примера следует, что технико-экономическое сравнение вариантов в многоэтажном строительстве всегда индивидуально и представляет собой сложную задачу.

Стальные несущие конструкции можно применять для многоэтажных зданий любой высоты, однако практика проектирования и строительства рекомендует использовать металлический каркас при количестве этажей 40 и более. Главным преимуществом стального каркаса является возможность использовать большой шаг колонн при их малом поперечном сечении и большие пролеты перекрытий от 6 до 18 м. С применением стальных ферм, имеющих высоту этажа, возможно перекрывать пролеты от 30 до 60 м. Большой шаг расположения колонн повышает гибкость планировки помещений здания.

Оценкой экономичности стальных конструкций является расход стали, приходящийся на 1м^2 площади этажей или на 1м^3 внутреннего объема. Он зависит от многих показателей, например, от числа этажей, временной нагрузки, шага колонн в обоих направлениях, высоты и конструкции перекрытий, способа обеспечения жесткости здания, прочности стали. На рис. 4.2 представлена диаграмма [9], показывающая приближенный расход стали в $\text{кг}/\text{м}^3$ в зависимости от количества этажей. Ограничи-

вающая кривая *a* верна для небольших нагрузок и малого шага колонн, кривая *b* — для больших нагрузок и большого шага колонн.

Ориентировочный расход стали на 1 м³ многоэтажного здания в зависимости от количества этажей *m_{эт}* может быть вычислен по эмпирической формуле [2]:

$$g = (0,12 + m_{\text{эт}} / 200) \text{ кН/м}^3. \quad (4.1)$$

4.2. Объемно-планировочные и конструктивные решения многоэтажных зданий

Объемно-планировочное решение здания должно удовлетворять функциональным и санитарно-гигиеническим требованиям, для чего необходимо определить состав, размеры и взаимное расположение основных, обслуживающих, коммуникационных и технических помещений. Помещения, близкие по назначению и размерам, размещают в типовых этажах здания; входные узлы, большие залы — в нетиповых. Инженерное оборудование устанавливают в специально предусматриваемых технических этажах. Обычно на 8...12 типовых этажей приходится один технический. Инженерные коммуникации прокладывают в вертикальных шахтах и горизонтальных каналах, под которые используют свободное пространство в пределах габаритов колонн и межбалочное пространство перекрытий.

Применяемые планировочные решения должны вписываться в модульную сетку разбивочных осей и высоты этажей. Для общественных зданий рекомендуются следующие сетки колонн: 6 x 6; 6 x 9; 6 x 12; 9 x 9; 12 x 12 м, допускаются размеры 3,0, 4,5 и 7,5 м. Высоту этажей принимают равной 3,3; 3,6; 4,2 м и более с модулем 0,6 м. Форма плана, общая пространственная композиция и высота здания взаимосвязаны, они зависят от градостроительных факторов, природно-климатических условий, а также технологических, экономических и эксплуатационных возможностей применяемых конструкций. Возможные планы многоэтажных зданий приведены на рис. 4.3. Здания с компактными планами (рис. 4.3, *a*) обычно нуждаются лишь в опорах вдоль наружных стен и центральном ядре жесткости. Протяженные узкие здания имеют, как правило, ряд колонн у наружных стен и один или два дополнительных ряда внутри здания (рис. 4.3, *b*).

Конструктивное решение многоэтажного здания непосредственно связано с планировочными решениями и решением систем инженерного обслуживания здания и должно удовлетворять требованиям прочности, устойчивости и жесткости, что обеспечивает долговечность сооружения.

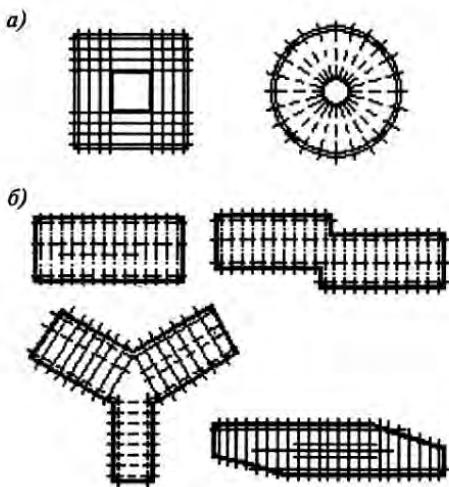


Рис. 4.3. Формы планов многоэтажных зданий:

a — здания с компактными планами; *b* — же, с протяженными

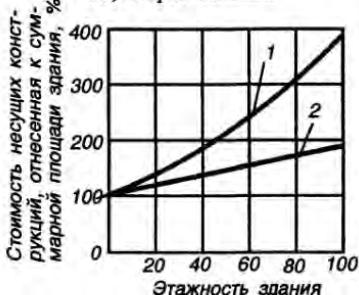


Рис. 4.4. Относительная стоимость несущих конструкций многоэтажных зданий в зависимости от количества этажей:

1 — традиционная конструктивная схема;
2 — оптимальная конструктивная схема

Значимость рационального конструктивного решения здания возрастает с увеличением его высоты (рис. 4.4) [8]. Из рис. 4.4 (где ось абсцисс характеризует этажность, а ось ординат — стоимость несущих конструкций, отнесеная к суммарной площади здания в %) следует, что при использовании традиционных каркасных схем стоимость несущих конструкций, например, 60-этажного здания по сравнению с 20-этажным возрастает на 75 %. При оптимальных конструктивных схемах соответствующее увеличение стоимости зданий составляет всего 27 %.

Любое каркасное здание состоит из отдельных элементов, выполняющих в общей системе определенные функции. В систему высотного каркаса к этим элементам относят вертикальные элементы (колонны, рамы, диафрагмы и стволы жесткости) и горизонтальные элементы (плиты и балки перекрытий, горизонтальные связи). Вертикальные элементы выполняют в системе главные несущие функции, воспринимая все действующие на здание нагрузки с передачей их на фундамент. Горизонтальные элементы обеспечивают неизменяемость системы в плане, передают прилагаемые к ним нагрузки на вертикальные элементы, обеспечивают пространственную работу всей системы, выступая в качестве распределительных горизонтальных дисков. Некоторые из наиболее распространенных конструктивных схем каркасов представлены на рис. 4.5.

В зависимости от их вида конструктивной схемы многоэтажные здания подразделяют на:

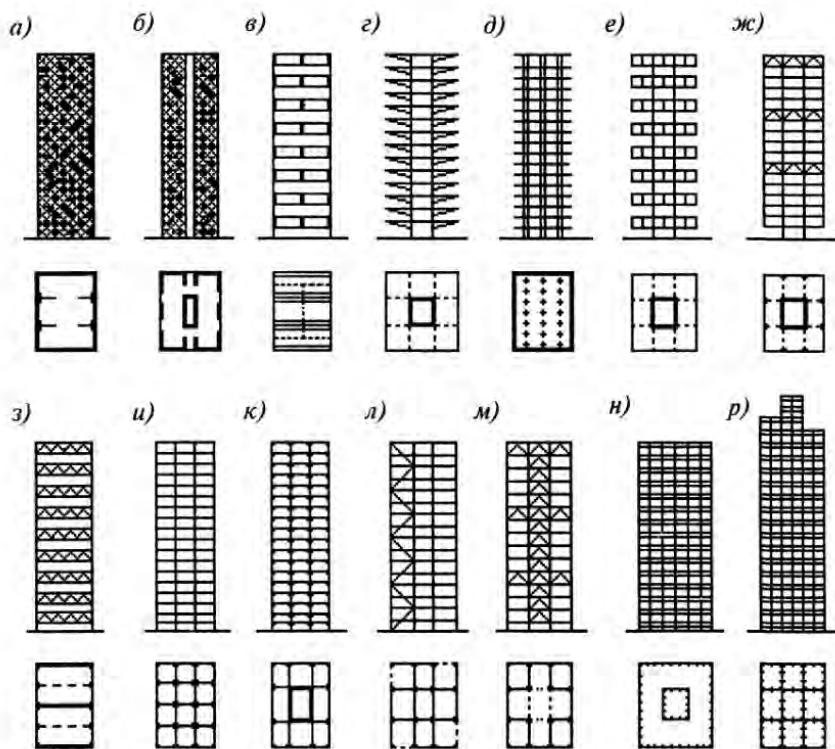


Рис. 4.5. Конструктивные схемы высотных зданий:

a — бескаркасная с параллельными несущими стенами; *б* — ствольная с несущими стенами; *в* — коробчатая; *г* — с консольными перекрытиями в уровне каждого этажа; *д* — каркасная с безбалочными плитами перекрытия; *е* — с консолями высотой на этаж в уровне каждого второго этажа; *ж* — с подвешенными этажами; *з* — с фермами высотой на этаж, расположенными в шахматном порядке; *и* — рамно-каркасная; *к* — каркасно-ствольная; *л* — каркасная с решетчатыми диафрагмами жесткости; *м* — каркасная с решетчатыми горизонтальными поясками и решетчатым стволом; *н* — коробчато-ствольная (труба в трубе); *о* — многосекционная коробчатая

бескаркасные системы, состоящие из пластинок-стен, оболочек открытого или замкнутого профиля, объемных тонкостенных блоков (рис. 4.5, *а* — *г*);

каркасные системы, состоящие из стержней (рис. 4.5, *и*, *л*, *м*);

смешанные системы, состоящие из элементов, присущих как каркасным, так и бескаркасным системам (рис. 4.5, *к*, *н*, *о*).

Стальные несущие конструкции рационально применять в каркасных и смешанных системах. Такие системы являются наиболее перспективными, так как обеспечивают свободу для архитектурной планировки и возможность ее изменения при эксплуатации здания.

Каркасные и смешанные системы в зависимости от распределения функций между элементами каркаса для обеспечения пространственной

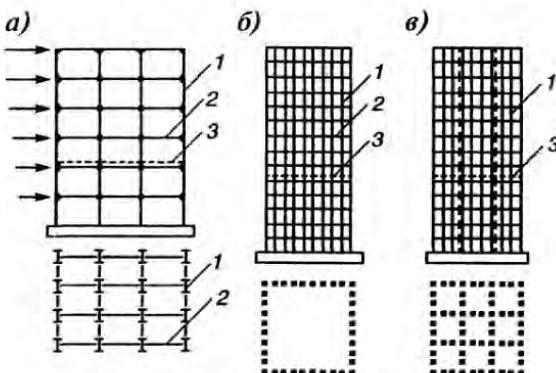


Рис. 4.6 Схемы основных рамных систем:

a — обычная; *b* — с внешней пространственной рамой; *c* — рамно-секционная; 1 — колонна; 2 — ригель; 3 — плоскость одного из перекрытий

жесткости и устойчивости подразделяют на рамные (рис. 4.6), связевые (см. рис. 4.8) и рамно-связевые (см. рис. 4.9).

Рамные системы. Рамные каркасы обычно состоят из прямоугольной сетки горизонтальных балок и вертикальных колонн, соединенных между собой жесткими узлами.

В *обычной рамной системе* (рис. 4.6, *a*) колонны регулярно расположены по всему плану здания с шагом 6, 9 м. Жесткие рамы при горизонтальных нагрузках работают за счет изгиба колонн и балок. Горизонтальный прогиб рамного каркаса определяется двумя факторами:

прогибом от изгиба каркаса как консоли (рис. 4.7, *б*), при этом удлинение и укорочение колонн приводят к горизонтальным перемещениям, составляющим около 20 % общего прогиба;

прогибом за счет работы балок и колонн на изгиб (рис. 4.7, *в*).

На последний вид деформирования приходится около 80 % общего перемещения здания, из которых 65 % из-за изгиба балок и 15 % из-за из-

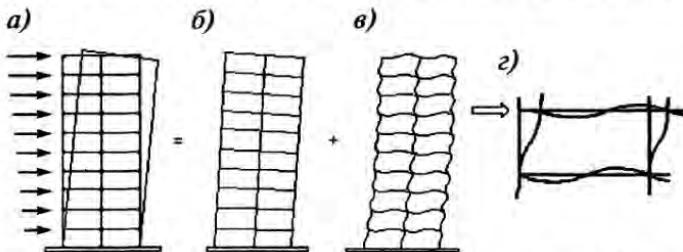


Рис. 4.7. Схемы деформирования каркаса с рамными узлами при действии горизонтальной нагрузки:

a — общая схема деформаций; *б* — прогиб консоли; *в* — прогиб за счет работы колонн и балок на изгиб;

г — схема деформации ячейки жесткой рамы

гиба колонн. Поэтому подобные системы экономичны в зданиях высотой не более 30 этажей.

Системы с внешней пространственной рамой (см. рис. 4.6, б) обладают повышенной изгибной жесткостью, так как при расположении колонн по контуру увеличивается момент инерции горизонтального сечения каркаса. Система отличается высокой жесткостью на кручение. Кроме того, при частом расположении колонн конструктивные элементы внешней рамы выполняют функции фахверка наружной стены и для ее устройства не требуется дополнительных элементов. При большой ширине здания система может быть дополнена внутренними колоннами, воспринимающими только вертикальные нагрузки от шарнирно примыкающих ригелей перекрытий.

Дальнейшим развитием рамных систем является *рамно-секционная система* (см. рис. 4.6, в). Благодаря дополнительной жесткости внутренних рам и более равномерному включению граней внешней рамы в работу на изгиб, общая жесткость этой системы по сравнению с предыдущей повышается. Рамно-секционная система позволяет завершать различные секции на разной высоте без существенного усложнения конструкций, придавая зданию ступенчатый объем. Ригели перекрытий в пределах отдельных секций обычно опирают на колонны шарнирно.

Связевые системы. В связевых системах (рис. 4.8) горизонтальная жесткость обеспечивается за счет работы диагональных элементов и колонн при шарнирном примыкании ригелей. Связевая система работает на горизонтальные нагрузки как консоль, защемленная в фундаменте, нагрузки на которую передаются посредством жестких дисков перекрытий.

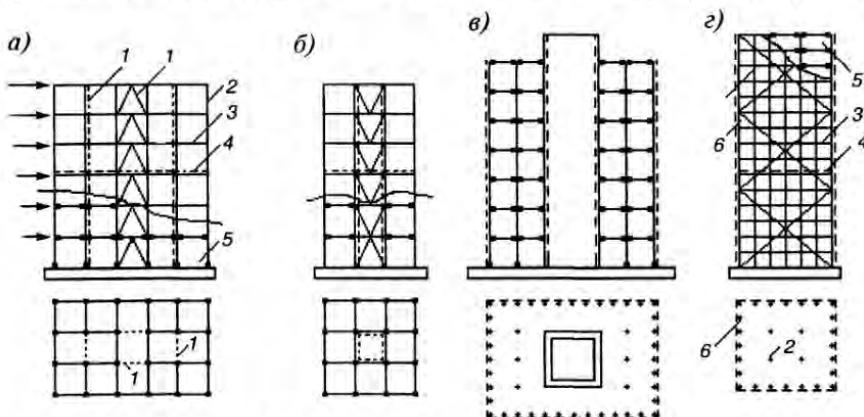


Рис. 4.8. Схемы основных связевых систем:

а — с диафрагмами жесткости; б — с внутренним решетчатым стволом; в — с внутренним железобетонным стволом; г — с внешним стволом; 1 — диафрагмы; 2 — колонны; 3 — ригели; 4 — внутренний железобетонный ствол; 5 — внешний ствол; 6 — наружные диафрагмы

Связевая конструкция может быть решена в виде плоских диафрагм (рис. 4.8, а) или в виде пространственных стволов жесткости (рис. 4.8, б, в), которые могут располагаться как внутри здания (рис. 4.8, б, в), так и снаружи, образуя внешний ствол (рис. 4.8, г). Внутренний ствол жесткости может быть решен в виде стальной пространственной решетчатой системы или в виде замкнутой железобетонной конструкции. Такой ствол целесообразно совмещать с лифтовыми или коммуникационными шахтами.

Связевая система отвечает принципу концентрации материала и позволяет проектировать большинство элементов каркаса и их сопряжения более легкими, простой конструктивной формы и в максимальной степени типизировать. По расходу стали связевые системы более эффективны, чем рамные, так как большая часть колонн освобождена от внутренних усилий изгиба.

Рамно-связевые системы (рис. 4.9) имеют вертикальные связи, воспринимающие горизонтальные нагрузки совместно с рамами, расположенными в одной или разных плоскостях со связями. Обратите внимание на несколько иное определение рамно-связевых систем по сравнению с одноэтажными зданиями, что обычно не вносит путаницы и понятно из контекста. Функции обеспечения жесткости распределены в системе между связевой и рамной частями не одинаково, в большинстве случаев связевая часть воспринимает 70...90 % горизонтальных нагрузок. В качестве примера на рис. 4.10 показан каркас 16-этажного жилого дома [9], выполненного по рамно-связевой схеме. В продольном направлении жесткость обеспечивается за счет рамных узлов примыкания ригелей к колоннам, а в поперечном — за счет связевых диафрагм по торцам здания. Ветровые нагрузки в поперечном направлении передаются через горизонтальные диски перекрытий на торцевые диафрагмы. Жесткость пере-

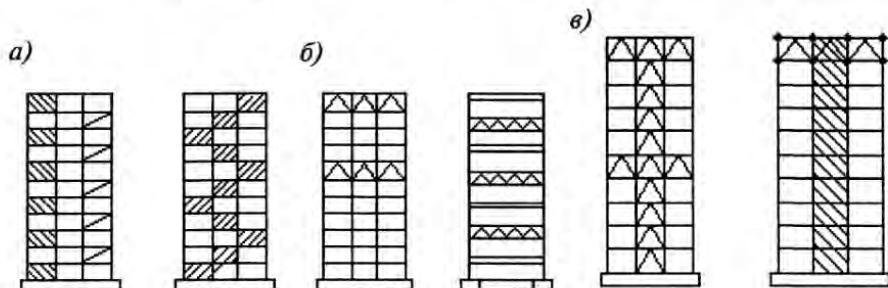


Рис. 4.9. Схемы рамно-связевых систем:

а — рамно-связевые системы с жесткими включениями; б — то же, с поясами жесткости; в — то же, с поясами жесткости и ростверками

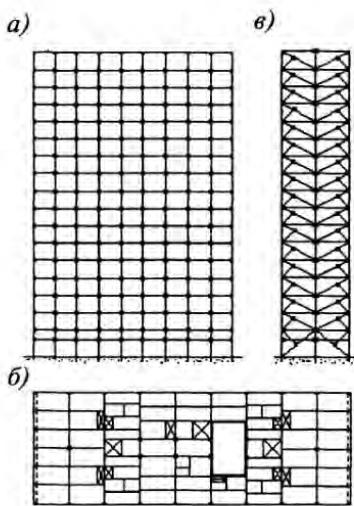


Рис. 4.10. Рамно-связевой каркас жилого 16-этажного здания:

а — конструктивная схема продольной и торцовой стен;
б — план типового этажа; в — общий вид монтажа каркаса

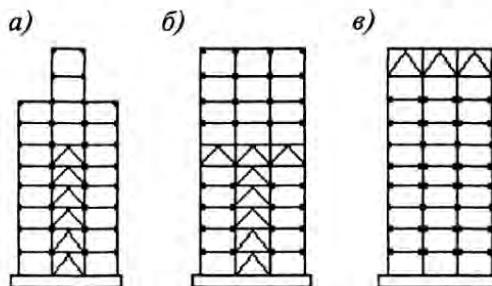


Рис. 4.11. Примеры сочетаний различных систем по высоте каркаса

крытий в горизонтальной плоскости увеличена постановкой крестовых связей.

При проектировании каркасов многоэтажных зданий не всегда сохраняется регулярность системы и единый принцип ее построения. Это вызвано, как правило, нерегулярностью в объемно-планировочных решениях этажей, что требует смещения осей колонн и ригелей как в плане, так и по высоте. На рис. 4.11 показаны примеры сочетания различных схем по высоте здания. В схемах рис. 4.11, а, б в верхней части каркаса использована менее жесткая рамная система, а в схеме рис. 4.11, в используется идея концентрации усилий от горизонтальных нагрузок в меньшем числе узлов и с более конструктивно простым примыканием ригелей в остальных узлах. Но для обеспечения горизонтальной жесткости каркаса по схеме в в верхнем этаже поставлена вертикальная связь (ростверк), которая способствует более полному включению в работу на горизонтальные нагрузки вертикальных элементов каркаса.

Системы со стволами жесткости. Стволы жесткости, которые являются составной частью связевых систем, могут быть использованы для создания каркасов с консольными и подвесными этажами (рис. 4.12). Конструктивно стволы жесткости можно выполнять из стали, железобетона или из их комбинаций. Преимущество стальных стволов заключается в возможности сравнительно быстрого монтажа элементов. Стволы жесткости можно рассматривать как замкнутый тонкостенный консольный брус, защемленный в основании и воспринимающий вертикальные и горизонтальные нагрузки. Реакция ствола на горизонтальные нагрузки

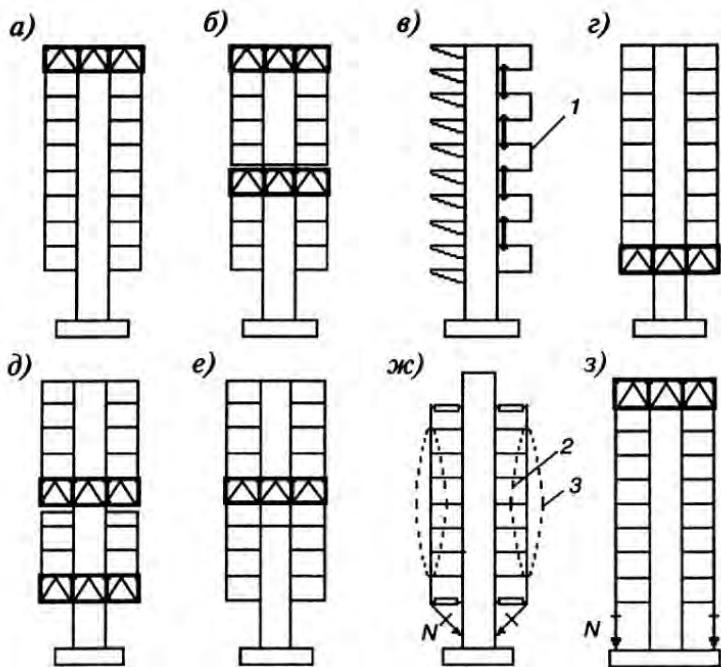


Рис. 4.12. Схемы систем со стволами жесткости:

a, б — с подвесными этажами; в — д — с консольными этажами; е — з — комбинированные системы (ж, з — с предварительно напряженными подвесками); 1 — rosterk; 2, 3 — варианты очертания вант

зависит от его формы, степени однородности и жесткости, а также от направления действия нагрузок. Так как в уровне каждого этажа в стенках ствола жесткости предусматривают проемы, то степень изменения жесткости характеризует схему деформирования системы в целом. Ствол может работать как открытое сечение и испытывать депланацию сечений в верхней части, где отсутствует заделка, особенно при асимметричной нагрузке, вызывающей закручивание.

Области применения различных систем. Каждая из рассмотренных конструктивных схем экономически целесообразна для зданий определенной высоты. На рис. 4.13 приведены данные, характеризующие области целесообразного применения разных конструктивных схем [3]. Эти данные следует считать ориентировочными, так как они основаны на анализе конкретных объектов и учитывают их технико-экономические показатели. Показателем экономической эффективности при построении данной схемы принят расход стали в кг на м² полезной площади зданий.

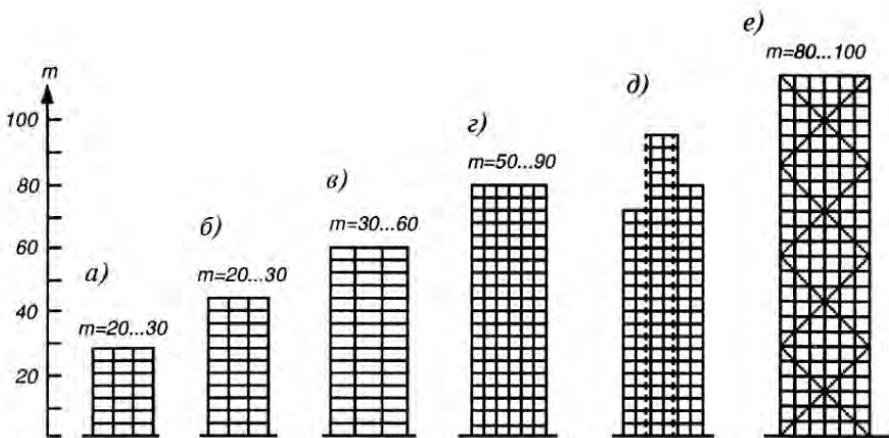


Рис. 4.13. Области применения разных конструктивных систем:

a — обычная рамная система; *б* — связевая или рамно-связевая с диафрагмами жесткости или внутренним стволом; *в* — то же, с ростверками; *г* — рамная система с внешней пространственной рамой; *д* — секционно-рамная система; *е* — связевая система с внешним стволом в виде пространственной фермы

4.3. Основные положения проектирования стальных конструкций многоэтажных зданий

Проектирование несущих конструкций многоэтажного здания удобно выполнять по следующей схеме:

- на основании анализа проектов-аналогов зданий, соответствующих по своим параметрам техническому заданию на проектирование, выберите конструктивную схему здания, назначьте материалы несущих и ограждающих конструкций;
- выполните компоновку конструктивной схемы, назначьте типы сечений основных несущих элементов каркаса, определитесь с узлами и монтажными соединениями;
- назначьте расчетную схему, определите нагрузки и воздействия, задайтесь в первом приближении (на основе аналогов или грубых приближенных расчетов) сечениями элементов каркаса и их жесткостями или, по крайней мере, соотношением жесткостей;
- выполните статические расчеты на все нагрузки, найдите расчетные сочетания усилий и определите внутренние усилия в элементах каркаса, а также найдите перемещения от нормативных нагрузок и оцените работу здания по второй группе предельных состояний;
- подберите сечения элементов несущих конструкций, проверьте их прочность и устойчивость, проверьте соответствие жесткостей элементов изначально заданным и при необходимости повторите расчеты;

- выполните конструирование и расчет узлов, соединений и приступайте к разработке чертежей.

Выбор конструктивной схемы многоэтажного здания определяется не только обилием аналогов и пониманием особенностей работы каркаса. При проектировании следует обращать внимание на целый ряд факторов, оказывающих влияние на прочность, устойчивость и экономичность сооружения, среди которых можно отметить следующие:

Грунтовые условия. Работа здания зависит от несущей способности грунтов основания. Фундаменты связывают верхнюю часть сооружения с грунтом и распределяют нагрузки таким образом, чтобы грунт мог их выдержать. Выбор конструктивной схемы здания во многом определяется геологией строительной площадки и поэтому грунтовые условия изучают до выбора конструктивного решения здания.

Фундаменты многоэтажных зданий, как правило, устраивают в виде плоских, ребристых или коробчатых плит (рис. 4.14). Глубина заложения фундамента определяется геологическими условиями площадки строительства и составляет при этом 4...6 м или архитектурно-планировочными решениями подземной части здания, достигая 15...20 м.

В случае устройства свайного фундамента обычно используют забивные сваи, а при больших нагрузках — буронабивные с уширенной пятой или заглубленные в материковый грунт. Верхние концы свай объединяют плитным ростверком.

Требования к системам инженерного оборудования. Системы инженерного оборудования здания, включающие теплоснабжение, вентиляцию и кондиционирование воздуха, электроснабжение, лифты, водоснабжение и водоотведение, мусороочистку составляют более одной трети общей стоимости высотных зданий. Такое значительное влияние указанных систем требует их учета при выборе конструктивных решений зданий.

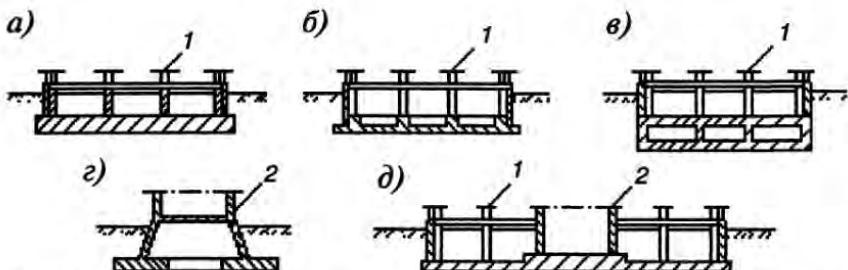


Рис. 4.14. Виды фундаментов на сплошном основании для многоэтажных зданий:
 а — плитный плоский; б — плитный ребристый; в — коробчатый; г — плитный с вырезом; д — плитный переменной толщины; 1 — колонны; 2 — ствол жесткости

Общие экономические соображения. При проектировании конкретного сооружения следует рассматривать несколько различных решений, учитывая при технико-экономическом анализе не только первоначальную стоимость проекта, но и затраты на эксплуатацию здания и его систем. При этом нужно иметь в виду, что по мере увеличения высоты здания требуется все большая площадь для несущих конструкций, инженерного оборудования, лифтов, а полезная площадь уменьшается. Кроме того, стоимость лифтов и систем инженерного оборудования здания возрастает с его высотой. Аналогичная тенденция наблюдается в отношении стоимости строительства, поскольку для более высоких зданий необходимо более сложное монтажное оборудование. С другой стороны, по мере увеличения высоты здания снижается удельная стоимость земли на 1 м² полезной площади здания и удельные расходы и на эксплуатацию здания.

Требования к огнестойкости конструкций здания. Для высотных зданий огнестойкость конструкций становится важным фактором проектирования по двум причинам. Во-первых, большинство этажей находится вне зоны действия пожарных машин и, во-вторых, полная эвакуация людей из здания за короткий период практически невозможна и поэтому основной упор по борьбе с пожарами переносится внутрь здания. Для высотных зданий опасность пожаров связана не только с повышенным тепловыделением, главным фактором здесь являются задымление помещений и токсичность газов, которые и приводят к большому числу жертв при пожарах.

4.4. Нагрузки и воздействия на каркасы многоэтажных зданий

Нагрузки, действующие на многоэтажные здания, вызываются силами природы (ветровые, снеговые, гололедные, сейсмические) или деятельностью человека. Величины нагрузок принимают на основании задания на проектирование с обязательным учетом требований норм [6]. Отсылая вас к этим нормам при нештатных ситуациях, приведем данные для наиболее характерных условий.

Постоянные нагрузки от веса несущих и ограждающих конструкций здания по своей природе являются гравитационными. Нормативные значения постоянных нагрузок определяют по данным о весе готовых элементов и изделий или вычисляют по проектным размерам конструкций и плотности материалов.

Нагрузка от веса несущих стальных конструкций может быть предварительно определена по приближенным формулам. Так, нормативная

нагрузка от веса несущих конструкций, выполненных из стали С245 (ВСт3), может быть подсчитана по формуле, кН/м² [3]:

$$p \cong 0,1 + 0,03[q + kw_0H / L][1 + 0,01H], \quad (4.2)$$

где H и L — соответственно высота и меньший из габаритных размеров здания в плане, м; q — нормативное значение суммы постоянной (кроме веса несущих конструкций) и вертикальной временной нагрузок, отнесенное к площади всех перекрытий ($q = 6 \dots 10$ кН/м²); w_0 — нормативное ветровое давление для района строительства, кН/м² (см. табл. П4.2); k — коэффициент, учитывающий конструктивную схему каркаса. Этот коэффициент принимают равным: $k = 3$ — для обычных рамных систем (см. рис. 4.6, а); $k = 1,5$ — для секционно-рамных систем и систем с внешней пространственной рамой (см. рис. 4.6, б, в и рис. 4.8, г); $k = 2,0$ — для связевых систем с решетчатыми стальными диафрагмами или внутренним стволом в виде стальной пространственной фермы (см. рис. 4.8, а, б); $k = 1$ — для связевых систем с внешними стволами (см. рис. 4.8, г).

Если некоторые несущие конструкции каркаса здания выполнены из стали другой марки с расчетным сопротивлением R_y^* , то нормативное значение постоянной нагрузки, кН/м², может быть вычислено по следующей зависимости [3]:

$$p^* = ap + (1 - \alpha)p(0,3 + 0,7R_y / R_y^*), \quad (4.3)$$

где α — доля конструкций из стали марки С245; R_y — расчетное сопротивление стали С245.

При расчете ригелей и балок перекрытий учитывают часть нагрузки p , равной $(0,3 + 6 / m_{\text{эт}})p$ — для рамных систем и $(0,2 + 4 / m_{\text{эт}})p$ — для связевых систем, где $m_{\text{эт}}$ — число этажей здания ($m_{\text{эт}} \geq 20$).

Нагрузка от веса стен и перекрытий. Нормативное значение веса 1 м² стены или перекрытия приближенно составляет, кН/м²:

для наружных стен из бетонных панелей — 2,5...5,0;

для стен из эффективных панелей — 0,6...1,2;

для внутренних стен и перегородок на 30...50 % меньше, чем для наружных стен;

для несущей плиты перекрытия вместе с полом при использовании железобетонных панелей и настилов — 3...5;

то же, при использовании монолитных плит из легкого бетона по стальному профнастилу — 1,5...2,0;

нагрузка от подвесного потолка — 0,3...0,8.

Нагрузку от переставляемых перегородок прикладывают в наиболее неблагоприятном для прочности перекрытия сечении.

Временные нагрузки на перекрытия принимают в виде эквивалентных нагрузок, равномерно распределенных по площади перекрытий. Нормативные значения временных нагрузок зависят от назначения зданий и помещений (табл. 4.1).

Таблица 4.1. Нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на плиты перекрытий

Здания и помещения	Нормативные значения нагрузок, кН/м ²
1. Квартиры жилых зданий; жилые помещения домов отдыха, пансионатов, гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5
2. Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения общественных зданий	2,0
3. Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; технические этажи	Не менее 2,0
4. Залы: торговые, выставочные и экспозиционные, съездов и совещаний, концертные и спортивные; обеденные (в ресторанах, кафе); читальные	Не менее 4,0 4,0 3,0 2,0
5. Книгохранилища; архивы	Не менее 5,0
6. Сцены зрелищных предприятий	Не менее 5,0
7. Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы, примыкающие к помещениям, указанным в позициях: а) 1, 2, 3 б) 4, 5, 6	3,0 4,0

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для равномерно распределенных нагрузок следует принимать равными: $\gamma_f = 1,2$ — при нормативном значении $< 2,0$ кН/м²; $\gamma_f = 1,3$ — при нормативном значении 2,0 кН/м² и более.

Вероятность одновременного загружения больших площадей перекрытий полной временной нагрузкой не равна единице, поэтому вводят коэффициенты сочетания $\psi < 1$ на временные нагрузки: ψ_{A1}, ψ_{A2} — при расчетах балок и ригелей; ψ_{n1}, ψ_{n2} — при определении продольных усилий для расчета колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух и более перекрытий.

Для помещений с площадью $A > A_1 = 9 \text{ м}^2$

$$\psi_{A1} = 0,4 + [0,6 / (A / A_1)]^{0,5}. \quad (4.4)$$

Для помещений при $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$

$$\psi_{A2} = 0,5 + [0,5 / (A / A_2)]^2. \quad (4.5)$$

Коэффициенты ψ_{n1} и ψ_{n2} определяют по следующим формулам:
для помещений, указанных в поз. 1, 2 и 7а табл. 4.1,

$$\psi_{n1} = 0,4 + [(\psi_{A1} - 0,4) / n]^{0,5}, \quad (4.6)$$

для помещений, указанных в поз. 4 и 7б табл. 4.1,

$$\psi_{n2} = 0,5 + [(\psi_{A2} - 0,5) / n]^{0,5}, \quad (4.7)$$

где n — общее число перекрытий, нагрузки от которых учитывают при расчете рассматриваемого сечения колонны.

Коэффициенты ψ_{n1} и ψ_{n2} относят к сумме временных нагрузок на нескольких перекрытиях и учитывают при определении только продольных сил. Узловые изгибающие моменты в колоннах следует определять без учета этих коэффициентов, так как основное влияние на величину изгибающих моментов оказывает временная нагрузка на ригелях одного, примыкающего к узлу перекрытия.

При назначении схемы расположения нагрузок необходимо исходить из принципа наиболее неблагоприятного загружения. Так, при определении наибольших пролетных моментов в ригелях рамной системы используют шахматное расположение временных нагрузок, а при расчете рам, стволов жесткости и фундаментов рассматривают не только сплошное загружение всех перекрытий, но и варианты односторонних загружений.

Снеговая нагрузка оказывает влияние только на несущие конструкции покрытия здания и почти не влияет на суммарные усилия в нижерасположенных конструкциях. Закономерности отложения снега на кровлях многоэтажных зданий, в силу их специфики, не исследованы. Поэтому нормативные значения снеговой нагрузки можно определять по правилам проектирования одноэтажных зданий (п. 2.2.1) достаточно смело, поскольку такие нагрузки оказываются выше фактических, так как снег с кровли сдувается ветром, подтаивает и испаряется благодаря некоторым теплопотерям через конструкции покрытия.

Ветровая нагрузка для многоэтажных зданий является наиболее существенной из временных нагрузок. Это вызвано тем, что использова-

ние в высотном строительстве стальных и облегченных железобетонных конструкций привело к снижению веса сооружения и сняло ограничения на высоту зданий. С другой стороны, снижение постоянных нагрузок и создание больших, более гибких пространственных решений, привело к значительному снижению жесткости здания. В этих условиях ветровые нагрузки приобрели особое значение.

Действие ветра на сооружения проявляется в виде нагрузки, величина которой зависит от скорости ветра и его порывистости. За нормативную скорость ветра в каждом из 7 ветровых районов принята наибольшая скорость на высоте 10 м над поверхностью земли, превышаемая в среднем раз в 5 лет.

Местные условия рельефа площадки строительства, отличающиеся от условий расположения ближайших метеорологических станций, вносят свои корректировки в величину и характер нормированной для рассматриваемого района скорости ветра.

Записи скорости ветра регистрируются на определенной высоте и характеризуют два явления: достаточно постоянную среднюю скорость ветра и изменяющуюся скорость порывов ветра (рис. 4.15). Следовательно, ветровая нагрузка содержит две составляющие — статическую и динамическую. Динамическую составляющую ветровой нагрузки необходимо учитывать при расчетах многоэтажных зданий высотой более 40 м.

Средняя скорость ветра, т.е. статическая составляющая, возрастает с высотой (см. рис. 4.19, а). Степень ее увеличения зависит от особенностей земной поверхности, так как вблизи земли из-за трения ветер затухает. Чем значительнее влияние окружающих объектов (деревьев, складок ландшафта, зданий), тем на большей высоте скорость ветра достигает максимальной величины. Расчетное значение статической составляющей ветровой нагрузки на высоте z определяется по формуле (2.21) с учетом данных табл. П4.4, табл. 4.2, табл. 4.3 и типа местности (см. 93[1]). Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии $30 H$ — при высоте сооружения H до 60 м и 2 км — при большей высоте.

Воздействие ветра более чем на одну вертикальную поверхность здания может вызвать деформации сооружения в двух направлениях (рис. 4.16).



Рис. 4.15. График изменения скорости ветра:

1 — средняя скорость ветра; 2 — действительная скорость ветра

Таблица 4.2. Значения коэффициентов k_z для различных типов местности

Тип ме-стности	Значения k_z в зависимости от высоты z , м, равной											
	10	20	40	60	80	100	150	200	250	300	350	480
A	1,0	1,25	1,5	1,7	1,85	2,0	2,25	2,45	2,65	2,75	2,75	2,75
B	0,65	0,85	1,1	1,3	1,45	1,6	1,9	2,1	2,3	2,5	2,75	2,75
C	0,4	0,55	0,8	1,0	1,15	1,25	1,55	1,8	2,0	2,2	2,35	2,75

Таблица 4.3. Значения коэффициента общего сопротивления c_x при $\beta = 0$

B/L	Значения c_x при H/L , равном					
	0,25	0,5	1	2	5	10
0,25	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2
0,5	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4	1,4
1,0	1,2	1,25	1,3	1,3	1,4	1,5
2,0	1,2	1,2	1,25	1,3	1,4	1,4
4,0	1,1	1,2	1,25	1,25	1,3	1,3

Давление ветра всегда является максимальным, если ветер направлен перпендикулярно поверхности здания. Когда воздушный поток подходит к поверхности здания под углом, отличающимся от угла в 90 град., то значительная часть ветрового потока затухает. Однако в этом случае в несущих конструкциях здания возникают дополнительные напряжения сдвига и кручения, которые не наблюдаются при перемещениях в одном направлении. Поэтому при расчете высотных зданий на ветровую нагрузку рассматривается несколько вариантов загружения (рис. 4.17) при различных значениях аэродинамических коэффициентов c .

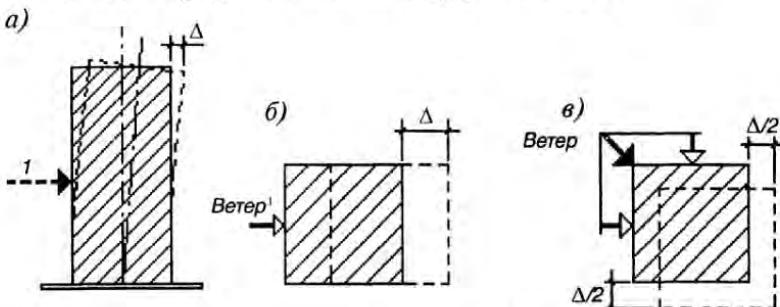


Рис. 4.16. Горизонтальное перемещение каркаса при воздействии ветра на сооружение:

а — схема перемещений; б — одноосное перемещение; в — перемещения в двух направлениях; Δ — горизонтальное перемещение каркаса; 1 — статическая составляющая ветровой нагрузки

Средняя составляющая ветровой нагрузки в направлении осей x и y (рис. 4.17, а) на 1 м высоты определяется, как равнодействующая аэродинамических сил, действующих в этих направлениях, и выражается через коэффициент общего сопротивления c_x и c_y и размеры здания в плане B и L

$$\left. \begin{aligned} w_x(z) &= w(z)c_x \times 1 \times B \\ w_y(z) &= w(z)c_y \times 1 \times L \end{aligned} \right\}, \quad (4.8)$$

где $w(z) = w_0 k_{zf}$ — расчетное ветровое давление на уровне z .

Для зданий призматической формы с прямоугольным планом $B \times L$ при угле атаки ветра $\beta = 0$ коэффициент $c_y = 0$, а значения коэффициента c_x определяются по табл. 4.3, составленной с учетом данных зарубежных и отечественных исследований и норм [3]. Если

направление ветрового давления $\beta = 90^\circ$, то $c_x = 0$, а значение c_y находят по той же таблице, поменяв местами на плане здания обозначения B и L .

Для $\beta = 45^\circ$ значения коэффициентов c_x и c_y приведены в табл. 4.4, при этом более длинной считается сторона плана B , перпендикулярная оси x . Вследствие неравномерного распределения давления ветра на стены при $\beta = 45^\circ$ и $B/L \geq 2$ следует учитывать возможный аэродинамический эксцентризитет в приложении нагрузки w_x , перпендикулярной более длинной стороне и равный $0,15 B$. Соответствующий крутящий момент, кН/м, на 1 м высоты определяют по формуле:

$$m_{kp} = 0,15 w c_x B^2, \quad (4.9)$$

где c_x принимают по табл. 4.3.

Если геометрический центр плана здания не совпадает с центром жесткости несущей системы, то в расчетах необходимо дополнительно учи-

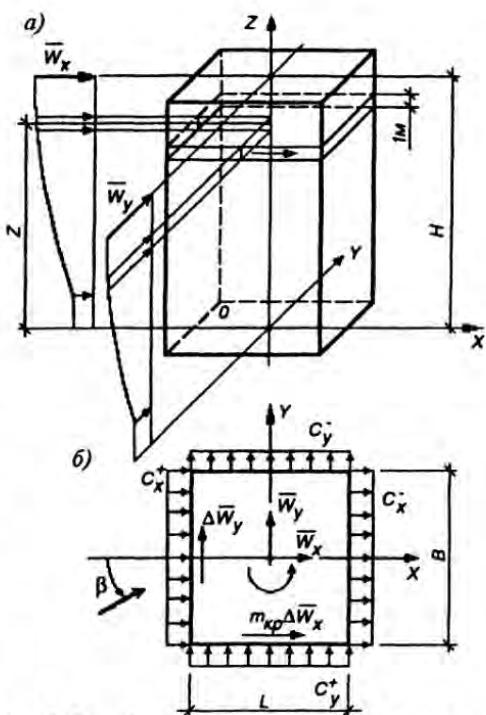


Рис. 4.17. Схема действия ветровой нагрузки на здание:

а — по высоте; б — в плане

Таблица 4.4. Значения коэффициентов общего сопротивления c_x и c_y при $\beta = 45^\circ$

B/L	Значения c_x и c_y при H/L , равном					
	0,25	0,5	1	2	5	10
1,0	0,9/0,9	0,9/0,9	1,0/1,0	1,0/1,0	1,1/1,1	1,1/1,1
4,0	1,0/1,0	1,1/1,1	1,2/1,0	1,2/1,0	1,2/1,0	1,2/1,0

тывать крутящие моменты из-за внецентренного приложения ветровой нагрузки (рис. 4.17, б).

Пульсационная составляющая ветрового потока вызывает колебания многоэтажного здания (рис. 4.18, а). Величина пульсационной составляющей ветровой нагрузки в плоскости потока зависит от изменчивости пульсаций скорости v_n , характеризуемой стандартом s_v (рис. 4.18, б). Ветровое давление в момент времени t может быть вычислено по формуле [3]:

$$w(t) = w_0 (1 + \xi), \quad (4.10)$$

где w_0 — среднее значение ветрового давления (статическая составляющая); $\xi = 2v_n / \bar{v}$ — коэффициент пульсаций.

Значения коэффициента пульсаций давления ветра на уровне z от поверхности земли приведены в табл. 4.5, из которой следует, что пульсации ветрового потока с увеличением высоты z уменьшаются. Наибольшее влияние на динамические усилия и перемещения оказывают пульсации, частота которых f близка или равна частоте собственных колебаний системы f_i .

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p для многоэтажных зданий с постоянной по высоте жесткостью

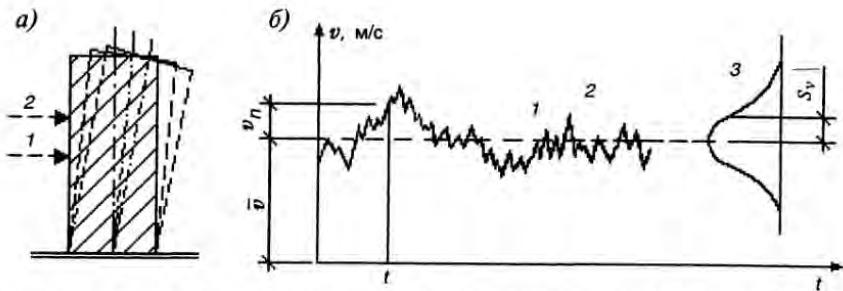


Рис. 4.18. Воздействие динамической составляющей ветровой нагрузки на многоэтажное здание:

а — схема динамических колебаний здания; б — изменение скорости ветра во времени; 1 — средняя скорость; 2 — скорость порывов ветра; 3 — плотность распределения пульсаций скорости

Таблица 4.5. Значения коэффициентов пульсации давления ветра ξ

Высота z , м	Коэффициенты пульсаций давления ветра ξ для типов местности		
	A	B	C
10	0,76	1,06	1,78
20	0,69	0,92	1,50
40	0,62	0,80	1,26
60	0,58	0,74	1,14
80	0,56	0,70	1,06
100	0,54	0,67	1,00
150	0,51	0,62	0,90
200	0,49	0,58	0,84
250	0,47	0,56	0,80
300	0,46	0,54	0,76
350	0,46	0,52	0,73
≥ 480	0,46	0,50	0,68

стью, массой и шириной наветренной поверхности на уровне z допускается определять по формуле:

$$w_p = 1,4 (z / H) \xi w_m \xi v, \quad (4.11)$$

где $w_m = w_0 k_z c$ — нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки на высоте z ; ξ — коэффициент динамичности, зависящий от частоты f_1 первой формы собственных колебаний и логарифмического декремента колебаний δ , равного для многоэтажных зданий 0,3; v — коэффициент, учитывающий пространственную корреляцию пульсации ветра по высоте и фронту здания, составляющий для многоэтажных зданий $v = 0,40 \dots 0,70$ или более точно по данным [6].

Коэффициент динамичности можно определить по табл. 4.6 в зависимости от параметра ε , равного:

$$\varepsilon = (\gamma_f w_0)^{0.5} / 940 f_1, \quad (4.12)$$

где f_1 — частота первой формы собственных колебаний сооружения.

Значения f_1 можно принять по приближенным зависимостям: для стальных рамных каркасов $f_1 \approx 10 / m$, Гц; для связевых и рамно-связевых каркасов с железобетонными диафрагмами и стволами жесткости $f_1 \approx 16 / m$, Гц, где m — число этажей здания.

Таблица 4.6. Значения коэффициента динамичности ξ ветровой нагрузки для многоэтажных зданий

ε_i	0,05	0,075	0,10	0,15	0,20	0,25	0,3	0,4	0,45	0,5
ξ_i	1,60	1,75	1,85	2,0	2,1	2,13	2,2	2,28	2,3	2,3

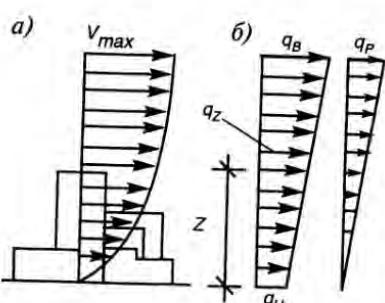


Рис. 4.19. Суммарная ветровая нагрузка на здание:

а — фактическая эпюра ветрового давления;
б — эпюра статической составляющей нагрузки

Суммарная ветровая нагрузка на многоэтажное здание представлена на рис. 4.19. Статическая составляющая имеет криволинейную эпюру с ординатами, вычисляемыми по формуле (2.21). Для упрощения расчетов удобно криволинейную эпюру скоростного напора заменять трапецеидальной, эквивалентной ей по изгибающему моменту и поперечной силе в основании здания. Для этого в формуле (2.21) коэффициент k_z необходимо заменить на коэффициенты k_n и k_v , соответствующие ординатам трапеции в нижнем и верхнем сечениях. Для этого в формуле (2.21) коэффициент k_z необходимо заменить на коэффициенты k_n и k_v , соответствующие ординатам трапеции в нижнем и верхнем сечениях. Для этого в формуле (2.21) коэффициент k_z необходимо заменить на коэффициенты k_n и k_v , соответствующие ординатам трапеции в нижнем и верхнем сечениях. Для этого в формуле (2.21) коэффициент k_z необходимо заменить на коэффициенты k_n и k_v , соответствующие ординатам трапеции в нижнем и верхнем сечениях.

С погрешностью не более 3 % ординату k_n можно считать равной нормативному значению на высоте 5 м в зависимости от местности: для местности типа А $k_n = 0,75$; для местности типа В $k_n = 0,5$; для местности типа С $k_n = 0,4$. Ордината k_v в зависимости от высоты здания и типа местности принимает следующие значения [3]:

$H, \text{ м}$... 20	40	60	100	150	200	250	350
тип А ... 1,11	1,55	1,83	2,25	2,62	2,92	3,14	3,52
тип В ... 0,74	1,10	1,36	1,75	2,14	2,45	2,68	3,18
тип С ... 0,47	0,73	0,96	1,34	1,68	1,98	2,22	2,69

Ордината на уровне z равна $k_z = k_n + (k_v - k_n)(z/H)$.

Динамическая составляющая имеет треугольную эпюру, ордината на высоте H в которой может быть вычислена по формуле (4.11) при $z = H$.

4.5. Особенности расчета конструкций

Стальной каркас многоэтажного здания рассчитывают по критериям I и II групп предельных состояний (см. [1], разд. 3.2.1).

Каркас многоэтажного здания представляет собой многократно статически неопределенную систему, поэтому точный расчет можно выпол-

нить только на ЭВМ с использованием стандартных программ. Это позволяет отказаться от упрощающих предпосылок и в полной мере учитывать в расчетах эффект пространственной работы каркаса здания. При компоновочных расчетах и при технико-экономическом анализе вариантов технических решений можно использовать приближенные методы ручных расчетов, хотя затрата времени при этом вряд ли будет меньше, чем на подготовку исходных данных для ЭВМ. Тем не менее, если обстоятельства вынуждают вас остановить свой выбор на ручном счете, то следует обратить внимание на принципиальное различие в работе систем рамных (см. рис. 4.6, а), с внешней пространственной рамой (см. рис. 4.6, б), связевых (см. рис. 4.8) и рамно-связевых (см. рис. 4.9). Это требует использования для расчета каждой из таких систем своего приближенного способа. Наиболее удобные методы приближенных расчетов можно найти в [3].

Для расчета каркаса многоэтажного здания как вручную, так и на компьютере необходимо знать жесткости всех его элементов. Проще всего в первом приближении их можно принять по аналогам, а при отсутствии таковых назначить на основании грубых ориентировочных расчетов. Если после подбора сечений элементов каркаса окажется, что различие жесткостей между заданными и полученными при расчете превысит 30%, то придется повторить все вычисления, приняв во втором приближении найденные значения жесткостей.

Первоначальные значения жесткостей несущих элементов каркаса можно определить на основании ориентировочного подбора сечений на нескольких уровнях по высоте каркаса. В обычной рамной системе регулярной структуры (см. рис. 4.6, а) такой подбор можно выполнить: для ригелей средней рамы, параллельной осям x и y , соответственно по моментам:

$$M_x = \frac{q_x l^2}{12} + \frac{Q_x(z)h}{2n_x n_y}; \quad M_y = \frac{q_y b^2}{12} + \frac{Q_y(z)h}{2n_x n_y}; \quad (4.13)$$

для внутренних колонн — по более неблагоприятному из моментов (при выбранном типе и ориентации сечения)

$$M_x = \frac{Q_x(z)a}{n_x n_y}; \quad M_y = \frac{Q_y(z)a}{n_x n_y} \quad (4.14)$$

и продольной силе от постоянной и временной нагрузок вышерасположенных этажей.

Здесь q_x, q_y — расчетная интенсивность постоянной и временной нагрузок, кН/м, для ригелей в направлении осей x или y ; $Q_x(z), Q_y(z)$ — попе-

речная сила от расчетной ветровой нагрузки, действующей на здание выше рассматриваемого уровня z в направлении осей x или y ; b, l — расстояния между колоннами в направлении осей y, x ; h — высота этажа; n_x, n_y — количество пролетов в направлении соответствующих осей; $a \approx (0,7...0,8)h$ — для колонн нижнего этажа, $a \approx 0,5h$ — для колонн остальных этажей.

Вычислив моменты инерции подобранных сечений средней рамы, для перехода к моментам инерции соответствующих элементов параллельной ей крайней рамы можно принять коэффициент 0,6...0,7, если типы и габариты сечений элементов при этом не изменяются. Такой же коэффициент сохраняется для отдельной плоской рамы при переходе от ее средней колонны к крайней.

В системе с внешней пространственной рамой с частым шагом колонн (см. рис. 4.6, б) для предварительного подбора сечений и оценки жесткостей изгибающие моменты в ригелях и колоннах принимают: для граней, параллельных оси x ,

$$M_x \approx \frac{Q_x(z)h}{4n_x}; \quad M_x \approx \frac{Q_x(z)a}{2n_x}, \quad (4.15)$$

для граней, параллельных оси y ,

$$M_y \approx \frac{Q_y(z)h}{4n_y}; \quad M_y \approx \frac{Q_y(z)a}{2n_y}, \quad (4.16)$$

а продольные силы в колоннах определяют в зависимости от их грузовой площади и действующих нагрузок вышерасположенных этажей.

Для многоэтажных зданий с металлическим каркасом большое значение имеют проверки по второй группе предельных состояний, особенно для современных высотных зданий. При расчете конструкций по второй группе предельных состояний необходимо проверить: а) вертикальные статические прогибы элементов перекрытий; б) динамические колебания конструкций, возбуждаемые работой оборудования; в) общий горизонтальный прогиб конструктивной системы и перекос отдельных ее ячеек при действии статической составляющей ветровой нагрузки; г) горизонтальные ускорения колебаний, вызываемые порывами ветра.

Эти проверки выполняют с целью ограничить перемещения и колебания каркаса, затрудняющие условия жизни и деятельности людей и нормальную эксплуатацию инженерных систем. Предельно допустимые значения перемещений и характеристики колебаний приведены в табл. 4.7.

Проверка горизонтального прогиба верха здания при воздействии нормативной ветровой нагрузки служит инженерной оценкой общей же-

Таблица 4.7. Предельные горизонтальные перемещения многоэтажных зданий

Здания, стены и перегородки	Крепление стен и перегородок к каркасу здания	Предельные перемещения f_u
Многоэтажные здания	Любое	$H/500$
Один этаж многоэтажных зданий:	Податливое	$h_s/300$
а) стены и перегородки из кирпича, гипсобетона или железобетонных панелей	Жесткое	$H_s/500$
б) стены, облицованные естественным камнем, из керамических блоков, из стекла (витражи)	Жесткое	$h_s/700$

Причина: H — высота многоэтажного здания, равная расстоянию от верха фундамента до оси ригеля покрытия; h_s — высота этажа, равная для нижнего этажа — расстоянию от верха фундамента до оси ригеля перекрытия, для остальных этажей — расстоянию между осями смежных ригелей.

сткости каркаса. Согласно требованиям норм [6] максимальный прогиб не должен превышать 1/500 высоты здания, при этом прогиб вычисляют без учета жесткости заполнения стен и перегородок.

Горизонтальные перемещения каркаса не должны нарушать целостность стен и перегородок, заполняющих ячейки. Поэтому кроме общей проверки каркаса на горизонтальную жесткость необходимо проверить перекос ячеек между соседними ригелями, колоннами и диафрагмами. В зданиях со связанным каркасом перекос γ -этажных ячеек, примыкающих к диафрагмам жесткости (см. рис. 4.25) и равный $(\Delta_1/h_s + \Delta_2/l)$, не должен превышать значений, представленных в табл. 4.7.

Ускорение горизонтальных колебаний a верха здания определяют делением нормативного значения пульсационной составляющей ветровой нагрузки на соответствующую массу. Если расчет ведется на нагрузку $q_x(z)$, кН/м, (см. рис. 4.19), то

$$a = \frac{1,4q_x(z)\xi(z)\xi\nu_x}{\gamma_s M}, \quad (4.17)$$

где $q_x(z) = w_0 \gamma_f k_x c_x B$; $M = mBL/h$ — масса, отнесенная к 1 м высоты здания; h — средняя высота этажа.

Значение M определяют делением суммы постоянных нагрузок и 50% временных нагрузок, отнесенных к 1 м^2 перекрытия, на ускорение свободного падения $g = 9,81 \text{ м/с}^2$. Реакция человека на колебания индивидуальна и зависит от частоты, амплитуды, формы и продолжительности колебаний. Поэтому общего мнения о пороге ощущимых ускорений пока не выработано. В отечественной проектной практике за допустимое значение горизонтального ускорения колебания здания от нормативной вет-

ровой нагрузки принимают не более $[a] = 0,1 \text{ м/c}^2$. Исследованиями, проведенными в связи со строительством зданий международного торгового центра в Нью-Йорке (110 этажей, общая высота 411,5 м), была показана возможность превышения ускорения 0,1 м/c^2 раз в месяц, чему соответствует ветровая нагрузка значительно меньше нормативной.

4.6. Конструкции элементов каркаса

Колонны. Колонны многоэтажного каркасного сооружения являются основными конструктивными элементами каркаса. Они воспринимают и передают на фундамент в основном вертикальные нагрузки, но участвуют также в восприятии моментов от ветровой нагрузки. В пределах этажа участок колонны работает на сжатие, иногда с изгибом в одной или двух плоскостях. По сравнению с продольным усилием вклад изгибающих моментов в напряженное состояние колонны обычно мал, поэтому ее чаще всего рассчитывают на центральное сжатие. Поскольку колонны

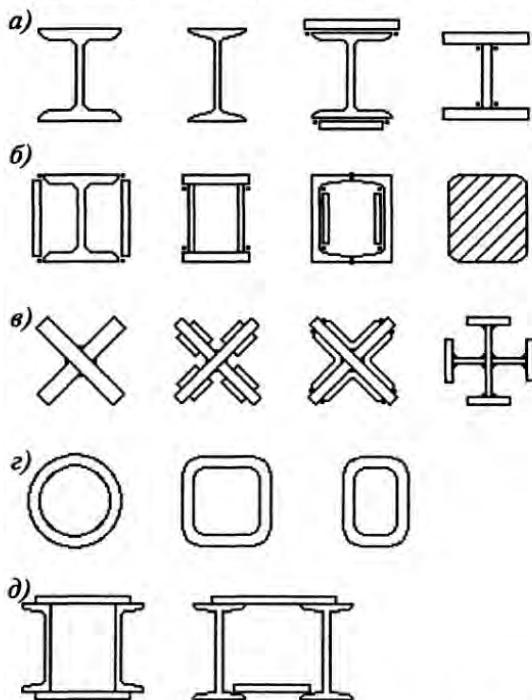


Рис. 4.20. Типы сечений колонн многоэтажных зданий:

a — двутавровые; *b* — замкнутые; *c* — крестовые; *d* — полые прокатные; *e* — сквозные

могут терять устойчивость в двух направлениях, то расчетным является направление с меньшей жесткостью и, следовательно, для колонн более выгодны поперечные сечения, моменты инерции которых одинаковы относительно обеих осей. Профили, имеющие существенные различия в моментах инерции, могут быть использованы только тогда, когда их устойчивость в плоскости меньшей жесткости обеспечена защемлением в уровне перекрытия или дополнительными закреплениями по высоте. Применяемые типы сечений колонн показаны на рис. 4.20.

Двутавровые профили (рис. 4.20, а) — самая распространенная форма сечения колонн в многоэтажных зданиях. Она особенно удобна при необходимости крепления к колоннам балок перекрытий в двух направлениях, так как все элементы двутавра доступны для организации опорных узлов. В зависимости от действующих усилий используют как прокатные двутавры с параллельными гранями полок модификации К (колонный), так и сварные двутавры из листовой стали толщиной до 60 мм. Применение колонн двутаврового поперечного сечения позволяет использовать их внутргабаритное пространство для проводки инженерных коммуникаций (рис. 4.21).

Прямоугольные коробчатые профили (рис. 4.20, б) применяют при больших продольных усилиях и изгибе в обоих направлениях или при большой свободной длине колонны, имеющей ограниченное поперечное сечение. Площадь поперечного сечения в этих профилях можно регулировать путем изменения толщины листа. Благодаря ровным наружным плоскостям возможно использование таких колонн без облицовки. При больших нагрузках иногда рационально применять сплошной квадрат-

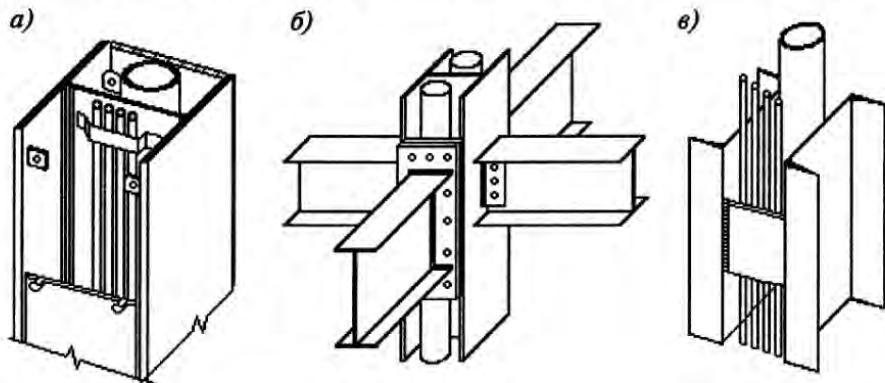


Рис. 4.21. Примеры расположения инженерных коммуникаций в габаритах сечения колонн:

а, б — двутаврового сечения; в — сквозного сечения

ный профиль (сляб), который обладает высокой степенью огнестойкости при небольших габаритных размерах. Сечение из двух спаренных швеллеров пригодно только при относительно небольших нагрузках.

Крестообразные профили (рис. 4.20, в) благодаря полной симметрии поперечного сечения рационально применять для колонн при наличии в них изгибающих моментов в обоих направлениях. Крестовые сечения использованы в каркасе высотной части МГУ, что позволило одинаково решать узлы примыкания ригелей разного направления в плане.

Полые прокатные профили (рис. 4.20, г). Круглые трубы выгодны с расчетной точки зрения, так как они имеют во всех направлениях одинаковые моменты инерции. Трубы с одинаковыми внешними размерами могут воспринимать различные нагрузки благодаря изменению толщины стенки. Так как стоимость труб в 3...5 раз выше стоимости листового проката и двутавров, то их применение в большинстве случаев оказывается дороже, чем колонн из коробчатых профилей. Использование полых прокатных профилей может стать эффективным при заполнении их бетоном.

Сквозные колонны в современном строительстве многоэтажных зданий практически не применяют, так как они менее компактны и более трудоемки в изготовлении и монтаже. Однако они могут быть с успехом использованы при строительстве каркаса многоэтажного здания, если предполагается прокладка инженерных коммуникаций между ветвями колонны (рис. 4.21, в).

Толщину листов в составных сечениях принимают обычно не более 60 мм, а отношение габаритов сечения к расчетным длинам $h/l_x, b/l_y$ не менее 1/15, чему соответствуют гибкости 40...60 (в зависимости от типа сечения).

Отношение ширины и высоты сечения и его ориентацию в плане следует выбирать с учетом условий работы и компоновки всей конструктивной системы. Например, в обычной рамной системе плоскость наибольшей жесткости двутавровых колонн направляют вдоль узкой стороны здания, в системе с внешней пространственной рамой эту плоскость совмещают с плоскостью рамной грани.

Расчет колонн производят по общим правилам (см. § 6.4 и п. 6.7.7 [1]), при этом коэффициенты расчетной длины для колонн рамных каркасов определяют по формулам табл. П6.1, а для связевых каркасов по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{1 + 0,46(p + n) + 0,18pn}{1 + 0,93(p + n) + 0,71pn}}, \quad (4.18)$$

где p и n принимают равными: для верхнего этажа $p=0,5(p_1+p_2); n=n_1+n_2$; для среднего этажа $p=0,5(p_1+p_2); n=0,5(n_1+n_2)$; для нижнего этажа $p=p_1+p_2; n=0,5(n_1+n_2)$. Значения p_1, p_2, n_1, n_2 определяют по табл. П6.1.

Стыки колонн решают в зависимости от соотношения между величиной нормального усилия и момента в месте стыка. Если эксцентрикситет $e = M/N$ не превышает ядрового расстояния $\rho = W/A$, то стык выполняют как для центрально сжатой колонны (см. рис. 6.56, б [1]), как правило, с предварительной фрезеровкой торцов. При этом монтажные уголки устанавливают только на стенке, чтобы не портить внешний вид колонны. Такой стык можно использовать также при небольших эксцентрикситетах, превышающих ядовое расстояние, проверив прочность монтажных уголков и их креплений на растягивающее усилие от момента. При больших эксцентрикситетах используют стыки с накладками (см. рис. 6.56, в [1]). Применение фланцевых стыков затруднено необходимостью скрывать выступы фланцев в облицовке колонны, в стене или в конструкции пола, но в последнем случае стык оказывается размещенным в непосредственной близости от узла сопряжения ригеля с колонной, т.е. в месте с большим изгибающим моментом.

Базы колонн. В каркасах многоэтажных зданий, как правило, применяют базы для безвыверочного монтажа колонн (рис. 4.22, а). Плиту базы (обычно из слябов) с фрезерованной или строганной верхней поверхностью устанавливают на фундамент по разбивочным осям, ориентируясь на риски 2, выверяют с помощью установочных болтов 3 и подливают цементным раствором.

При относительно малых изгибающих моментах, когда анкерные болты 4 не работают или испытывают небольшие растягивающие усилия,

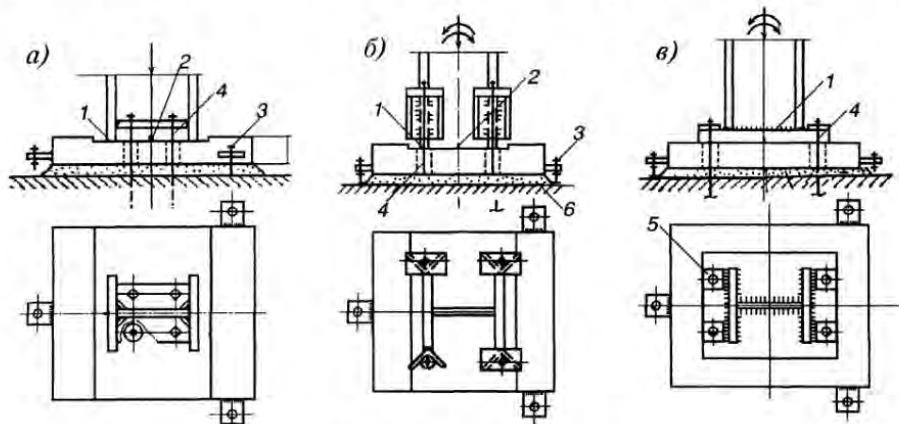


Рис. 4.22. Базы колонн:

а — с конструктивными анкерными болтами; б, в — с расчетными анкерными болтами; 1 — плоскость фрезерования; 2 — установочная риска; 3 — установочный болт; 4 — анкерный болт; 5 — шайба; 6 — подливка

их ставят конструктивно и крепят к колонне через ребро или уголковые коротышки.

Базы колонн с расчетными анкерными болтами (рис. 4.22, б, в) проектируют в соответствии с указаниями п. 6.8.5[1].

Балки и ригели. Балки и ригели перекрытий работают преимущественно на изгиб. Продольные силы в ригелях и балках, как правило, незначительны и появляются от горизонтальных нагрузок, передаваемых через балку от наружной стены к диафрагме, стволу жесткости, и от поперечных сил в колоннах, обусловленных начальным переломом или искривлением их оси.

В многоэтажном строительстве наиболее часто применяют балки (рис. 4.23, а) со сплошной стенкой при пролетах до 12 м и выполняют их из обычных, широкополочных или сварных двутавров. Асимметричные сварные двутавры применяют, как правило, в случае включения железобетонной плиты перекрытия в совместную работу с балкой ($\gamma = 1,0$ кой) (сталежелезобетонные балки). Двухстенчатые сварные балки применяют при больших поперечных силах, а также при необходимости увеличения горизонтальной жесткости. При размещении инженерных систем в пределах высоты междуэтажного перекрытия целесообразно применять балки с перфорированной стенкой (см. п. 5.9 [1]), которые получают из широкополочных двутавров.

При больших пролетах (более 12 м) и больших нагрузках в качестве ригелей могут быть использованы фермы (рис. 4.23, б) с поясами из широкополочных двутавров или тавров и безфасоночным примыканием решетки из одиночных или парных уголков.

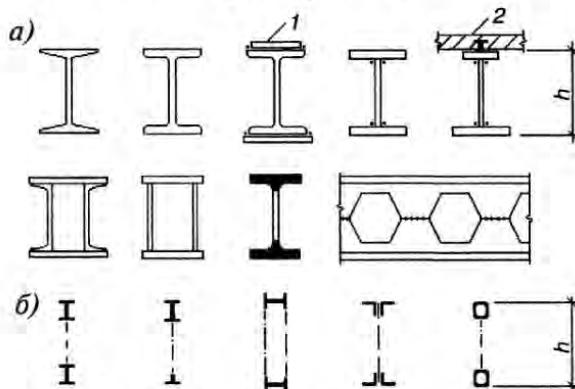


Рис. 4.23. Типы сечения ригелей и балок перекрытий:

а — балочные профили; б — фермы; 1 — усиления балок в сечениях с максимальным изгибающим моментом; 2 — железобетонная плита перекрытия

номических соображений с учетом эксплуатационных затрат. Обычно отношение высоты сечения балки или фермы h к ее пролету l изменяется в пределах $1/15\dots1/4$. В особых случаях, когда, например, для обеспечения общей жесткости каркаса используют ригели-перемычки внешней пространственной рамы или ригели — диафрагмы, соотношение h/l изменяется в пределах $1/3$ до 1 , как в балке-стенке.

Сопряжения ригелей с колоннами. Тип сопряжения зависит от конструктивной схемы каркаса. В связевых системах применяют свободное (шарнирное) прикрепление балок к колоннам, в рамных — жесткое.

Примерами свободного прикрепления являются конструктивные решения, показанные на рис. 4.24, а...в. Аналогичные решения можно применить и для колонн с другими типами сечений. Свободное прикрепление на болтах нормальной точности (рис. 4.24, а) по сравнению с другими типами проще в изготовлении и монтаже, не требует высокой точности изготовления, обеспечивает достаточную податливость узла и практически свободный поворот балки относительно колонны. Основные усилия для расчета прикрепления — поперечная сила в опорном сечении балки Q и продольная сила N , возникающая в балке при работе связевой системы. В узле возникают лишь небольшие моменты, влияние которых учитывают при расчете болтов повышающим коэффициентом $1,2\dots1,3$ к силе Q . Вертикальное ребро и швы, прикрепляющие его к колонне, следует рассчитывать на силу Q , момент Qe , силу N .

В схеме рис. 4.24, б условия загружения столика из уголка зависят от его деформаций и являются довольно неопределенными [3]. Для приближенной оценки эксцентрикситета e силы Q относительно сечения горизонтальной полки, в котором начинается ее закругление (размер k_1 от обушка), можно принять распределение контактных напряжений по треугольной эпюре, тогда $e = a_0 + 2c_0/3 - k_1$, где размер c_0 должен быть не менее $Q/(t_w R_y) - h_1$.

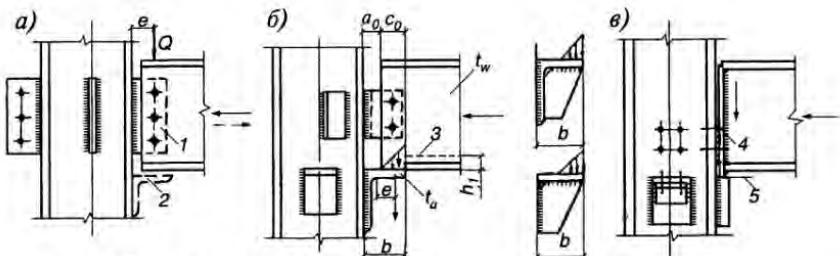


Рис. 4.24. Свободное прикрепление балок к колоннам:

1 — ребро; 2 — монтажный столик; 3 — начало закругления в переходе от стенки к полке; 4 — прокладка; 5 — плоскость фрезерования

Если $e \geq 9Q/(8l_a R_y)$, то толщину полки находят из условия ее сопротивления изгибу $t_a = \sqrt{\frac{6Qe}{l_a R_y}}$, иначе из условия сопротивления срезу $t_a = \frac{3Q}{2l_a R_s}$,

где t_a , l_a — толщина и ширина полки уголка.

При опорных давлениях более 120...150 кН используют варианты столика с подкреплением вертикальным ребром, для которых также принимают треугольную эпюру контактных напряжений. Прикрепление столика к колонне при любом варианте следует проверить на силу Q и момент $Q(b - c_0/3)$. Болты, соединяющие стенку балки с колонной через промежуточный уголок или ребро, рассчитывают на продольную силу.

Жесткое прикрепление балок к колонне показано на рис. 4.25. Расчет конструкций узла, выполненного по схеме рис. 4.25, а, не имеет особенностей (см. п. 6.8[1]). В узле по схеме рис. 4.25, б детали сопряжения с колонной стенки балки рассчитывают на поперечную силу, детали крепления к полкам балки — на силу $S=M/h$.

Горизонтальные и вертикальные связи. Усилия от ветровой нагрузки, действующей на наружные стены, собираются в плоскостях перекрытий и покрытия и передаются на вертикальные элементы каркаса через жесткие горизонтальные диски, образуемые несущими конструкциями перекрытий.

Вертикальные связевые фермы в связевых и рамно-связевых каркасах могут иметь различные системы решеток (рис. 4.26). Наибольшее распространение получила полураскосная решетка (рис. 4.26, б), так как допускает устройство в связевых панелях дверных и оконных проемов и при этом испытывает незначительные дополнительные усилия сжатия из-за укорочения колонн под нагрузкой. Оси раскосов должны проходить через точки пересечения осей колонн и ригелей. Примыкание с эксцентризитетом связано с возникновением моментов в стержнях решетки. В

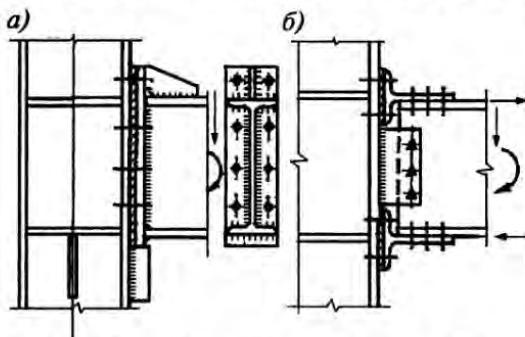


Рис. 4.25. Жесткое прикрепление балки к колонне

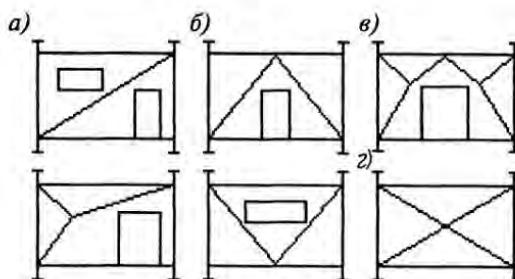


Рис. 4.26. Схемы вертикальных связей:

а — треугольная; б — полураскосная; в — порталная; г — крестовая

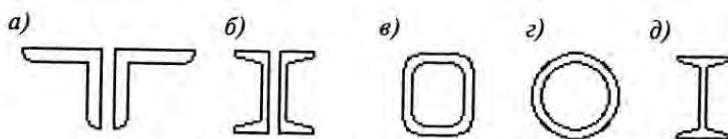


Рис. 4.27. Сечения раскосов связевых ферм:

а — тавровое из двух уголков; б — из двух швеллеров; в, г — из замкнутых профилей; д — двутавровое

отдельных случаях при соответствующих требованиях к устройству проемов применяют треугольные (рис. 4.26, а) схемы решетки вертикальных связей. Устройство связей с крестовой решеткой возможно лишь в глухих стеновых панелях. Такая решетка является наиболее жесткой и эффективно работает на горизонтальные нагрузки, изменяющие направление в процессе эксплуатации.

Вертикальные связевые фермы обычно выполняют на всю высоту здания в один и тех же панелях. Однако в некоторых случаях приходится смещать связи в соседние панели и тогда нижние связи должны заходить на верхние на высоту этажа, т.е. на переходном этаже вертикальные связи должны располагаться в двух смежных панелях.

Поясами вертикальных связевых ферм, как правило, являются колонны, а стойками — балки перекрытий. Раскосы вертикальных связевых ферм обычно проектируют из парных уголков, швеллеров, прямоугольных или круглых труб, а при больших продольных усилиях — из двутавров (рис. 4.27). Так как раскосы связевых ферм участвуют в передаче вертикальных нагрузок, то при расчете раскосов и узлов их прикрепления следует учитывать дополнительные усилия, возникающие от укорочения колонн здания (см. [1], п. 6.6.2). Крепление раскосов в большин-

стве случаев выполняют на высокопрочных болтах. При расчете узлов можно пользоваться рекомендациями п.6.5[1].

Литература к гл. 4

- 1...7. См. основную литературу.
8. Пуховский А. Б., Арефьев В. М., Ламдон С. Е., Лафишев А. З. Многоэтажные высотные здания.— М.: Стройиздат, 1997.
9. Харт Ф., Хенн В., Зонтаг Х. Атлас стальных конструкций. Многоэтажные здания.— М.: Стройиздат, 1977.
10. Шуллер В. Конструкции высотных зданий.— М.: Стройиздат, 1979.
11. Савицкий Г. А. Ветровая нагрузка на сооружения.— М.: Стройиздат, 1972.
12. Барнштейн М. Ф. Воздействия ветра на здания и сооружения. / Труды ЦНИИСК, вып. 21.— М.: 1973.
13. Романенков И. Г., Левитес Ф. А. Огнезащита строительных конструкций.— М.: Стройиздат, 1991.

Глава 5

АРОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

5.1. Общие сведения

Стальные арки для несущих конструкций покрытий появились в 40—50 гг. прошлого века вскоре после изобретения проката и заклепочных соединений. Кроме своей архитектурной выразительности арки имеют несомненное преимущество перед балочными и рамными конструкциями вследствие значительно меньших (в несколько раз) изгибающих моментов.

Напомним идею арки, которая достаточно проста. Если криволинейный брус выпуклостью вверх установить на две продольно-неподвижные опоры, то при действии нагрузки на брус на опорах появятся не только вертикальные реакции, но и горизонтальные. Последние называются распором. Именно распор в каждом сечении арки создает момент, противоположный по знаку моменту от внешних нагрузок, что и позволяет их существенно уменьшить, а в некоторых случаях довести до нуля.

Арки применяют для покрытий выставочных павильонов, рынков, спортивных сооружений, ангаров, вокзалов и др. В последнее время арочные конструкции применяют и для небольших зданий: теплицы, оранжереи, мастерские, склады, цехи различного производственного назначения. Пролеты арок колеблются от 15 до 100 м и более. С увеличением пролета экономичность арок возрастает.

По статической схеме арки могут быть трех типов: трехшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные (рис. 5.1).

Трехшарнирные арки статически определимы, они нечувствительны к неравномерным осадкам опор и колебаниям температуры. Наличие же

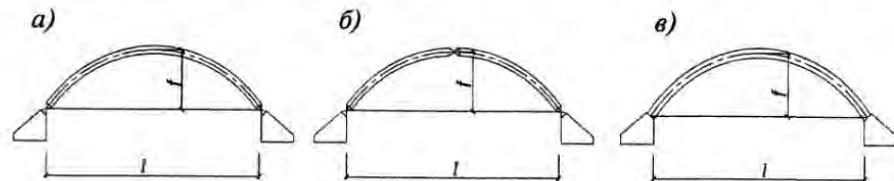


Рис. 5.1. Системы арок:

а — двухшарнирная; б — трехшарнирная; в — бесшарнирная

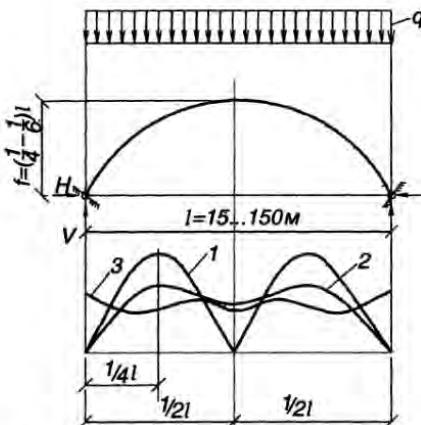


Рис. 5.2. Эпюры моментов в арках:
1 — трехшарнирная; 2 — двухшарнирная; 3 — бесшарнирная

изгибающих моментов по сравнению с трехшарнирной аркой. Двухшарнирные арки достаточно экономичны по расходу материала, просты в изготовлении и монтаже и часто применяются в практике строительства.

В бесшарнирных арках распределение моментов наиболее равномерное с локальным возрастанием у опор, поэтому такие арки наиболее экономичны по расходу стали. Однако в таких арках надо исключить возможную осадку опор, что может потребовать значительных затрат на фундаменты. Бесшарнирные арки необходимо рассчитывать на изменение температуры.

Сопоставление основных достоинств и недостатков различных типов арок показывает, что в большинстве случаев отдают предпочтение двухшарнирным аркам.

Генеральными размерами арки являются пролет l и стрела подъема f , а также высота сечения арки h . Пролет и стрела подъема обычно определяются технологическими и архитектурными требованиями. В зависимости от соотношения стрелы подъема f к пролету l арки можно разделить на пологие ($f/l < 1/4 \dots 1/10$) и высокие (или подъемистые) ($f/l \geq 1/4 \dots 1$).

После назначения размеров l и f необходимо выбрать очертание арки. Поскольку через три точки (две опоры и сечение в ключе) можно провести много различных кривых, надо выбрать оптимальную кривую. Такой кривой является кривая давления, которая характеризуется тем, что от заданной нагрузки в любом сечении арки изгибающие моменты равны нулю. В пологих арках нагрузку от собственного веса можно принять рав-

ключевого шарнира усложняет и удорожает конструкцию. Кроме того, величина изгибающего момента в четверти пролета наибольшая по сравнению с другими арками (рис. 5.2), что делает трехшарнирные арки наиболее тяжелыми. В последнее время трехшарнирные арки практически не применяют.

Двухшарнирные арки один раз статически неопределенны и вследствие своей небольшой погонной жесткости могут легко деформироваться без существенного увеличения напряжений от изменения температуры и осадок опор. Они имеют более равномерное распределение

номерно распределенной по пролету (рис. 5.3, а). При таком характере нагружения кривая давления представляет квадратную параболу. Поэтому для пологих арок, особенно больших пролетов, принимают параболическое очертание оси. С конструктивной точки зрения параболическое очертание не очень удобно, поскольку кривизна арки различна по длине, а это усложняет изготовление арки. Для упрощения изготовления парабола часто заменяется дугой окружности, что для пологих арок дает близкое совпадение с параболой.

Для высоких арок нагрузка от собственного веса распределяется равномерно по кривой арки. В этом случае очертание арки принимается по цепной линии (катеноид). Но на арку действуют и другие нагрузки: снег, ветер слева или справа, которые дают другие кривые давления (рис. 5.3, б). Тогда кривую арки принимают по некоторой средней кривой, чтобы моменты в арке были минимальны. Окончательная кривая может состоять из разных по характеру кривых, но с обязательным плавным сопряжением между ними (рис. 5.3, б).

Арки являются распорными системами. Величина распора в зависимости от нагрузки, пролета и стрелы подъема может колебаться в значительных пределах. Восприятие распора требует специальных конструктивных мероприятий и, как правило, приводит к существенным дополнительным затратам. Поэтому при проектировании арочных конструкций надо особое внимание уделить вопросу, как и какими конструктивными решениями будет восприниматься распор.

На рис. 5.4 приведены варианты восприятия распора. На схеме рис. 5.4, а распор в арочной конструкции воспринимается затяжкой, устроенной на уровне опорных узлов. В этом случае стены или колонны воспринимают только вертикальные нагрузки. Однако затяжка уменьшает полезный объем здания. Чтобы увеличить полезную высоту помещения, не увеличивая высоту здания, иногда затяжку располагают выше линии опорных шарниров (рис. 5.5). Чтобы затяжка не провисала, ее поддерживают вертикальными подвесками. В большепролетных зданиях распор

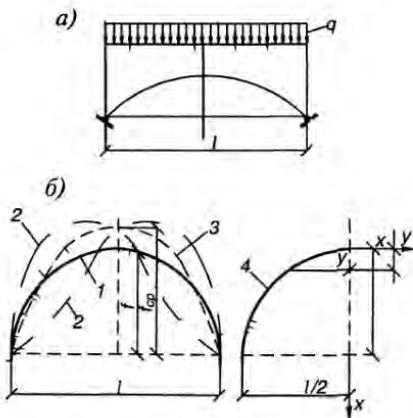


Рис. 5.3. К выбору очертания арки:

а — пологая параболическая арка; б — высокая арка: 1 — исходная кривая; 2 — кривые давления от действия ветра; 3 — средняя кривая; 4 — окончательная кривая оси арки

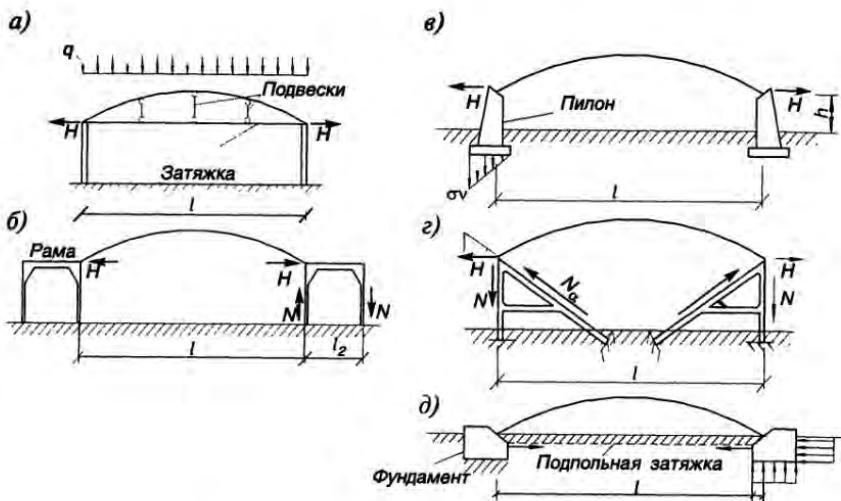


Рис. 5.4. Варианты восприятия распора в арках

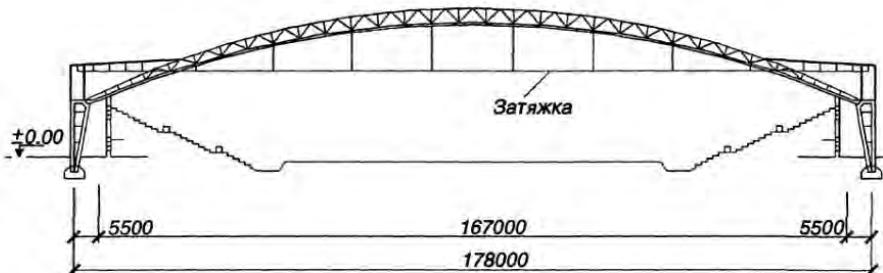


Рис. 5.5. Арка с приподнятой затяжкой

можно передавать на рамы, которые одновременно являются несущими конструкциями производственных или служебных помещений (рис. 5.4, б). Распор можно передавать на специальные пилоны или контрфорсы (рис. 5.4, в), конструкцию трибун в спортивно-концертных комплексах (рис. 5.4, г), непосредственно на фундаменты (рис. 5.4, д). При слабых грунтах под полом может быть устроена затяжка.

5.2. Особенности конструирования арок и опор

По конструкции арки подразделяются на сплошные и сквозные (решетчатые). Сплошные арки имеют высоту сечения 1/50 ... 1/80 от пролета и применяются при пролетах до 60 м. Они имеют постоянное по длине сечение.

ние и выполняются из составных широкополочных двутавров, труб и составных сечений из двух швеллеров или двутавров, соединенных планками (рис. 5.6, а). Составные сечения имеют большую жесткость из плоскости арки, поэтому их целесообразно применять при больших пролетах. Сплошная арка может быть выполнена из прокатного двутавра. Поскольку прокатный двутавр гнуть в плоскости стенки сложно, арка составляется из отдельных прямолинейных элементов, соединенных стыковой сваркой.

При пролетах более 60 м преимущественно проектируют сквозные арки с параллельными поясками. Сквозные арки имеют меньшую жесткость, поэтому высоту сечения их принимают больше, чем для сплошных арок, в пределах 1/30 ... 1/60 от пролета. Пояса сквозных арок выполняют из уголков, швеллеров, труб, двутавров, прямоугольных или квадратных коробчатых профилей (рис. 5.6, б). При больших пролетах и усилиях сквозные арки делают пространственными в виде треугольного или четырехугольного поперечного сечения. Это делает арки более устойчивыми во время монтажа. Решетка арок принимается треугольной, треугольной с дополнительными стойками или раскосной. Стойки решетки целесообразно размещать нормально к поясам (особенно в круговых арках), тогда стержни решетки получаются одинаковыми по длине арки. В плоскости стоек располагаются прогоны, обеспечивающие устойчивость арок из плоскости и поддерживающие элементы кровли. При треугольной решетке длина панели примерно равна удвоенной высоте сечения арки, при треугольной решетке с дополнительными стойками длина панели равна высоте сечения арки. Монтажные стыки в арках размещают исходя из длины отправочных элементов 6 — 12 м. Монтажные стыки чаще выполняют фланцевыми на обычных или высокопрочных болтах.

Конструирование промежуточных узлов арок ничем не отличается от конструирования узлов ферм и ригелей рам. Как и в рамках, опорные узлы имеют определенные особенности. Сквозные арки около опор переход-

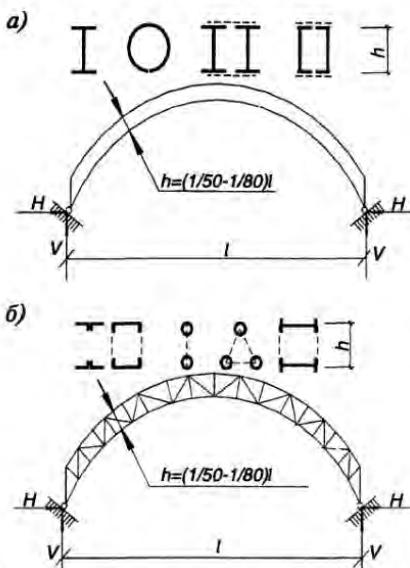


Рис. 5.6. Конструктивные схемы и типы сечений арок:

а — сплошные; б — решетчатые

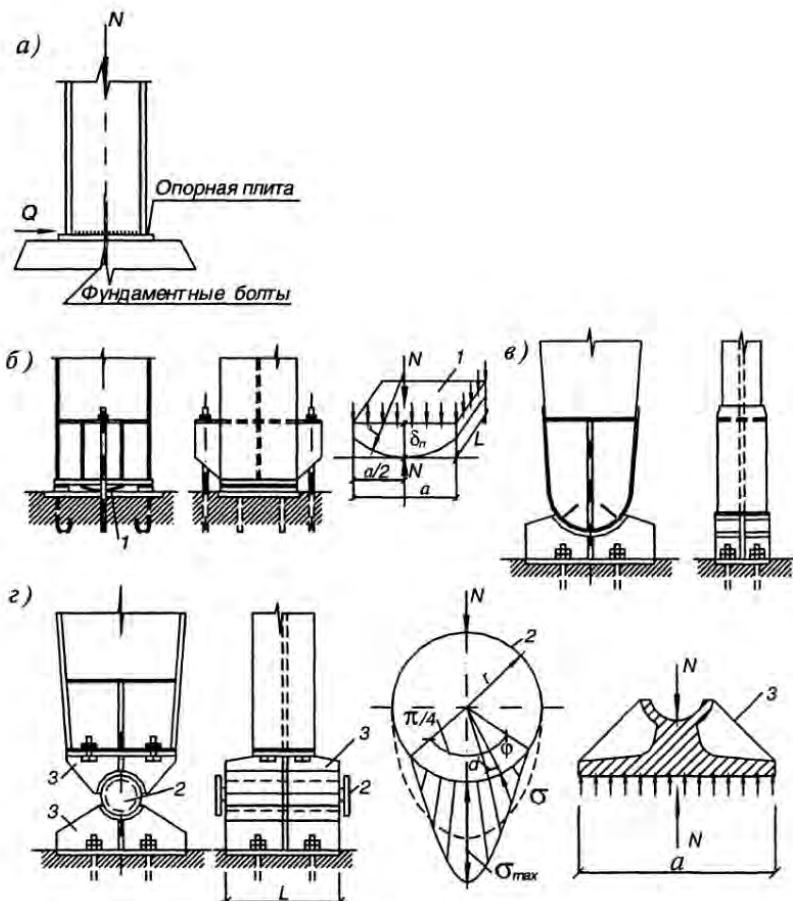


Рис. 5.7. Опорные узлы арок:

а — шарнирная опора легкой арки; б — конструктивная и расчетная схемы плиточного шарнира;
в — пятниковый шарнир; г — конструктивная и расчетная схемы балансирующего шарнира; 1 — плита;
2 — цапфа; 3 — балансир

дят в сплошные, поэтому опорные узлы сплошных и сквозных арок имеют одинаковую конструкцию.

На рис. 5.7, а представлена простейшая шарнирная опора легкой арки сплошного сечения. Поворот опорного сечения происходит за счет малой изгибной жесткости опорной плиты. Момент, который может возникнуть в опорном сечении, не превысит произведения нормальной силы на ядро-вое расстояние сечения и может не учитываться.

С увеличением пролета и нагрузки применяют более совершенную конструкцию опорного шарнира, которая называется плиточной (рис. 5.7,

б). Опорное давление с арки передается на фундамент через специальную плитку, имеющую цилиндрическую нижнюю поверхность. Нижняя часть арки над плиткой укрепляется продольными и поперечными ребрами.

Пятниковый шарнир (рис. 5.7, в) имеет специальное опорное гнездо - пятник, в который вставляется закругленная опорная часть арки. Пятник делают литым или сварным. Нижняя часть арки укрепляется ребрами жесткости.

Балансирующие шарниры (рис. 5.7, г) применяются в тяжелых арках и имеют совершенную конструкцию. Шарнир состоит из верхнего и нижнего балансира, в гнезда которых укладывается плотно пригнанная цилиндрическая цапфа. Верхний балансир через опорную фрезерованную плиту закрепляется к арке на болтах. Из условия прочности бетона фундамента нижний балансир имеет большую площадь опирания, чем верхний.

В высоких и легких арках от ветровой нагрузки в опорах могут возникнуть отрицательные реакции. Для восприятия этих реакций устанавливают анкерные болты (рис. 5.7, д) по оси арки, чтобы они не мешали свободному повороту опорного сечения.

Бесшарнирные опорные узлы арок конструируют по типу баз внецентренно сжатых стоек рам сплошного или сквозного сечений. Пример конструкции бесшарнирной опоры для легкой решетчатой арки представлен на рис. 5.16.

Современные арки в большинстве случаев проектируют однопролетными с затяжкой или без нее. На рис. 5.8, а показана стальная арка с затяжкой пролетом 78 м, которой перекрыт Дворец спорта в Лужниках. Пояса сквозных арок выполнены из П-образных сварных профилей, соединенных решеткой из уголков. Затяжка крестообразного сечения из четырех уголков.

На рис. 5.8, б представлена комбинированная арка с затяжкой в виде балки жесткости коробчатого сече-

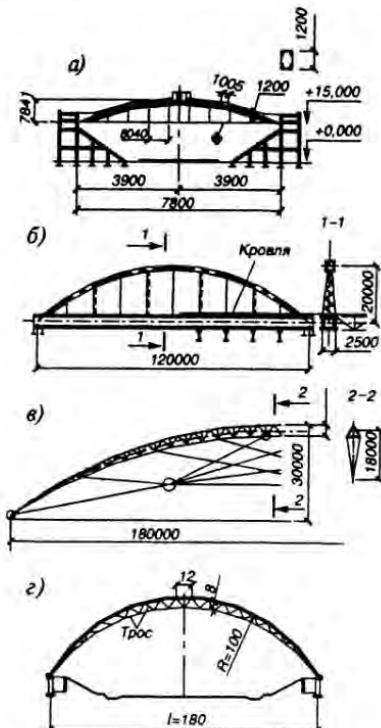


Рис. 5.8. Примеры современных большепролетных арок

ния. Арки поставлены с шагом 12 м. Несущие кровельные плиты опираются на затяжку. Сама арка располагается снаружи, что позволило существенно уменьшить внутренний отапливаемый объем здания без уменьшения полезного объема. Устойчивость арки из ее плоскости обеспечивалась вертикальными связевыми фермами, расположенными между аркой и жесткой затяжкой.

Вариант перекрытия стадиона «Динамо» в Москве представлен на рис. 5.8, в. Арка пролетом 180 м предварительно напряжена системой затяжек. Предварительное напряжение существенно повысило жесткость конструкции при односторонней снеговой нагрузке.

В арках с большим эффектом может быть применено предварительное напряжение принудительным смещением опор наружу. При этом в нижнем поясе и раскосах арки возникают растягивающие усилия, которые достаточны для погашения сжимающих усилий от внешней нагрузки. В этом случае нижний пояс и решетка арки могут быть выполнены из тросов (рис. 5.8, г), а верхний пояс — жестким.

5.3. Компоновка арочных покрытий

В арочных системах покрытий распространены два типа схем — с рядовым (рис. 5.9) и блочным (см. рис. 5.10) расположением арок.

Применение рядового размещения арок целесообразно при пролетах до 60 ... 80 м. Легкие арки пролетом до 15 ... 20 м размещаются с шагом 3 ... 4 м.

Арки пролетом до 40 ... 50 м размещают в плане с шагом 6 ... 12 м. При шаге до 6 м покрытие проектируется беспрогонным с укладкой плит на верхние пояса арок. С увеличением шага арок настил укладывается на прогоны. Прогоны могут быть сплошного и сквозного сечения.

При пролетах более 60 м выгодным оказывается размещение арок с шагом 12 ... 24 м. В этом случае применяют решетчатые прогоны. Прогоны в наклонных плоскостях будут работать на косой изгиб, что приводит к необходимости раскрепления их тяжами к узлам арок (рис. 5.9, вариант 1). При большом шаге между прогонами (более 6 м) вдоль ската устанавливают дополнительные ребра-прогоны, которые образуют многошарнирную арку того же очертания, что и основные арки (рис. 5.9, вариант 2). В этом случае ребра будут передавать на прогоны только нормальную составляющую от давления кровли, а скатную составляющую воспринимать сами и передавать на фундамент.

Обеспечение устойчивости арок из их плоскости осуществляется с помощью поперечных связей I (рис. 5.9), которые, как правило, размещаются

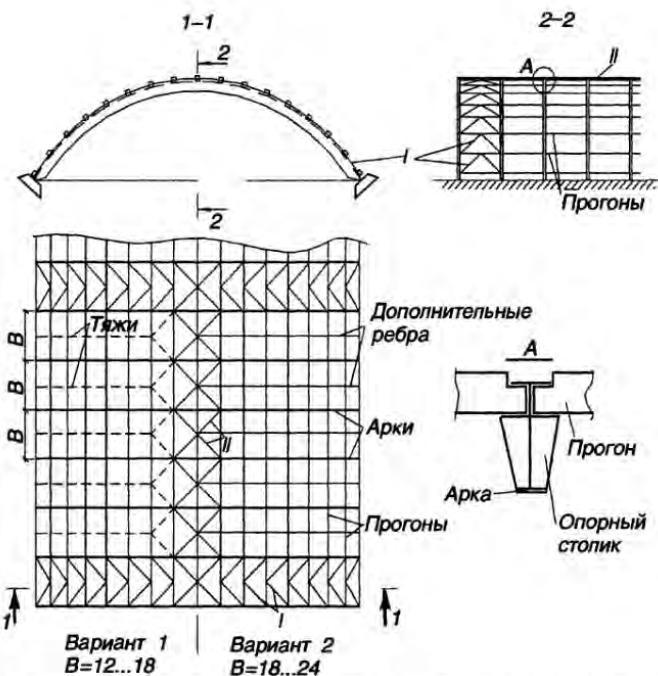


Рис. 5.9. Компоновка арочного покрытия при рядовом расположении арок

ются в плоскости верхних поясов в торцах здания и по длине здания через 50 ... 60 м. Связи по верхним поясам следует доводить до опор. Нижние пояса арок так же обычно сжаты, что требует их раскрепления. Дублирование связей по нижним поясам в этом случае не целесообразно, поэтому крепление нижних поясов происходит либо через опорный столик для сплошных прогонов, либо через подкос в случае сквозного прогона (рис. 5.9, 5.10 узел «А»).

Для обеспечения поперечной жесткости арочного покрытия при $f/l \geq 1/4$ следует ставить продольные связи II в плоскости верхних поясов арок по оси здания (рис. 5.9).

При больших пролетах (более 80 ... 100 м) и высотах арок из-за сложности монтажа применяется блочное размещение арок (рис. 5.10). Плоские арки попарно объединяются в жесткие пространственные блоки шириной 3 ... 6 м с помощью вертикальных связей II и связей по верхним поясам I (рис. 5.10) или применяют арки с пространственным сечением (см. рис. 5.6, б).

Расстояние между блоками обычно принимается 18 ... 24 м. Компоновка стропильного покрытия между блоками осуществляется с помо-

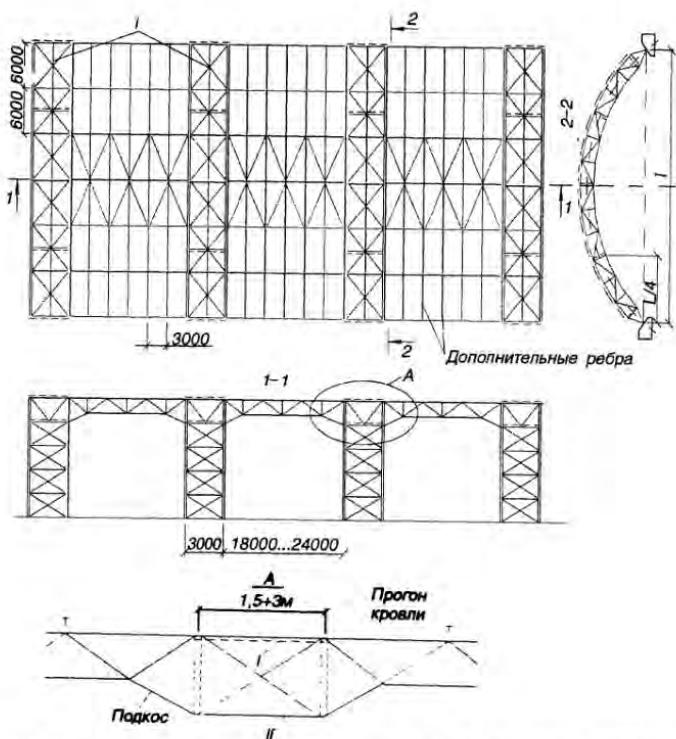


Рис. 5.10. Компоновка арочного покрытия при блочном расположении арок

шью прогонов-ферм, которые имеют жесткие узлы сопряжения с арочными блоками. Высота прогонов с учетом защемления должна быть 1/15 ... 1/20 от их пролета. По аналогии с рядовым размещением арок при большой стреле их подъема блоки арок объединяют в ключе продольными связями (рис. 5.10).

5.4. Расчет арочных конструкций

5.4.1. Нагрузки и воздействия

На арки действуют вертикальные постоянные (собственный вес, вес покрытия, вес осветительной аппаратуры, в некоторых случаях вес воздуховодов и вентиляционного оборудования) и временные нагрузки (снег, ветер, в производственных зданиях иногда воздействие легких подвесных кранов).

В пологих арках при $f/l < 1/8$, очерченных по квадратной параболе или другой близкой к ней кривой, постоянную нагрузку с допустимой по-

грешностью можно принимать равномерно распределенной по пролету (рис. 5.11, а), а распор с достаточной точностью определять по формуле

$$H = \frac{gl^2}{8f}, \quad (5.1)$$

где g — расчетная постоянная нагрузка на арку.

Для арок с пологостью $1/8 \leq f/l \leq 1/4$ расчетную постоянную нагрузку можно принимать в виде двух симметричных загружений с величинами ординат g и g_1 , считая, что g_1 распределяется на полупролете по линейному закону. Тогда величина распора определяется по формуле

$$H = \frac{gl^2}{8f} + \frac{g_1 l^2}{24f}, \quad (5.2)$$

где $g_1 = g \left(\frac{1}{\cos \alpha} - 1 \right)$, α — угол наклона оси арки к горизонту на опоре.

В арках с $f/l > 1/4$ закон распределения нагрузки g_1 следует принимать по закону изменения косинуса угла α в зависимости от очертания арки. В этом случае распор приближенно определяется по формуле

$$H = \frac{gl^2}{8f} + \frac{g_1 l^2}{48f}, \quad (5.3)$$

где g_1 находят как в предыдущем случае.

В соответствии с [6] снеговая нагрузка на арки принимается при $f/l < 1/8$ в виде равномерно распределенной по всему пролету с коэффициентом перехода $\mu_1 = 1$. При $f/l \geq 1/8$ — в двух вариантах: первый в виде

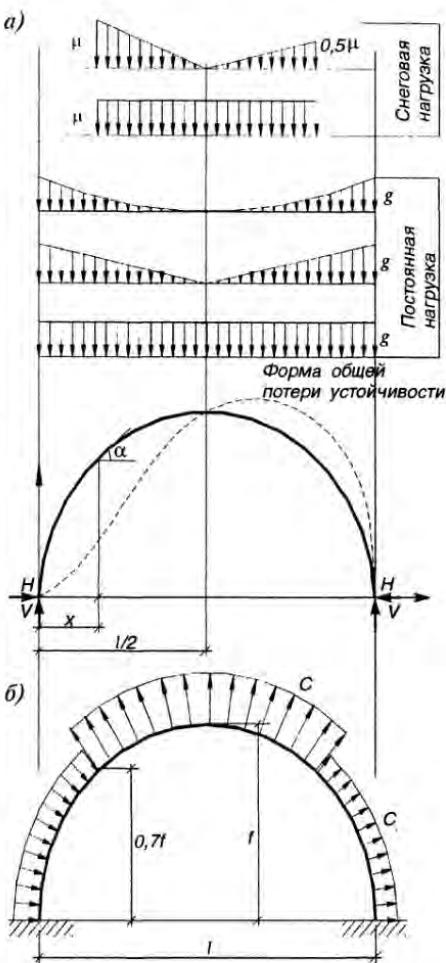


Рис. 5.11. Схемы нагрузок на арку:
а — постоянная и снеговая нагрузки; б — ветровая нагрузка

равномерно распределенной нагрузки на средней части пролета с коэффициентом перехода $\mu_1 = \frac{1}{8f}$, но не более 1,0 и не менее 0,4; второй — в

виде двух треугольников с ординатами по краям μ_2 и $0,5\mu_2$, где μ_2 берется в зависимости от соотношения f/l , но не более 2,2.

В обоих вариантах длина загружения определяется углом $\alpha = 50^\circ$ между осью арки и горизонтом, т.е. принимается, что при $\alpha > 50^\circ$, снег на арочном покрытии не держится.

В круговой арке такие участки появляются при $f/l \geq 1/4,3$, а в параболической, начиная с $f/l \geq 1/3,36$, т.е. в достаточно подъемистых арках.

Ветровая нагрузка по величине и характеру в значительной степени зависит от очертания арки и расположения опор, которые могут быть на уровне земли или приподняты. На рис. 5.11 показана эпюра ветрового давления на арку с опорами на уровне земли. Аэродинамические коэффициенты c_{e1} и c_{e2} принимают в зависимости от отношения f/l [6].

Следует заметить, что в подъемистых легких арках усилия от ветровой нагрузки соизмеримы с усилиями от собственного веса покрытия, а опорные реакции могут иметь отрицательное значение. При действии ветра перпендикулярно торцам на всей поверхности покрытия $c_{e2} = -0,7$. При одном открытом торце порывы ветра, врываясь внутрь, создают избыточное давление, которое, складываясь с отсосом на внешней поверхности, может сорвать элементы покрытия, что имело место на практике.

5.4.2. Расчет на прочность и устойчивость

При расчете арочное покрытие расчленяют на отдельные плоские арки. Расчет производится обычными методами строительной механики. Статически неопределеные арки удобно рассчитывать методом сил. Двухшарнирная арка один раз статически неопределенна, за лишнее неизвестное принимают распор. Решают каноническое уравнение и определяют неизвестный распор для каждого вида загружения. В большепролетных арках для получения более точных результатов при вычислении перемещений следует учитывать обжатие арки от нормальных сил. При наличии затяжки ее упругие перемещения учитывают всегда.

После определения неизвестного распора усилия M, N, Q в любом сечении на расстоянии x от левой опоры (см. рис. 5.12) находят по формулам

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M_x^0 - Hy \\ N_x &= Q_x^0 \sin \alpha + H \cos \alpha \\ Q_x &= Q_x^0 \cos \alpha - H \sin \alpha \end{aligned} \right\}, \quad (5.4)$$

где H — распор; M_x^0, Q_x^0 — как в простой балке пролета l ; α — угол наклона оси арки в сечении x к горизонту.

По приведенным формулам для постоянной и временных нагрузок строят соответствующие эпюры (для сплошных арок эпюру Q обычно не строят). Эпюры строят по нескольким сечениям на полупролете арки. Выбор количества сечений на полупролете зависит от очертания арки и величины пролета и колеблется от 5 до 12 и более, включая сечения на опоре и в ключе. Затем находят невыгодные комбинации M и N , которые могут быть не обязательно в четверти пролета.

Бесшарнирные арки трижды статически неопределимы. При их расчете удобно выбирать основную систему, разрезая арку в ключе и прикладывая неизвестные. Для уменьшения вычислительной работы можно использовать метод жестких консолей. После раскрытия статической неопределенности усилия в арке определяют по формулам (5.4) с построением эпюр и нахождением невыгодных сочетаний M и N . В арках, особенно пологих, с развитым по высоте сечением следует учитывать температурные напряжения, которые могут быть определены по формулам, МПа:

в двухшарнирной арке

$$\sigma = \pm 2,36 \cdot \Delta t \cdot h / f; \quad (5.5)$$

в бесшарнирной арке

$$\text{в пролете} \quad \sigma_1 = \pm 4,72 \cdot \Delta t \cdot h / f; \quad (5.6)$$

$$\text{на опоре} \quad \sigma_2 = \pm 9,44 \cdot \Delta t \cdot h / f, \quad (5.7)$$

где Δt — изменение температуры, $^{\circ}\text{C}$; h/f — отношение высоты сечения арки к стреле подъема.

После определения невыгодных комбинаций M и N проверку прочности сплошных арок производят как для внецентренно сжатых элементов при упругой работе стали

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \leq R_y \gamma_c. \quad (5.8)$$

Усилия в элементах сквозных арок с параллельными поясами (рис. 5.12) определяют через M_x, N_x, Q_x по формулам:

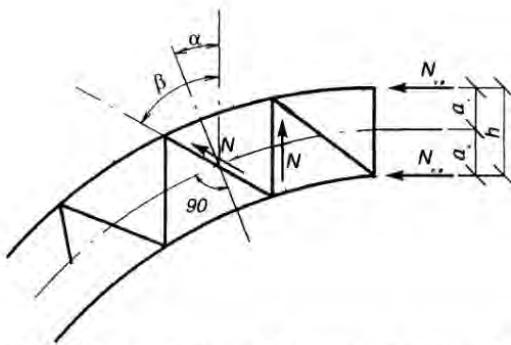


Рис. 5.12. К расчету сечений элементов сквозной арки

в верхнем поясе

$$N_{vp} = -N_x \frac{a_2}{h} - \frac{M_x}{h}; \quad (5.9)$$

в нижнем поясе

$$N_{np} = -N_x \frac{a_1}{h} - \frac{M_x}{h}; \quad (5.10)$$

в раскосе

$$N_d = \frac{Q_x}{\cos(\beta - \alpha)}; \quad (5.11)$$

в вертикальных стойках

$$N_s = \frac{Q_x}{\cos \alpha}; \quad (5.12)$$

при расположении стойки перпендикулярно поясам

$$N_s = Q_x. \quad (5.13)$$

Кроме проверки прочности сплошной арки по формуле (5.8) необходимо проверить устойчивость арки из ее плоскости на участке между точками, закрепленными в горизонтальном направлении системой связей и прогонами. В арках большого пролета влияние нормальной силы существенно больше, чем моментов, поэтому такую проверку можно производить как для центрально сжатого стержня по формуле

$$\frac{N_x}{\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.14)$$

где φ_y определяется по гибкости относительно вертикальной оси сечения арки. В арках малых и средних пролетов влияние моментов от временных нагрузок может быть более существенным. Поэтому проверку устойчивости из плоскости следует производить с учетом влияния моментов по формуле

$$\frac{N}{c \varphi_y A} \leq R_y \gamma_c. \quad (5.15)$$

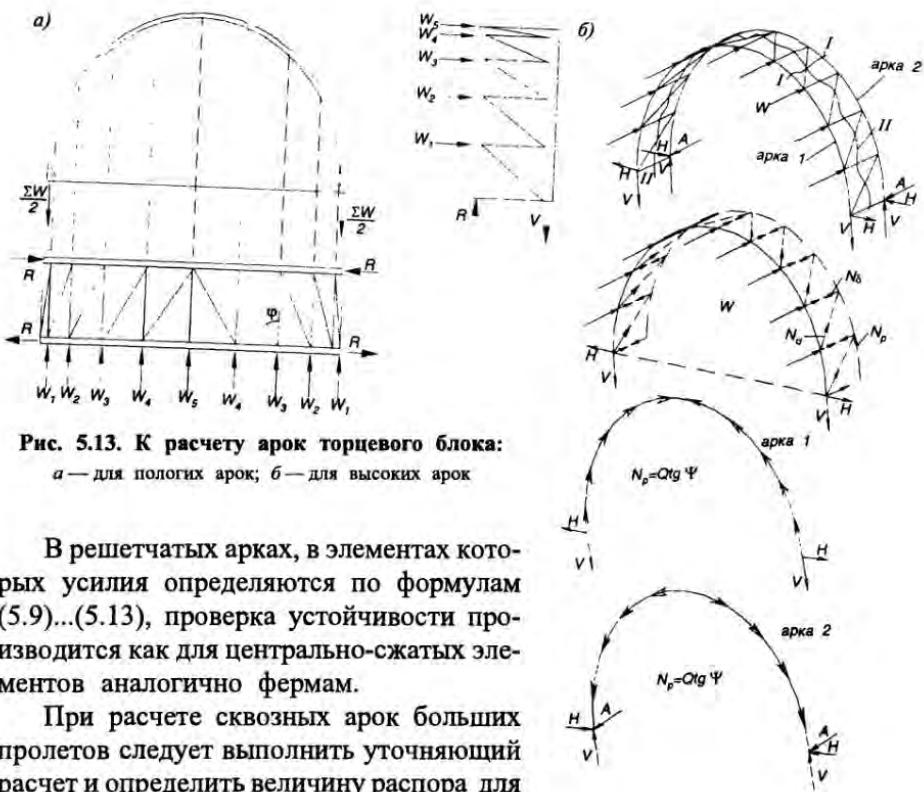


Рис. 5.13. К расчету арок торцевого блока:

a — для пологих арок; *b* — для высоких арок

В решетчатых арках, в элементах которых усилия определяются по формулам (5.9)...(5.13), проверка устойчивости производится как для центрально-сжатых элементов аналогично фермам.

При расчете сквозных арок больших пролетов следует выполнить уточняющий расчет и определить величину распора для каждой нагрузки с учетом предварительно подобранных сечений.

Для двухшарнирной арки распор определяется из канонического уравнения

$$\delta_{11}H + \Delta_{1p} = 0, \quad (5.16)$$

где перемещения вычисляются по формулам:

Таблица 5.1. Значения k_1 для круговой симметричной арки

f/l	Значения k_1 для арки		
	бесшарнирной	двухшарнирной	трехшарнирной
0,1	58,9	28,4	22,2
0,2	90,4	39,3	33,5
0,3	93,4	40,9	34,9
0,4	80,7	32,8	30,2
0,5	64,0	24,0	24,0

$$\delta_{11} = \sum_1^n \frac{N_1^2 l_i}{EJ_i}, \quad (5.17)$$

$$\delta_{1p} = \sum_1^n \frac{N_1 N_p l_i}{EA_i}. \quad (5.18)$$

При вычислении перемещений можно ограничиться суммированием только по поясам, пренебрегая перемещениями в стержнях решетки, незначительно влияющими на величину распора.

Арка как криволинейный сжатый брус требует проверки общей устойчивости в своей плоскости. Устойчивость кривой арки можно проверить по выражению

$$(1,3 \div 1,4) p \leq p_{cr} = k_1 \frac{EJ_x}{l^3}, \quad (5.19)$$

где p — нагрузка на единицу длины арки; 1,3...1,4 — коэффициент безопасности на устойчивость; p_{cr} — критическая нагрузка; J_x — момент инерции сечения арки относительно горизонтальной оси; k_1 — коэффициент, принимаемый по табл. 5.1.

Устойчивость параболической арки постоянного сечения при равномерно распределенной вертикальной нагрузке можно проверить по формуле (5.18), но с введением коэффициента k (табл. 5.2) вместо k_1 .

Проверка устойчивости арки может быть произведена приближенно как для центрально-сжатого стержня с расчетной длиной равной μS , которая обусловлена наиболее вероятной формой потери устойчивости арки (см. рис. 5.11, а). Условие устойчивости записывается

$$(1,3 \div 1,4) N \leq N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ_x}{(\mu S)^2}, \quad (5.20)$$

где S — длина полуарки; μ — коэффициент расчетной длины, принимаемый по табл. 5.3.

При расчете высоких арок следует учитывать дополнительные усилия, которые возникают в арках торцевого связевого блока при действии ветра на торец здания (рис. 5.13, а). Связевой блок (ферму) рассматривают как пространственную оболочку, состоящую из поясов двух соседних арок, соединенных диагоналями и распорками (рис. 5.13, б). Исключая сжатые диагонали из работы, можно получить усилия в растянутых диагоналях, спроектировав все действующие силы в разрезе I—I на направление раскоса

$$N_d = Q / \cos \psi, \quad (5.21)$$

Таблица 5.2. Коэффициент k параболической арки

f/l	Значения k в арке		
	бесшарнирной	двухшарнирной	трехшарнирной
0,1	60,7	28,5	22,5
0,2	101	45,4	39,6
0,3	115	46,5	46,5
0,4	111	43,9	43,9
0,5	97,4	38,4	38,4
0,6	83,8	30,5	30,5

Таблица 5.3. Коэффициент μ расчетной длины арки

Арка	Значения μ при f/l			
	0,05	0,2	0,3	0,4
Трехшарнирная	1,2	1,2	1,2	1,3
Двухшарнирная	1	1,1	1,2	1,3
Бесшарнирная	0,7	0,75	0,8	0,85

где Q — поперечная сила от ветровой нагрузки в рассматриваемом сечении; ψ — угол между диагональю и распоркой.

Отделив одну арку от другой продольным разрезом $II-II$, разложим усилие в диагонали на усилие по направлению пояса

$$N_p = N_d \sin \psi \quad (5.22)$$

и усилие по направлению распорки

$$N_s = N_d \cos \psi. \quad (5.23)$$

Отрезанная арка находится в равновесии и ее следует рассчитывать на силы, направленные по поясу,

$$N_p = Q \operatorname{tg} \psi \quad (5.24)$$

как плоскую систему. От действия этих сил определяется распор H , опорные реакции V и усилия N , M , Q .

На передней (торцевой) арке 1 дополнительные ветровые воздействия направлены вверх по образующей и отрывают ее от фундаментов (рис. 5.13, б). На задней арке (арка 2) торцевого блока те же силовые воздействия направлены вниз и прижимают ее к фундаментам. Полученные усилия от ветровой нагрузки складываются с усилиями от собственного веса и веса снега.

5.4.3. Расчет опорных частей

Расчет опорных шарниров для арок небольших пролетов (рис. 5.7, а) производится аналогично расчету баз центрально-сжатых колонн, что касается определения размеров в плане и толщины опорной плиты. Разница состоит в том, что фундаментные болты необходимо проверить на срез под действием поперечной силы и на растяжение под действием растягивающей силы N , которая может возникнуть от действия ветра в легких арках.

Плиточные шарниры (см. рис. 5.7, б) рассчитывают на смятие при свободном касании по формуле

$$\frac{N}{2rl} \leq R_{cd}\gamma_c, \quad (5.25)$$

где N — нормальная сила на опоре; r, l — радиус кривизны и длина плиты; R_{cd} — расчетное сопротивление стали при свободном касании.

Необходимая толщина плиты t определяется из условия ее работы на изгиб как консоли при равномерном загружении опорным давлением по верхней поверхности (см. рис. 5.7, б) интенсивностью $\sigma = N / al$

$$t = \sqrt{\frac{3N}{4R_y l}}. \quad (5.26)$$

Балансирующие и пятниковые шарниры передают давление на нижнюю часть шарнира при плотном касании (см. рис. 5.7, в — г). Напряжения сжатия в цапфе распределяются неравномерно от максимального значения по вертикальной оси до нуля на границе балансира (см. рис. 5.7, г).

Можно предположить, что напряжения по цилиндрической поверхности цапфы распределяются по закону косинуса и линии контакта в запас ограничить углом $\pi/2$. Тогда наибольшее напряжение в цапфе можно получить из выражения

$$N = 2l\sigma_{\max} \int_0^{\pi/4} \cos^2 \varphi \cdot rd\varphi, \quad (5.27)$$

откуда

$$\sigma_{\max} = \frac{1,6N}{dl} \leq R_{lp}, \quad (5.28)$$

где R_{lp} — расчетное сопротивление на местное смятие в цилиндрических шарнирах при плотном касании; l, d — длина и диаметр цапфы.

Подошва балансира подобно опорным плитам баз рассчитывается на изгиб под равномерным опором фундамента $\sigma = N / al$.

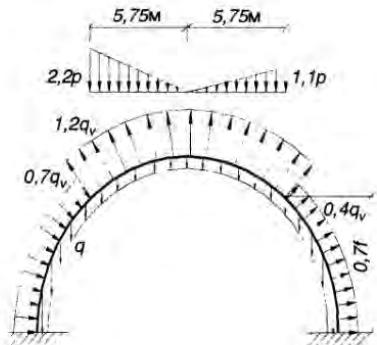


Рис. 5.14. Схемы нагрузок на арку

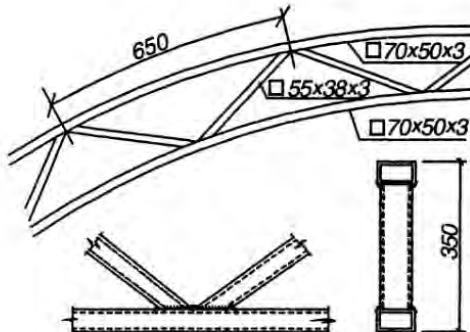


Рис. 5.15. Конструкция сквозной арки

В бесшарнирных арках узлы опирания на фундаменты конструируются и рассчитываются аналогично рамным конструкциям. Ниже в примере приведена конструкция опоры для легкой бесшарнирной арки (рис. 5.16).

Пример 5.1. Требуется проверить прочность и устойчивость круговой бесшарнирной арки сквозного и сплошного сечения. Генеральные размеры арки показаны на рис. 5.14. Шаг арок — 3 м. Система связей и прогонов между арками обеспечивает крепление их из плоскости через 1,95 м. Район строительства г. Санкт-Петербург.

Расчетная нагрузка от собственного веса покрытия и арки составляет $0,5 \text{ kN/m}^2$. Снеговая нагрузка $1,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,6 = 1,6 \text{ kN/m}^2$. Ветровая нагрузка — $0,3 \cdot 1,4 = 0,42 \text{ kN/m}^2$ ($1,6$ и $1,4$ — коэффициенты надежности по нагрузке). Нагрузки на арку составляют: собственный вес — $q = 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 1,5 \text{ kN/m}$; снег — $p = 1,6 \cdot 3 = 4,8 \text{ kN/m}$; ветер — $q_v = 0,42 \cdot 3 = 1,26 \text{ kN/m}$. В соответствии с [6] схемы загружения арки от указанных нагрузок показаны на рис. 5.14.

По результатам статического расчета арки от каждой нагрузки были определены наихудшие комбинации усилий, которые составили: $M_{\max} = 27,7 \text{ kNm}$, $N = 35,8 \text{ kN}$, $Q = 20,9 \text{ kN}$. Такая комбинация оказалась в опорном сечении. Следует отметить, что действие ветровой нагрузки оказывало разгружающее влияние и поэтому при определении указанных комбинаций не учитывалась.

Элементы сквозной арки (рис. 5.15) выполнены из гнутосварных замкнутых профилей сечением: пояса — $70 \times 40 \times 3 \text{ mm}$ ($A_f = 6,24 \text{ cm}^2$, $i_x = 2,53$, $i_y = 1,62 \text{ cm}$); решетка — $60 \times 25 \times 2,5 \text{ mm}$ ($A_d = 4,00 \text{ cm}^2$, $i_x = 2,07 \text{ cm}$, $i_y = 1,02 \text{ cm}$). Полная высота сечения сквозной арки 350 мм. Материал — сталь марки ВСт. 3 пс 6-1 с расчетным сопротивлением $R_y = 240 \text{ MPa}$.

Расчетные длины поясов в плоскости арки $l_{ef,y} = 65 \text{ cm}$, из плоскости арки $l_{ef,x} = 195 \text{ cm}$. Расчетные длины раскосов $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 0,9 \cdot 44,2 = 39,8 \text{ cm}$. Усилия: в поясах — $N_f = \frac{M_{\max}}{h_0} + \frac{N}{2} = \frac{27,7}{0,31} + \frac{35,8}{2} = 107,2 \text{ kN}$; в раскосах — $N_d = \frac{Q}{\cos \alpha} = \frac{20,9}{0,678} = 30,8 \text{ kN}$.

Узел опирания показан на рис. 5.16.

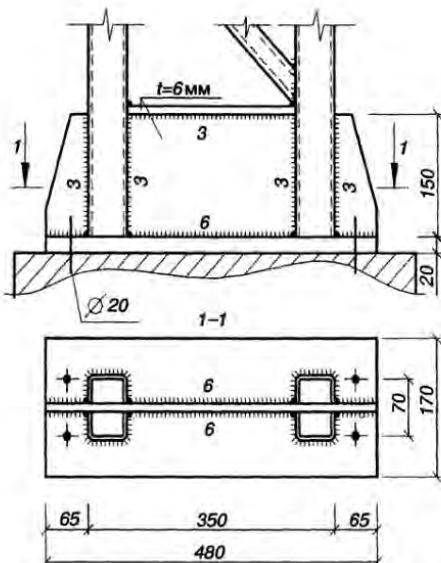


Рис. 5.16. Конструкция опоры бесшарнирной сквозной арки

Расчет на устойчивость поясов

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{195}{2,53} = 77; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{65}{1,62} = 40; \quad \varphi_{min} = 0,706;$$

$$\frac{N_f}{\varphi_{min} A_f} = \frac{107,2 \cdot 9,8}{0,706 \cdot 6,24} = 238,4 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа}.$$

Расчет на устойчивость раскосов

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{39,8}{2,07} = 19; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{39,8}{1,02} = 39; \quad \varphi_{min} = 0,89;$$

$$\frac{N_d}{\varphi_{min} A_d} = \frac{30,80 \cdot 9,8}{0,89 \cdot 4,00} = 84,7 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа}.$$

Устойчивость элементов поясов и решетки обеспечена.

Расчет арки на устойчивость в ее плоскости на действие осевых сил проводят по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E J_x}{\mu^2 S^2},$$

где $J_x = k J_x^0 = 0,8(2 \cdot 6,24 \cdot 15,5^2 + 2 \cdot 16,37) = 2425 \text{ см}^4$; $k = 0,8$ — коэффициент, учитывающий податливость решетки; S — длина дуги полуарки; $\mu = 0,85$ — коэффициент расчетной длины;

$$N_{cr} = \frac{3,14^2 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 2425}{0,85^2 \cdot 1178^2 \cdot 9,8} = 501,8 \text{ кН} \gg 1,4 N = 1,4 \cdot 39,2 = 54,9 \text{ кН},$$

где $N = 39,2 \text{ кН}$ — продольная сила в четверти длины арки.

Устойчивость арки в ее плоскости обеспечена.

Арка сплошного сечения выполнена из двутавра N18Б2. Геометрические характеристики сечения $A = 23,95 \text{ см}^2$, $J_x = 1317 \text{ см}^4$, $W_x = 146,3 \text{ см}^3$, $i_x = 7,41 \text{ см}$, $i_y = 2,05 \text{ см}$, $\rho_x = 6,1 \text{ см}$.

Расчет арки на устойчивость в ее плоскости на действие осевых сил

$$N_{cr} = \frac{3,14^2 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 1317}{0,85^2 \cdot 1178^2 \cdot 9,8} = 272,5 \text{ кН} >> 1,4N = 1,4 \cdot 39,2 = 54,9 \text{ кН.}$$

Устойчивость арки в ее плоскости обеспечена.

Расчет арки на устойчивость из ее плоскости (по изгибо-крутильной форме) выполняем в следующей последовательности.

Усилия в четверти длины арки $N = 39,2 \text{ кН}$, $M = 15,97 \text{ кН}\cdot\text{м}$

Расчетная длина из плоскости арки $l_{ef,y} = 195 \text{ см}$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,x}}{i_y} = \frac{195}{2,05} = 96, \quad \varphi_y = 0,57, \quad e = \frac{M}{N} = 40,75.$$

$$\text{При } m_x = \frac{e}{\rho_x} = \frac{40,75}{6,1} = 6,68 \text{ и } \lambda_c = \pi \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 92 < \lambda_y = 96 \quad c = 0,133;$$

$$\frac{N}{c\varphi_y A} = \frac{39,2 \cdot 9,8}{0,133 \cdot 0,57 \cdot 23,95} = 211,5 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа.}$$

Устойчивость арки из ее плоскости обеспечена.

Расчет арки на прочность

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{35,8 \cdot 9,8}{23,95} + \frac{2770 \cdot 9,8}{146,3} = 200 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа.}$$

Прочность арки обеспечена.

* Пример расчета подготовлен канд. техн. наук, доц. Н. Н. Родиковым.

Глава 6

КУПОЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

6.1. Общие сведения

Мировой опыт строительства показывает, что одной из эффективных форм пространственных конструкций являются купола. Наиболее рациональными они оказываются при перекрытии больших пролетов. Так, если плоскостные конструкции пролетом до 40 м по металлоемкости еще могут конкурировать с купольными, то с увеличением пролета преимущество купольных очевидно. Эффективность этих конструкций возрастает с увеличением пролета и не случайно, что большинство покрытий более 200 м [10] являются купольными. Велики и композиционные возможности таких конструкций. Они позволяют перекрывать здания универсального назначения, создавать прекрасные образцы архитектурного творчества.

Купольные конструкции известны с древних времен. Их применяли в Месопотамии, Сирии, Иране, Древнем Риме. Основным материалом при этом был камень. Первые металлические купола появились в конце 19 века. Основная заслуга в развитии этих конструкций принадлежит Феппелю и Шведлеру. В 20 веке значительный вклад в развитие купольных конструкций внесли Ледерер, Маковский, Отто, Райт, Фуллер, Туполев М. С., Липницкий М. Е. [8], Савельев В. А. [9].

Купола — распорные системы, имеющие в своем составе, как правило, три основных конструктивных элемента: нижний опорный контур,

оболочку, верхний опорный контур (рис. 6.1).

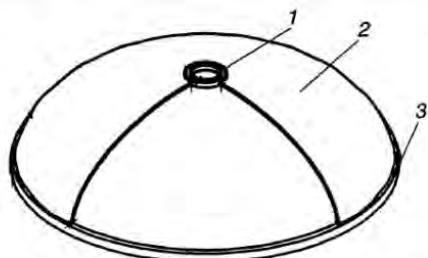


Рис. 6.1. Конструктивная схема купола:

1 — верхний опорный контур; 2 — оболочка;

3 — нижний опорный контур

Рассмотрим основные типологии металлических куполов:

а) по конструкции: ребристые, ребристо-кольцевые, ребристо-кольцевые со связями, сетчатые, пластинчатые;

б) по форме (рис. 6.2): сферические, эллиптические, стрельчатые, зонтичные и другой формы;

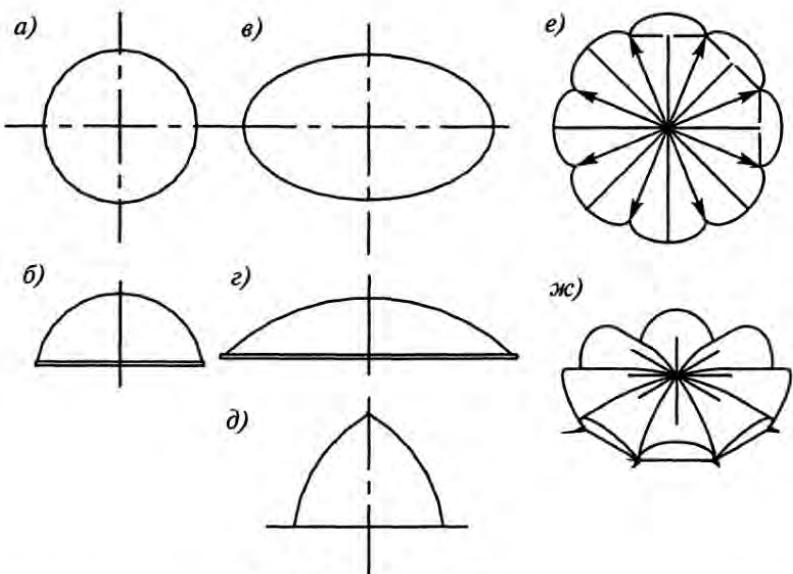


Рис. 6.2. Формы куполов:

a — план сферического купола; *б* — поперечный разрез сферического купола; *в* — план эллиптического купола; *г* — поперечный разрез эллиптического купола; *д* — стрельчатый купол; *е* — план зонтичного купола; *жс* — вид зонтичного купола

в) по стреле подъема (рис. 6.3): подъемистые (высокие) купола, при стреле подъема $1/2 \dots 1/5$ диаметра и пологие, при высоте подъема $1/5$ диаметра.

Ребристые купола (рис. 6.4) состоят из отдельных плоских ребер, поставленных в радиальном направлении. При прямолинейных ребрах образуются пирамидальные или конические купола. Верхние пояса ребер составляют поверхность купола, в его вершине они примыкают к верхнему кольцу. Иногда при частом расположении ребер или устройстве на вершине купола фонаря кольцо получается значительных размеров; тогда в целях повышения жесткости и устойчивости его скрепляют внутренними распорками по крайней мере в двух диаметральных плоскостях.

Ребристые купола являются распорной системой. Рас-

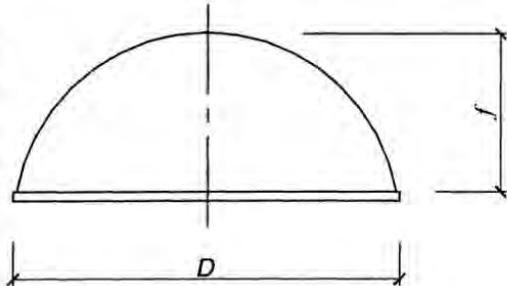


Рис. 6.3. Геометрические параметры купола:

D — диаметр; *f* — высота подъема



Рис. 6.4. Ребристый купол



Рис. 6.5. Ребристо-кольцевой купол

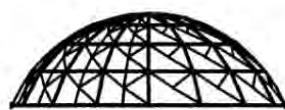


Рис. 6.6. Купол ребристо-кольцевой с решетчатыми связями

пор может быть воспринята конструкцией фундаментов, стен или специальным опорным кольцом. Опорное кольцо проектируют в плане изогнутым по окружности или в виде многогранника с жестким или шарнирным сопряжением в углах. При достаточно частом расположении ребер возможно устройство круглого кольца. При редко поставленных ребрах опорное кольцо лучше проектировать многоугольным во избежание его работы на изгиб и кручение. Наиболее распространено жесткое многоугольное кольцо с опорами в углах, имеющими подвижность в радиальном направлении. Между ребрами обычно укладывают специальные настилы или создают мембранные покрытие. Мембранные или панельные покрытия обеспечивают общую устойчивость ребер в плоскости покрытия, уменьшая расчетную длину ребер. Возможно устройство кровли по кольцевым прогонам между ребрами.

Ребристо-кольцевые купола (рис. 6.5). Устройство и включение в работу конструкции кольцевых прогонов приводит к созданию ребристо-кольцевой схемы. Последние могут быть использованы как затяжки купола. В этом случае кольца не только работают на местный изгиб от нагрузок кровли, но и воспринимают нормальные усилия от ребер купола, а в случае жесткого сопряжения колец с ребрами — и изгибающие моменты. Однако вследствие малой жесткости колец и ребер в плоскостях, касательных к поверхности купола, влиянием жесткости узлов можно пренебречь и считать, что кольца примыкают к ребрам шарнирно.

Ребристо-кольцевые купола со связями (рис. 6.6) представляют собой дальнейшее увеличение связности системы, пространственности работы, путем введения в конструкцию раскосов между ребрами.

Сетчатые купола образуются, если в ребристо-кольцевом куполе со связями увеличивать связность системы вплоть до образования крестовых связей в каждой ячейке купола, именно такую конструкцию представляет купол Шведлера (рис. 6.7), являющийся одним из первых сетчатых куполов.

Возможно и другое определение сетчатого купола, как многогранника, вписанного в сферическую или другую поверхность вращения и со-

стоящего из одного или двух слоев конструктивных элементов, образующих треугольную, ромбовидную, трапециевидную, пяти- и шестиугольную сетку. Такие купола в ряде литературных источников называют также геодезическими или кристаллическими. Сетчатые купола обычно имеют только нижнее опорное кольцо.

Родоначальниками геодезических и кристаллических систем являются проф. М.С. Туполев (Россия) и Р.Б. Фуллер (США). Сетчатые купола являются наиболее экономичными по расходу материала вследствие пространственной работы каркаса и равномерности распределения материала по поверхности оболочки.

Пластинчатые купола собирают из металлических пластин (панелей), которые имеют выштампованные ребра жесткости, связанные между собой по контуру сваркой или узловыми соединениями.

6.2. Принципы формообразования куполов

Формообразование ребристых, ребристо-кольцевых и ребристо-кольцевых со связями куполов сводится к определению формы и координат плоской арки, образованной из двух диаметральных ребер [11]. Форму арки определяют на этапе архитектурного проектирования, расчет координат ведут по известным формулам аналитической геометрии.

Формообразование сетчатых и пластинчатых куполов является более сложным процессом. Поэтому остановимся на этом вопросе подробнее.

Выбор и расчет геометрической схемы купола является первой и очень ответственной стадией проектирования, так как именно от этого зависит число типоразмеров элементов, конструкция узлов сопряжений, способы изготовления и монтажа элементов и в конечном итоге эффективность конструкции.

В процессе формообразования поверхности купола можно выделить три этапа: 1) выбор поверхности; 2) выбор способа разрезки (под термином «разрезка» понимается способ нанесения на выбранную поверхность сети геометрических линий каркаса купола); 3) расчет координат узлов.

Поверхности сетчатых оболочек, в основном, ограничиваются двумя классами: поверхности параллельного переноса (эллиптический параболоид).

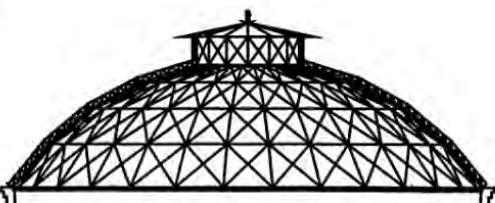


Рис. 6.7. Сетчатый купол Шведлера

лоид, круговая поверхность переноса, гиперболический параболоид) и поверхности вращения (сфера и др.).

Преобладающее количество сетчатых куполов построено на сфере, поэтому дальнейшее рассмотрение вопросов формообразования сетчатых куполов будем проводить, исходя из построений на сфере.

Для оболочек вращения очень часто за основу принимают меридионально-кольцевую систему разрезки. Суть этой системы заключается в членении поверхности вращения меридиональными и параллельными плоскостями на треугольные (у полюса) и трапециевидные элементы (рис. 6.8).

Число типоразмеров треугольных и трапециевидных элементов при этой системе разрезки определяется числом ярусов между параллельными сечениями и не зависит от числа меридиональных сечений, а также от формы меридиональной образующей кривой. При формообразовании сферических сетчатых оболочек на плане, близком прямоугольному, используют также сеть меридианов, образованную пересечением со сферой двух пучков плоскостей с взаимно-перпендикулярными осями. Как видно из схемы рис. 6.8, б, число типоразмеров элементов при такой разрезке значительно больше, чем при меридионально-кольцевой системе.

Наибольшее распространение из сетчатых оболочек вращения получили сетчатые сферические купола на круглом и многоугольном (вписанном в круг) плане. Системы разрезок таких куполов многообразны. Можно различить два основных этапа построения этих систем. Вначале производят первичную разбивку шарового сегмента на определенное число одинаковых участков, а затем выполняют окончательную разрезку каждого полученного участка на более мелкие. Первичную разбивку в основном осуществляют по меридиональной схеме или по схемам правильных и полуправильных многогранников.

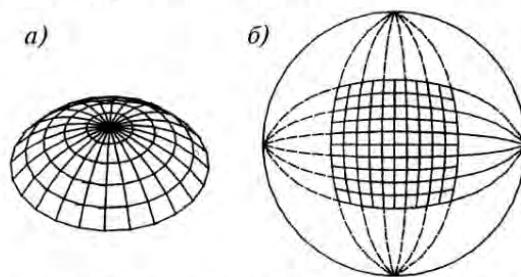


Рис. 6.8. Формирование сетки купола по способу разрезки сферы:

а — меридионально-кольцевая разрезка; б — разрезка сферы двумя пучками меридиональных плоскостей с взаимно перпендикулярными осями

Звездчатая система (рис. 6.9). Первичная разбивка такой системы — меридиональная. На сферический сегмент наносят сеть меридианов. Каждый полученный участок делят четырехугольными ячейками таким образом, чтобы два противоположных узла ячейки располагались на одном меридиане, а два других — на одной параллели.

Может быть построено две разновидности сетей, применяемых для этой системы разрезки, — правильная сеть Чебышева и сеть локсадромий.

Применение правильной сети Чебышева (рис. 6.9, а) приводит к сгущению сетки по мере приближения к полюсу купола. Использование сети локсадромий (линий, имеющих постоянный угол наклона к меридиану) частично устраняет этот недостаток, однако значительное уменьшение длины боковых сторон треугольников также вызывает сгущение сетки (рис. 6.9, б).

В звездчатой системе с применением сети Чебышева длина стержней вдоль линий сети постоянна, хотя изменение углов между стержнями приводит к тому, что число узловых элементов равно числу ярусов. При локсадромной разрезке, наоборот, узловые элементы могут быть одного типоразмера, а число типоразмеров стержней, расположенных вдоль линий сети, может быть равно числу ярусов.

Система Кайвитта. Эта система устраниет основной недостаток звездчатой системы — сгущение сетки. Первичная разбивка — меридиональная. Основание каждого полученного сектора делят на определенное количество равных участков, а затем проводят кольцевые сечения, число

которых равно числу членений основания. Каждое кольцевое сечение делают на равные части, число которых в каждом последующем сечении, считая от основания сектора, уменьшают на единицу (рис. 6.10). Полученные точки соединяют и таким образом получают сеть треугольников, основание которых вдоль каждого яруса, как и в звездчатой системе, равны. Однако образованные таким способом треугольники в отличие от звездча-

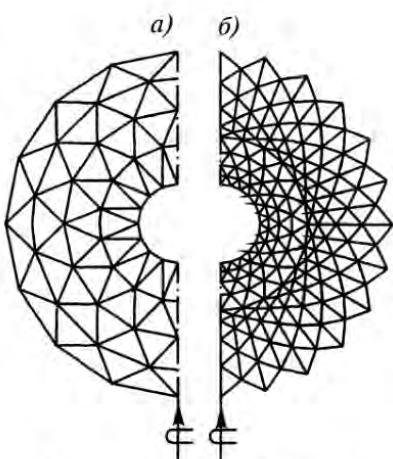


Рис. 6.9. Звездчатая система:
а — на основе сети Чебышева; б — на основе сети локсадромий

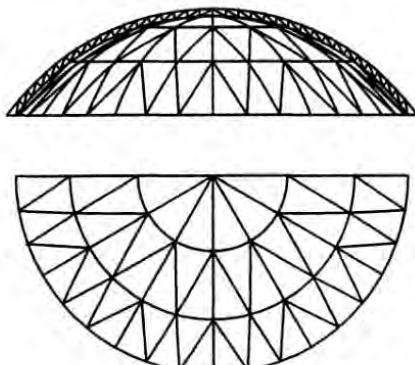


Рис. 6.10. Система Кайвитта

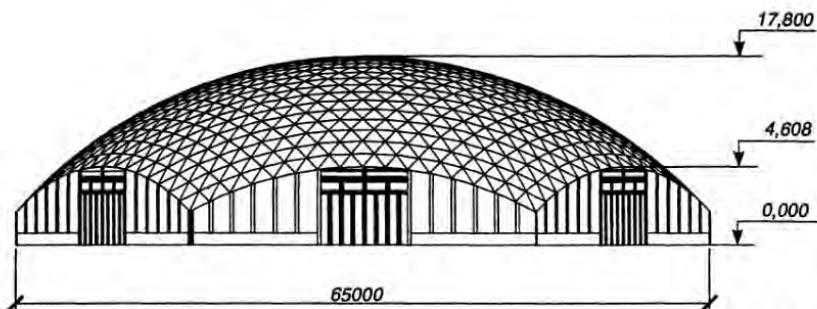


Рис. 6.11. Купол диаметром 65 м в Душанбе (разрезка системы «Ромб-1»)

той схемы неравнобедренные, поэтому число их типоразмеров соответствует квадрату числа членений (ярусов).

Система «Ромб-1». Сущность этой системы заключается в первичном меридиональном делении купола на сектора с последующим членением каждого сектора на ромбовидные ячейки путем нанесения правильной сети Чебышева. Если в звездчатой схеме противоположные узлы ячейки сети расположены на меридианах или соответственно на параллелях, то в данной системе линии сети Чебышева различных направлений располагаются вдоль боковых сторон сектора.

В результате такой разбивки получается достаточно равномерная сеть из равнобедренных треугольников, число типоразмеров которых приблизительно в два раза меньше, чем в системе Кайвитта. Система «Ромб-1» применена, в частности, при проектировании купола диаметром 65 м в Душанбе (рис. 6.11).

В отличие от звездчатой системы и системы Кайвитта основания секторов купола не совпадают с кольцевыми сечениями и образуют пространственную (неплоскую) кривую. Поэтому формообразование круглых в плане покрытий по данной системе затруднено.

Системы, основанные на применении многогранников, вписанных в сферу. Купола на основе этой системы выкраивают из сферы, первичную разбивку которой производят по геодезическим линиям, проведенным через вершины вписанных многогранников.

В качестве таких многогранников обычно используют додекаэдр (12 пятиугольных граней) и икосаэдр (20 треугольных граней).

Для сферических куполов большой высоты рационально использование симметрии правильных многогранников икосаэдра и додекаэдра. Они имеют десять тройных осей вращения и шесть зеркально-поворотных осей десятого порядка. Предложено большое количество вариантов

построения сферических сетей с использованием симметрии правильных многогранников. В практике проектирования наибольшее распространение получили два способа: геодезическая сеть на основе додекаэдра (рис. 6.12, а); построение 720-гранника на основе усеченного икосаэдра (рис. 6.12, б).

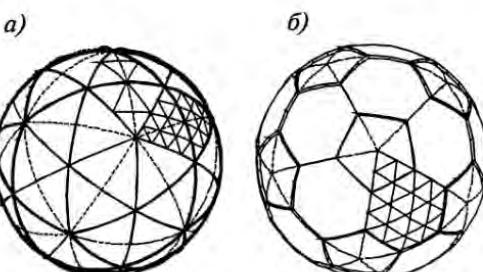


Рис. 6.12. Схемы построения сферической сети на основе:

а — додекаэдра; б — икосаэдра

6.3. Узловые соединения элементов куполов

Экономическая эффективность конструкции купола в значительной степени определяется конструкцией узлового соединения, которое должно обеспечивать достаточную несущую способность, низкую трудоемкость изготовления и сборки, малую материалоемкость. Конструкция узлового соединения зависит от геометрической схемы каркаса купола. В процессе конструирования узлов важно обеспечить осевую передачу усилий на элементы купола.

Наиболее ответственным и сложным узлом конструкции куполов всех типов является узел присоединения ребер или стержней к нижнему кольцу и опирание кольца на нижележащие конструкции. Нижнее растянутое кольцо конструируют обычно в виде сварного двутавра. В ребристых и ребристо-кольцевых куполах для увеличения изгибной жесткости кольца в горизонтальной плоскости двутавр располагают лежа.

Сетчатые купола сами по себе имеют большую пространственную жесткость в горизонтальном направлении, поэтому при их проектировании опорное кольцо стремится развиваться по вертикали. Вертикальное расположение двутавра обеспечивает также максимальную жесткость на восприятие равномерно распределенных по кольцу радиальных крутящих моментов.

Узел должен быть правильно центрирован — оси стержней купола, примыкающих к кольцу, и ось вертикальной опорной реакции должны пересекаться в горизонтальной плоскости, проходящей через центр тяжести кольца. При этом осевая линия кольца не обязательно должна проходить через центр узла — фактический диаметр кольца может быть несколько уменьшен или увеличен.

Кольцо обычно шарнирно опирают на фундамент или вертикальные колонны. В большепролетных куполах желательно обеспечить свободу перемещений кольца в радиальном направлении. Это достигается использованием катковых опор или коротких качающихся стоек.

Опорное кольцо может иметь в плане очертание окружности, но чаще всего это правильный плоский многоугольник с жесткими или шарнирными сопряжениями стержней в углах. Опорное кольцо с осью в виде окружности внецентренно растянуто.

Ниже приведены некоторые возможные типы опорных колец (рис. 6.13). Во всех случаях кольцо должно опираться на нижележащее основание и быть неизменяемым.

С целью исключить скольжение вдоль образующей катки устраивают с ребордами, а при качающихся стержнях устанавливают связи по нормали к плоскости подвижки опор. Ориентацию осей катков выполняют таким образом, чтобы кольцо было неизменяемым. Для этого достаточно любое хаотическое расположение катков, но предпочтительны упорядоченные системы.

На рис. 6.13, *a* изображено кольцо купола, в котором оси цилиндрических опор расположены перпендикулярно участкам кольца. Двойные линии, перпендикулярные к оси цилиндрических опор, показывают возможные их перемещения. При большом числе сторон четного опорного кольца эта схема приближается к изменяемой.

На рис. 6.13, *b* изображено кольцо, в котором возможное перемещение катков ориентировано под углом 45° к радиусам. Такая система далека от изменяемой как в кольцах с четным, так и в кольцах с нечетным большим числом сторон.

На рис. 6.13, *c* показано кольцо с цилиндрическими опорами, подвижными по радиальным направлениям. Такая система в случае нечетного числа сторон является неизменяемой. При четном числе сторон и шарнирном сопряжении стержней кольца в узлах система становится изменяемой с теоретической точки зрения, так как оси опорных катков пересекаются в одной точке. Однако при большом числе опор трудно обеспечить точное направление движения всех цилиндрических катков к центру купола, а при некотором даже небольшом отклонении направлений движения нескольких катков от центра система становится неизменяемой.

На рис. 6.13, *g* показано кольцо, у которого одна опора неподвижная, остальные подвижные с движением по направлению лучей, соединяющих неподвижную опору с подвижными. При изменении температуры происходит передвижение опорных узлов, при котором многоугольник сохраняет подобие, но при этом возникают дополнительные усилия в не-

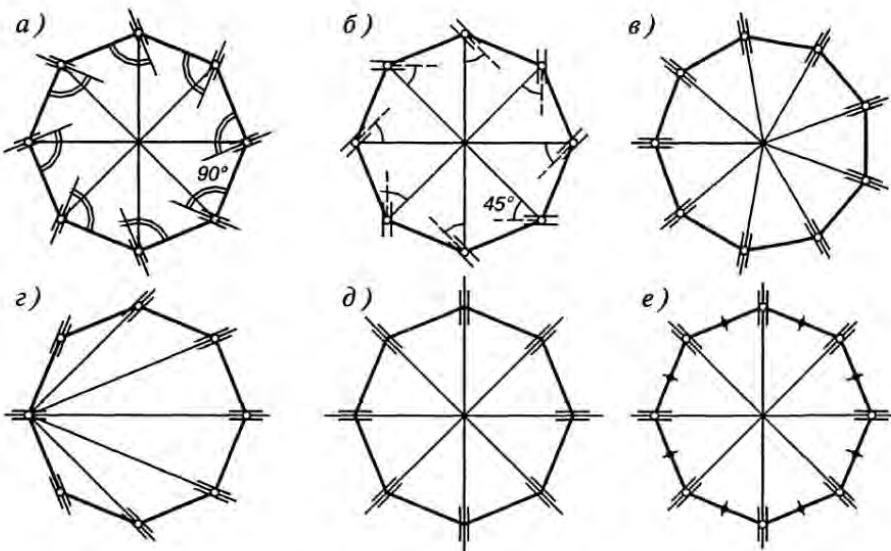


Рис. 6.13. Схемы опорных колец куполов:

a — оси опорных катков, параллельных сторонам кольца; *b* — направления возможных перемещений катков, составляющие угол 45° с радиусами; *c* — то же, пересекающиеся в одной точке; *d* — то же, пересекающиеся в точке расположения неподвижной опоры; *e* — жесткое кольцо с радиальной системой возможных перемещений опор; *e* — шарнирное кольцо с внеузловыми неподвижными опорами и радиальной системой возможных перемещений подвижных опор

подвижной опоре и опорном кольце от сил трения скольжения в перемещающихся подвижных опорах.

На рис. 6.13, *d* показано жесткое многоугольное кольцо с опорами в углах, имеющими подвижность в радиальном направлении и закрепление в тангенциальном. Ребра обычно соединяются в узлах с кольцом жестко. В таком случае в кольце, помимо нормальных усилий, появляются изгиб и кручение. Возникающие при этом усилия изгиба и кручения сравнительно невелики и практически не требуют увеличения сечения кольца. Этот тип опирания кольца получил широкое распространение.

На рис. 6.13, *e* показано опорное кольцо, в котором количество опор удвоено против обычного. Неподвижные опоры расположены в серединах сторон кольца и подвержены только горизонтальным воздействиям. Подвижные опоры расположены обычным образом в углах кольца и воспринимают вертикальные воздействия. Получаются локально работающие участки кольца, изолированные друг от друга неподвижными опорами. Подвижные опоры решены по маятниковой схеме. Такое кольцо целесообразно при значительных несимметричных нагрузках, действующих

ших на купол. Наконец, ребра купола могут опираться (шарнирно или с заделкой) на неподвижные опоры; в этом случае роль опорного кольца выполняет нижележащая конструкция.

В анализе кинематической схемы и при определении усилий в элементах кольца для ряда приведенных выше схем в узлах предполагается устройство идеальных шарниров. В действительности узловые соединения конструируют жесткими и шарниры отсутствуют. Это приводит к тому, что в плоскости кольца возникают изгибающие моменты вследствие изменения углов между стержнями опорного кольца.

Перемещение узлов опорного кольца под влиянием внешних нагрузок и температурных изменений сопровождается преодолением сил трения качения, а иногда и сил трения скольжения, что зависит от схемы движения и конструкции подвижных опор. В результате этого к кольцу в каждом узле оказываются дополнительно приложенными сила и пара в плоскости кольца.

У растянутого значительными силами опорного кольца дополнительная нормальная сила от действия усилий трения (растягивающая — при понижении температуры, сжимающая — при повышении) не вызовет существенного изменения основного напряженного состояния. Что касается изгибающих моментов, то их воздействие оказывается более существенным, поскольку стержни кольца являются маложесткими в работе на изгиб в горизонтальной плоскости.

При подборе сечений кольца эти усилия должны быть учтены. Нужно стремиться к такому расположению катков, при котором не происходило бы изменения углов между стержнями кольца при полярно-симметричных воздействиях и, по возможности, не возникали бы изгибающие моменты от сил трения скольжения.

На основании анализа рассмотренных систем устройства опорного кольца можно прийти к выводу, что с точки зрения неизменяемости лучшим вариантом расположения опор является «лучевая» система (рис. 6.13, 2). Ее неизменяемость становится более надежной, чем в центрально-симметричных системах с увеличением числа сторон кольца, что соответствует куполам больших диаметров.

Узлы ребристых, ребристо-кольцевых, ребристо-кольцевых со связями куполов преимущественно построено изготавления отличаются массивностью в основном на болтах, сварке или комбинированные. Для этих узлов трудно обеспечить центрацию усилий.

На рис. 6.14 представлены узлы ребристо-кольцевого купола диаметром 90 м, высотой подъема 1/7,2 диаметра со связями и ребрами в виде двухпоясной трехшарнирной решетчатой арки.

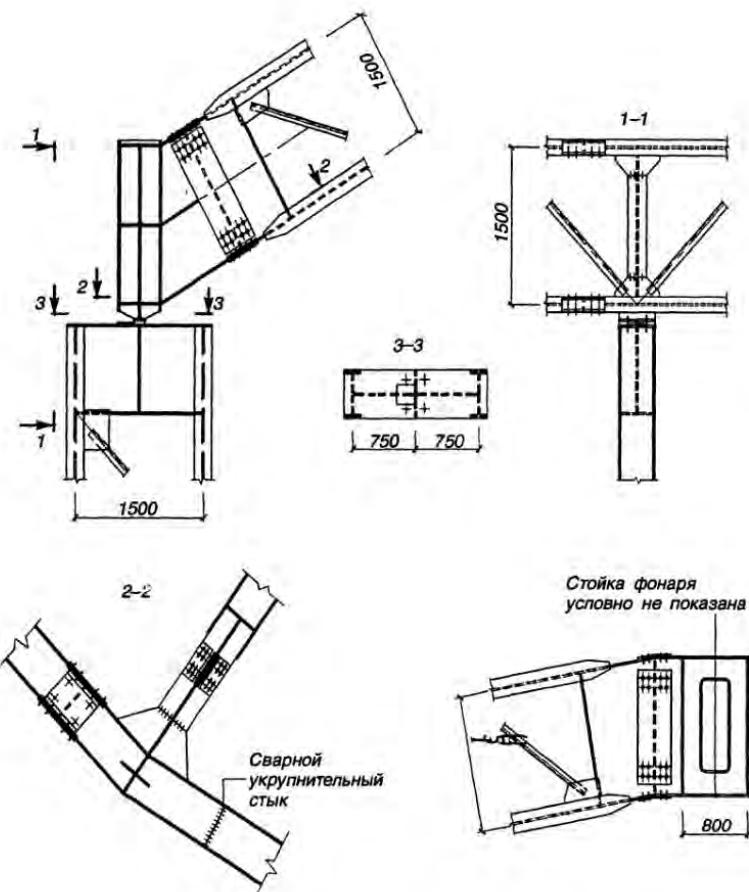


Рис. 6.14. Узлы ребристо-кольцевого купола

На рис. 6.15 представлены узлы ребристо-кольцевого купола со связями диаметром 36, высотой подъема 1/6 диаметра и ребрами в виде сплошностенчатой трехшарнирной арки.

Узлы сетчатых куполов существенно отличаются от узлов ребристых куполов, что связано с особенностями формообразования этих конструкций и условиями работы под нагрузкой. В однослойных сетчатых куполах следует применять узлы, обеспечивающие повышенную жесткость соединения в направлении нормалей к поверхности, так как иначе возможно прощелкивание узлов под нагрузкой.

При проектировании сетчатых куполов часто используют узловые соединения, которые первоначально были разработаны для плоских пере-

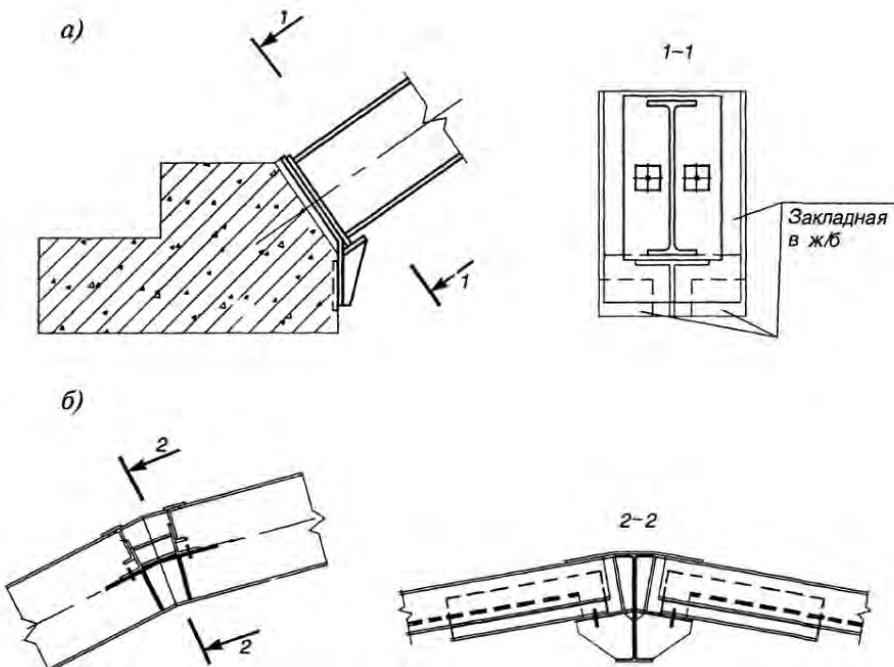


Рис. 6.15. Узлы:

a — опорный узел; *б* — узел соединения ребра и кольца

крестно-стержневых структурных конструкций. С такими узлами вы познакомитесь в гл. 7 (см. рис. 7.7, 7.8). В этих конструкциях длины всех элементов одинаковы, узловые детали однотипны, количество типоразмеров конструктивных элементов определяется лишь градацией сечений в зависимости от требуемой несущей способности. В сетчатых же куполах стержни каркаса незначительно отличаются по длине, имеют малый разброс расчетных усилий и поэтому могут быть запроектированы одного сечения. Однако стержни сетчатых оболочек в каждом из узлов имеют различную пространственную ориентацию, что необходимо учитывать при выборе конструкции узла.

6.4. Расчет куполов

6.4.1. Ребристые купола

Ребристый купол при расчете на вертикальную, симметричную относительно оси купола нагрузку может быть расченен на отдельные плоские арки, каждая из которых воспринимает нагрузку с приходящейся на

нее грузовой площади. Если распор купола воспринимается опорным кольцом, то кольцо может быть заменено условной затяжкой, находящейся в плоскости каждой пары ребер, образующих плоскую арку [11].

Площадь сечения условной затяжки принимают такой, чтобы ее упругие деформации были равны упругим деформациям кольца в диаметральном направлении от горизонтальных реакций всех ребер (рис. 6.16).

При частом расположении ребер купола действие их распоров на кольцо можно привести к равномерно распределенной нагрузке (рис. 6.16, б):

$$p = (nH)/(2\pi r), \quad (6.1)$$

где n — количество ребер в куполе; H — распор одного ребра (арки); r — радиус опорного кольца купола.

Тогда растягивающее усилие в кольце от единичных распоров

$$N_k = pr = n / 2\pi. \quad (6.2)$$

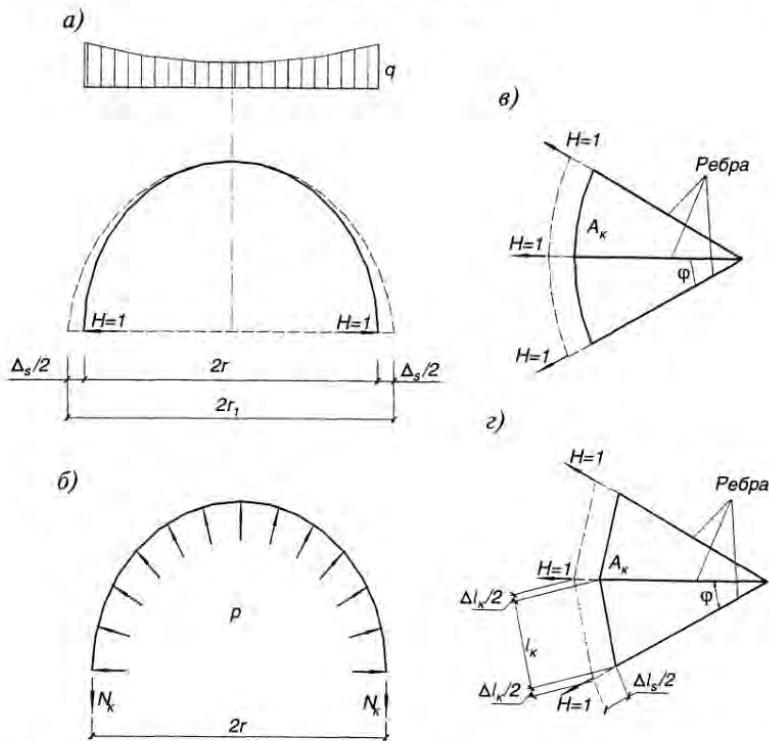


Рис. 6.16. К расчету ребристого купола на вертикальную нагрузку:

а — схема условной арки; б, в — расчетные схемы кольца; г — деформация многоугольного кольца

Увеличение длины кольца в результате растяжения

$$\Delta l_k = (N_k 2\pi r) / (E_k A_k) = (nr) / (E_k A_k). \quad (6.3)$$

Увеличение диаметра кольца Δ_k получаем из равенства $2\pi r + \Delta l_k = 2\pi r_1$, откуда

$$\Delta_k = 2r_1 - 2r = (\Delta l_k) / \pi = (nr) / (\pi E_k A_k). \quad (6.4)$$

Удлинение условной плоской затяжки от единичного распора арки $H=1$ (рис. 6.16, a)

$$\Delta_s = \frac{H 2r}{E_s A_s} = \frac{2r}{E_s A_s}, \quad (6.5)$$

где $E_s A_s$ — жесткость сечения условной затяжки.

Приравнивая удлинения условной затяжки к увеличению диаметра кольца $2r / (E_s A_s) = (nr) / (\pi E_k A_k)$, определяем площадь сечения условной затяжки

$$A_s = (2\pi E_k A_k) / (n E_s). \quad (6.6)$$

Если кольцо имеет вид многоугольника, то аналогичными выкладками можно получить площадь сечения условной затяжки, эквивалентной кольцу по упругим деформациям (рис. 6.16, e)

$$A_s = \frac{4r E_k A_k \sin^2 \varphi}{l_k E_s}, \quad (6.7)$$

где l_k — длина прямолинейного участка многоугольника; φ — угол между горизонтальными проекциями смежных ребер.

После такой замены опорного кольца условной затяжкой можно производить обычный расчет плоской арки с затяжкой, имеющей площадь поперечного сечения, равной A_s .

Верхнее кольцо, работающее на сжатие, должно быть проверено на прочность, если оно имеет ослабление сечения,

$$\sigma = N_k / A_{kv} = \rho_v r_v / A_{kv} \leq R_y \gamma_c, \quad (6.8)$$

и на устойчивость

$$N_{kv} = \rho_v r_v \leq N_{cr} = (3EI_{kv}) / r_v^2, \quad (6.9)$$

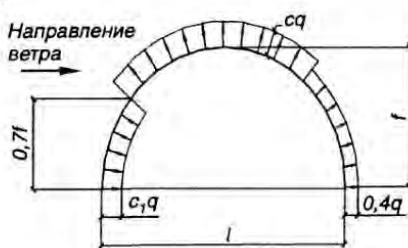
где r_v, A_{kv} — соответственно радиус и площадь сечения верхнего кольца; $\rho_v = (nH) / (2\pi r_v)$ — действия распоров, приведенные к равномерному давлению; I_{kv} — момент инерции сечения верхнего кольца относительно вертикальной оси.

При расчете купола на горизонтальную ветровую или несимметричную вертикальную нагрузку конструкцию купола расчленяют на диаметрально расположенные арки. Арка, получающая от нагрузки наибольшее горизонтальное смещение, испытывает упругий отпор других арок, расположенных под углом к ней. Если для простоты расчета предположить, что горизонтальные сечения купола смещаются в горизонтальном направлении одно относительно другого без поперечных деформаций, то упругий отпор можно считать приложенным в ключе арки.

Схема воздействия нормальной составляющей ветровой нагрузки на купол изображена на рис. 6.17, *a*.

Аэродинамические коэффициенты даны в табл. 6.1. Купол разбивают на четыре квадранта: в первом и третьем квадрантах равнодействующие ветрового давления действуют в одном направлении и вызывают горизонтальное смещение; во втором и четвертом квадрантах ветер действует в противоположных направлениях и горизонтальных смещений купола не вызывает.

a)



b)

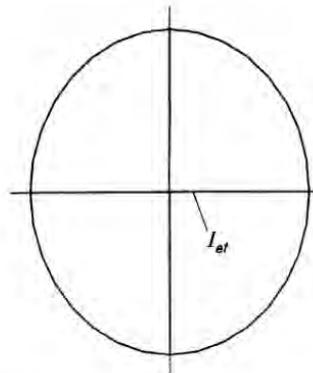
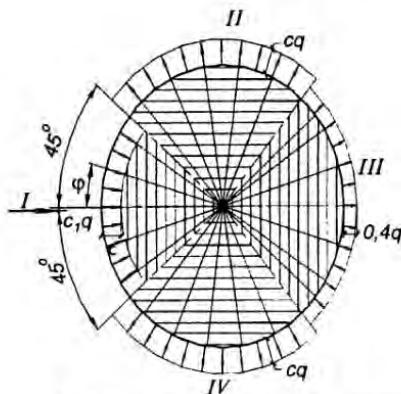
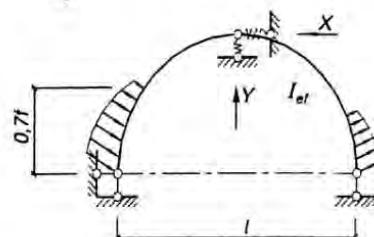


Рис. 6.17. К расчету ребристого купола на ветровую нагрузку:
a — схема ветровой нагрузки, *б* — расчетная схема

Таблица 6.1. Значения аэродинамических коэффициентов c и c_1

f/l	0,5	0,4	0,3	0,2
c	1,2	1,1	1	0,9
c_1	0,7	0,6	0,4	0,3

Наибольшее смещение получает расчетная арка, расположенная в плоскости равнодействующей ветрового давления в первом и третьем квадрантах.

Все арки, расположенные в первом и третьем квадрантах, можно рассматривать как одну эквивалентную арку с моментом инерции

$$I_{1f} = I \sum_{i=1}^m \cos \varphi_i, \quad (6.10)$$

где I — момент инерции сечения одной арки; φ_i — угол наклона i -й арки к направлению равнодействующей ветровой нагрузки; m — число арок первого и третьего квадрантов (рис. 6.17).

Эквивалентную арку рассчитывают на ветровое давление, приложенное только к части арки (2/3 ее длины), примыкающей к опорам (рис. 6.17). Средняя часть арки по длине испытывает симметричный отсос, не влияющий на горизонтальное смещение. Арки, расположенные во втором и четвертом квадрантах, оказывают упругое противодействие перемещениям в ключе рассматриваемой эквивалентной арки. Горизонтальная и вертикальная податливость ключевого сопряжения соответственно равны:

$$\Delta_x = \int \frac{M_x^2 dx}{I \sum_{m^*} \cos \varphi_i}; \quad \Delta_y = \int \frac{M_y^2 dx}{\sum I} = \int \frac{M_y^2 dx}{Im^*}, \quad (6.11)$$

где M_x, M_y — изгибающие моменты в арках от сил $X=1$ и $Y=1$ (рис. 6.17); суммы \sum относятся к аркам второго и четвертого квадрантов; m^* — число арок в указанных квадрантах.

Считая эквивалентную арку для простоты трехшарнирной, получим по методу сил систему уравнений для определения неизвестных реакций X и Y :

$$\begin{aligned} \delta_{xx} X + \delta_{xy} Y + \delta_{px} &= \Delta_x X; \\ \delta_{yx} X + \delta_{yy} Y + \delta_{py} &= \Delta_y X, \end{aligned} \quad (6.12)$$

где $\delta_{xy} = \delta_{yx} = 0$; δ_{px} и δ_{py} — перемещения арки от ветровой нагрузки;

$$\begin{aligned}\delta_{xx} &= \int \frac{M_x^2 dx}{EI_{1f}}, & \delta_{yy} &= \int \frac{M_y^2 dx}{m^* EI}, \\ \delta_{px} &= \int \frac{M_p M_x dx}{EI_{1f}}, & \delta_{py} &= \int \frac{M_p M_y dx}{m^* EI}.\end{aligned}\quad (6.13)$$

Найдя X и Y из уравнений (6.12), легко можно определить опорные реакции в трехшарнирной статически определимой арке. Усилия, полученные для эквивалентной арки, распределяются по аркам первого и третьего квадрантов пропорционально их приведенным жесткостям. В наиболее нагруженной арке, расположенной по направлению действия ветра, усилие может быть получено делением усилия в эквивалентной арке на величину $\sum_m \cos \varphi_i$.

6.4.2. Купола ребристо-кольцевые и ребристо-кольцевые со связями

В ребристо-кольцевых куполах кольцевые прогоны с ребрами составляют одну жесткую пространственную систему. В этом случае кольцевые прогоны не только работают на изгиб от реакций промежуточных ребер, но и воспринимают растягивающие или сжимающие кольцевые усилия.

Вес ребер в ребристо-кольцевой конструкции купола уменьшается, благодаря включению в работу кольцевых прогонов. Наиболее простое конструктивное решение получается, когда ребра и кольцевые прогоны сделаны из прокатных профилей. В этом случае сопряжения ребер с прогонами можно конструировать по типу шарнирных сопряжений в балочных системах.

Кольцевые прогоны в ребристо-кольцевом куполе работают так же, как опорное кольцо в ребристом куполе, и могут быть заменены условными затяжками (рис. 6.18). Таким образом, при симметричной относительно оси купола нагрузке расчет купола можно вести, рассчитывая его на плоские арки с затяжками на уровне кольцевых прогонов. Площади сечений условных затяжек определяют по формулам (6.6) или (6.7).

Неизвестные усилия в затяжках проще всего определять методом

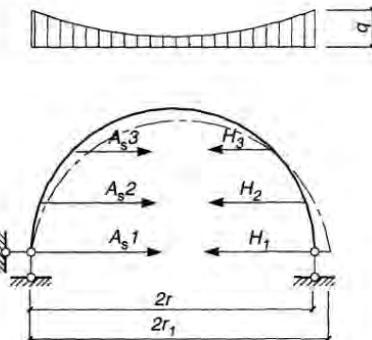


Рис. 6.18. К расчету ребристо-кольцевого купола на вертикальную нагрузку

сил, решая систему уравнений с n^* неизвестными, где n^* — число условных затяжек. При горизонтальных нагрузках ребристо-кольцевой купол рассчитывают так же, как и ребристый, условно считая, что сечения купола смещаются одно относительно другого без поперечных деформаций.

6.4.3. Сетчатые купола

Сетчатые купола обычно рассчитывают на прочность при упругих деформациях с последующей проверкой устойчивости конструкции.

Пренебрегая перераспределением усилий в элементах конструкции, которые могут возникать вследствие возможных неупругих деформаций, пользуясь данными, полученными из упругого расчета, можно подобрать сечения элементов и проверить прочность конструкции.

Известны два основных подхода к расчету сетчатых куполов:

1. Сетчатый купол рассматривают, как сплошную осесимметричную оболочку, поскольку он имеет сходство со сплошной оболочкой. На основании этого заменяют сетчатую конструкцию сплошной оболочкой, проводят расчет по безмоментной теории и затем осуществляют обратный переход к усилиям в дискретной системе. При этом определяют жесткостные свойства эквивалентной сплошной оболочки, имеющей ту же прочность на растяжение, изгиб и кручение, что и заданная сетчатая система. Перемещения точек сплошной оболочки совпадают с перемещениями ее узлов. Переход от полученных напряжений в сплошной оболочке к усилиям в стержневой сетчатой системе основывается на условиях статического равновесия.

2. Сетчатый купол рассматривают как дискретную стержневую систему и рассчитывают известными методами строительной механики пространственных стержневых систем. Этот подход реализуют с помощью ПЭВМ и использованием программ статического расчета пространственных систем, таких, как «Лира», «Спринт», «Парсек», «Scad» и др.

Более подробно рассмотрим первый подход, для чего воспользуемся безмоментной теорией расчета применительно к сферическим куполам-оболочкам. При действии на конструкцию осесимметричной нагрузки основное уравнение напряженного состояния, согласно указанной теории, имеет вид

$$T_1 + T_2 = -qR, \quad (6.14)$$

где T_1 — меридиональное усилие на единицу длины кольцевого сечения; T_2 — кольцевое усилие на единицу длины дуги меридиана; q — равномерно распределенное нормальное к поверхности купола давление, направленное к центру сферы; R — радиус сферического купола.

Определение усилий от собственного веса. Постоянную нагрузку от собственного веса g считают равномерно распределенной по всей поверхности купола (рис. 6.19, а). Для определения меридионального усилия T_1 , рассмотрим равновесие верхней части купола, отсеченной горизонтальной плоскостью, проходящей на расстоянии u от центра сферы (рис. 6.19, а). На отсеченный сферический сегмент действует нагрузка от собственного веса вышележащей части купола

$$2\pi r fg = 2\pi r(R - R \cos\varphi)g, \quad (6.15)$$

которая уравновешивается проекцией на вертикальную ось меридиональных усилий T_1 , действующих по периметру кольцевого сечения радиусом $r = R \sin\varphi$,

$$T_1 2\pi r \cdot \sin\varphi = T_1 2\pi R \cdot \sin^2\varphi, \quad (6.16)$$

отсюда меридиональное усилие на единицу длины кольца равно

$$T_1 = -\frac{gR(1-\cos\varphi)}{\sin^2\varphi} = -g \frac{R}{1+\cos\varphi}. \quad (6.17)$$

Кольцевое усилие T_2 найдем из основного уравнения безмоментной сферической оболочки (6.14), выражая давление g через вертикальную нагрузку q , а T_1 через значение уравнения (6.17) $q = g \cos\varphi$,

$$-g \frac{R}{1+\cos\varphi} + T_2 = -g \cos\varphi \cdot R, \quad (6.18)$$

откуда кольцевое усилие на единицу длины меридиана

$$T_2 = -Rg \left(\cos\varphi - \frac{1}{1+\cos\varphi} \right). \quad (6.19)$$

При угле $\varphi = 51^\circ 49'$ кольцевое усилие меняет свой знак, переходя от сжимающего к растягивающему.

Усилия T_1 и T_2 , определенные по формулам (6.17) и (6.19), справедливы для сплошного замкнутого купола. Если в куполе имеется фонарное отверстие и масса фонаря более чем в 1,5 раза отличается от массы вырезанной части купола, то необходимо учесть распределенную по линии контакта с фонарем нагрузку p_k (рис. 6.19, а)

$$T_1 = p_k (\sin\varphi / \sin^2\varphi); \quad T_2 = p_k (\sin\varphi / \sin^2\varphi). \quad (6.20)$$

Растягивающие усилия в опорном кольце от собственного веса купола можно определить по формуле

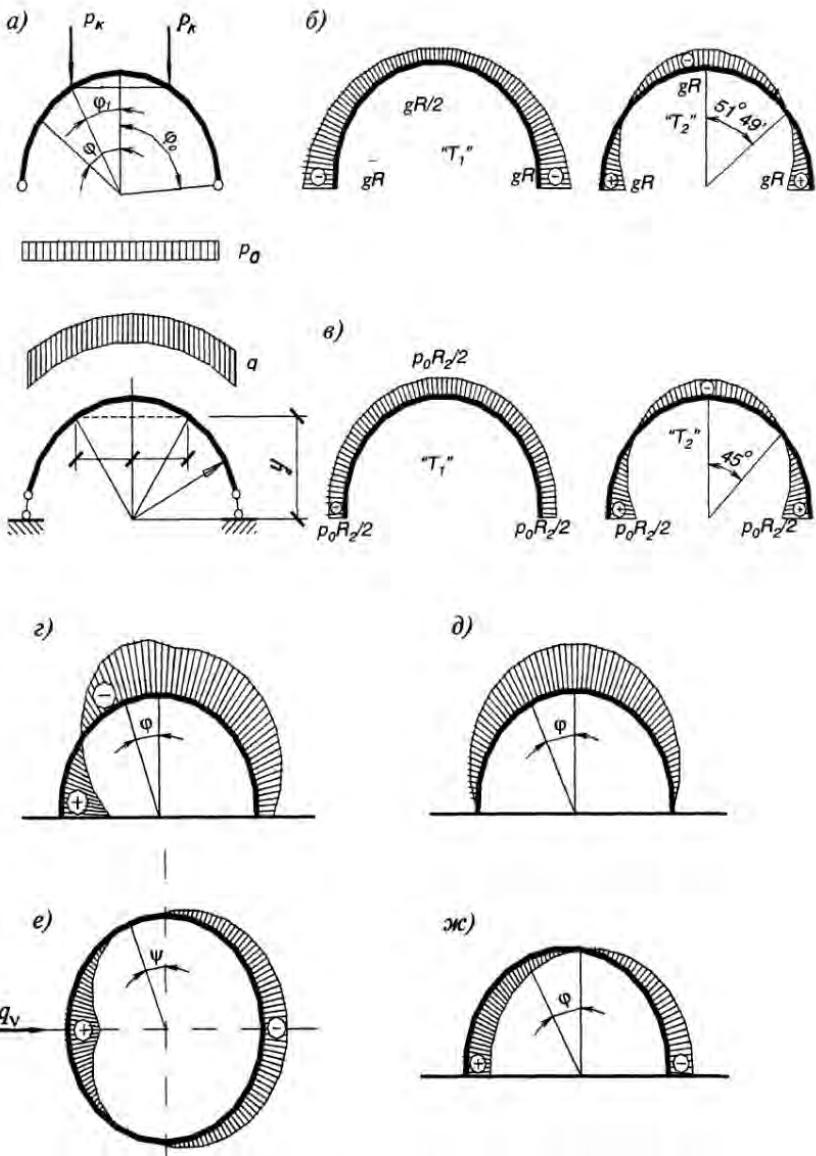


Рис. 6.19. Нагрузки и усилия в куполе-оболочке:

a — расчетная схема; *б* — эпюры меридиональных и кольцевых усилий от собственного веса купола; *в* — то же, от снеговой нагрузки; *г*, *е* — эпюры ветрового давления на угол в поперечном сечении и в плане; *д*, *ж* — симметричная и кососимметричные эпюры ветрового давления на купол

$$N_k = R^2 g (1 - \cos \varphi_0) / \operatorname{tg} \varphi_0 . \quad (6.21)$$

При наличии кольцевой нагрузки по фонарному вырезу к указанному усилию следует добавить

$$\Delta N_k = p_k R \sin \varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_0 . \quad (6.22)$$

Определение усилий от снеговой нагрузки. Интенсивность снеговой нагрузки по поверхности купола обычно принимают по закону косинуса $p = p_0 \cos \varphi$, где p_0 — равномерно распределенная нагрузка по проекции поверхности на горизонтальную плоскость.

Меридиональное усилие на единицу длины кольца в любом сечении имеет постоянное значение

$$T_1 = -\pi r^2 p_0 / 2\pi r \sin \varphi = -p_0 R / 2 . \quad (6.23)$$

Кольцевое усилие на единицу длины меридиана определяется с учетом нормальной составляющей нагрузки в уровне кольцевого сечения $q = -p_0 \cos^2 \varphi$ из уравнения (6.14)

$$T_2 = -qR + p_0 R / 2 = -(1/2)p_0 R \cos 2\varphi . \quad (6.24)$$

Кольцевое усилие меняет знак при $\varphi = 45^\circ$.

Усилие растяжения в опорном кольце

$$N_k = (p_0 R^2 / 4) \sin 2\varphi_0 . \quad (6.25)$$

При действии на купол несимметричной снеговой нагрузки в оболочке кроме меридиональных и кольцевых усилий возникают сдвигающие усилия S . Расчет сферического купола на одностороннюю снеговую нагрузку, исходя из нормальной к поверхности купола нагрузки

$$p = 0.4 p_0 (1 + \sin \varphi \sin \psi) , \quad (6.26)$$

приводит к следующим результатам

$$T_1 = 0.4 p_0 R \left[\frac{1}{2} + \frac{\cos \varphi}{3 \sin^3 \varphi} (2 + 3 \cos \varphi) (1 - \cos \varphi)^2 \sin \psi \right] ; \quad (6.27)$$

$$T_2 = 0.4 p_0 R \left\{ \frac{1}{2} + \left[\sin \varphi - \frac{\cos \varphi}{3 \sin^3 \varphi} (2 + \cos \varphi) (1 - \cos \varphi)^2 \right] \sin \psi \right\} ; \quad (6.28)$$

$$S = \frac{0.4 p_0 R}{3} \frac{(2 + \cos \varphi) (1 - \cos \varphi)^2}{\sin^3 \varphi} \cos \psi , \quad (6.29)$$

где ψ — угол широты в плане нижнего круга сферического купола (рис. 6.19, e), отсчитываемый от диаметра, перпендикулярного направлению ветра, при котором получается одностороннее загружение.

Определение усилий от ветровой нагрузки. Расчет производят приближенно заменой действительной эпюры ветрового давления (рис. 6.19, 2) суммой двух эпюр — симметричной (рис. 6.19, д) $q_{v1} = q_v^0 \cos^2 \varphi$, где q_v^0 — расчетная нагрузка от давления ветра на вертикальную плоскость на уровне основания купола, и кососимметричной (рис. 6.19, ж) $q_{v2} = q_v^0 \sin \varphi \sin \psi$.

Усилия от симметричного загружения:

$$T_{1,v} = -q_v^0 R \frac{R(1 + \cos \varphi + \cos^2 \varphi)}{3(1 + \cos \varphi)}, \quad (6.30)$$

$$T_{2,v} = -q_v^0 R \left[\cos^2 \varphi - \frac{1 + \cos \varphi + \cos^2 \varphi}{3(1 + \cos \varphi)} \right]. \quad (6.31)$$

Усилия от кососимметричного загружения ветрового давления:

$$T_{1,v} = q_v^0 R \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \left(\frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \sin \psi, \quad (6.32)$$

$$T_{2,v} = q_v^0 R \left[\sin \varphi - \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \left(\frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \right] \sin \psi. \quad (6.33)$$

Кососимметричная нагрузка дает сдвигающие усилия, которые можно определить из табл. 6.2.

Купольные покрытия обладают хорошей обтекаемостью, поэтому при $f/l \leq 1/4$ достаточно учесть только симметричный отсос. Для купола $c/f/l > 1/4$ следует принимать во внимание и кососимметричную ветровую нагрузку.

Таблица 6.2. Сдвигающие усилия в сферическом куполе при кососимметричной ветровой нагрузке

φ , град	Сдвигающие усилия S
10	$0,5q_v^0 R(0,0356 \cos \psi - 0,0048 \cos 3\psi)$
30	$0,5q_v^0 R(0,1165 \cos \psi - 0,0571 \cos 3\psi)$
50	$0,5q_v^0 R(0,2134 \cos \psi - 0,1897 \cos 3\psi)$
70	$0,5q_v^0 R(0,3506 \cos \psi - 0,4906 \cos 3\psi)$
90	$0,5q_v^0 R(0,5657 \cos \psi - 1,3254 \cos 3\psi)$

Проверка устойчивости отдельных элементов купола и сферической оболочки в целом. Усилия сжатия в верхнем кольце купола от суммарного воздействия нагрузки, определяемое по формуле

$$N_k = T_1 r_k \cos \varphi_k, \quad (6.34)$$

должно быть меньше критического

$$N_k \leq \frac{3E_k I_k}{r_k^2}, \quad (6.35)$$

где E_k, I_k, r_k — соответственно модуль упругости материала, момент инерции относительно вертикальной оси и радиус кольца.

Устойчивость сферической оболочки проверяют также по критическим напряжениям

$$\sigma_{cr,ob} = \frac{E_{ob} t_{ob}}{R \sqrt{3(1 - \mu_{ob}^2)}} \geq \sigma_{\max}, \quad (6.36)$$

где t_{ob} — толщина оболочки; E_{ob}, μ_{ob} — модуль упругости и коэффициент Пуассона материала оболочки; σ_{\max} — суммарные сжимающие напряжения от всех видов загружения.

Для сетчатых куполов рекомендуют следующие формулы перехода к сплошному аналогу:

для однослоиного купола

$$E_{ob} = EA / 3il; \quad t_{ob} = 2i\sqrt{3}; \quad \mu_{ob} = 1/3; \quad (6.37)$$

для двухслойного купола

$$E_{ob} = 4EI / 3kl^2; \quad t_{ob} = ka\sqrt{3}; \quad \mu_{ob} = 1/3, \quad (6.38)$$

где EI, μ, A, i, l — соответственно изгибная жесткость, коэффициент Пуассона, площадь сечения, радиус инерции и длина стержня сетчатого купола; a — шаг стержней; k — коэффициент, который определяют из условий, что kl соответствует толщине двухслойной оболочки.

Усилия в стержнях купола определяют умножением усилий T_1 и T_2 на соответствующие расстояния между стержнями в рассматриваемом сечении купола и проектированием их на направления стержней (рис. 6.20).

Усилие в стержне меридионального направления

$$N_1 = (T_1 a) / (2 \cos \alpha). \quad (6.39)$$

Усилие в кольцевом стержне

$$N_2 = T_2 b. \quad (6.40)$$

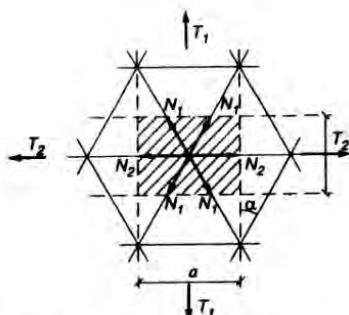


Рис. 6.20. К расчету сетчатого купола

Помимо осевых усилий N_1 и N_2 в стержнях могут возникать изгибающие моменты от местной нагрузки.

Чтобы избежать потери устойчивости в вертикальной плоскости, момент инерции стержней должен удовлетворять условию

$$I \geq (T_1 R a) / (0,5E) \sqrt{(T_1 R) / (0,5E)}. \quad (6.41)$$

Определение краевых усилий в месте сопряжения купола с опорным кольцом. В зависимости от толщины оболочки разделяют на тонкостенные и толстые. Оболочки, для которых справедливо условие $t_{ob} / r_1 \approx t_{ob} / r_2 \leq 1 / 20$, считаются тонкими. Здесь r_1 и r_2 — радиусы кривизны в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Купольные покрытия в большей степени соответствуют тонкостенным оболочкам, поэтому в дальнейшем рассмотрим тонкостенные купола-оболочки, для которых справедлива безмоментная теория по всей области оболочки, кроме сравнительно узких зон в месте примыкания оболочки к опорному кольцу. В этих местах свободной деформации оболочки препятствуют опорные закрепления, которые вызывают краевые поперечные силы и изгибающие моменты (краевой эффект). Эти усилия могут быть определены обычными методами строительной механики (рис. 6.21).

Ниже приводится решение такой задачи методом сил [11]

$$\begin{aligned} a_{11}M + a_{12}H + a_{10} &= 0; \\ a_{21}M + a_{22}H + a_{20} &= 0, \end{aligned} \quad (6.42)$$

где a_{11} — EJ_k -кратный угол поворота в рассматриваемом сечении от $M=1$ по направлению этого момента; a_{12} — EJ_k — то же, от $H=1$ (если этот угол совпадает по направлению с углом поворота, вызванным $M=1$ (т.е. a_{11}), то

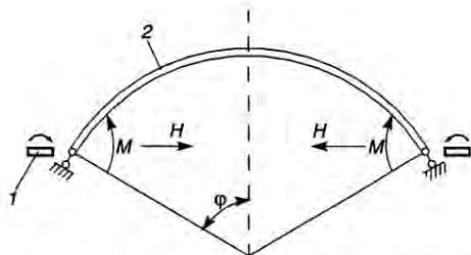


Рис. 6.21. Расчетная схема купола для определения усилий краевого эффекта:
1 — опорное кольцо, 2 — оболочка купола

его принимают со знаком плюс, если нет — то со знаком минус); $a_{21} = EJ_k$ -кратное перемещение от $M=1$; $a_{21} = a_{12}$ (правило знаков то же); $a_{22} = EJ_k$ -кратное перемещение от $H=1$ по направлению силы H ; a_{10} — EJ_k -кратный угол поворота в этом же сечении, вызванный внешней нагрузкой (знак принимают положительным, если угол поворота совпадает по направлению с a_{11}); a_{20} — EJ_k -кратное перемещение, вызванное внешней нагрузкой (знак принимают положительным, если перемещение совпадает по направлению с H).

Учет краевого эффекта для сферической оболочки характеризуется:

$$a_{11} = C + (J_k r_c^2 \sin^2 \varphi_0) / I_x; \quad (6.43)$$

$$a_{12} = (C^2 / 2) \sin \varphi_0; \quad (6.44)$$

$$a_{22} = (C^3 / 2) \sin^2 \varphi_0 + (J_k r_c^2) / A_k \sin^2 \varphi_0, \quad (6.45)$$

$$C = 0,76 \sqrt{t_{ob} r_c},$$

где J_k — крутой момент инерции опорного кольца, приходящийся на единицу длины с учетом меридиональных ребер; I_x — момент инерции сечения опорного кольца в вертикальной плоскости.

При действии постоянной нагрузки — собственного веса имеем:

$$a_{10} = (C^4 g / 2r_c) \sin \varphi_0; \quad (6.46)$$

$$\begin{aligned} a_{20} = & (C^4 g / 4) [\cos \varphi_0 - 1 / (1 + \cos \varphi_0)] \sin \varphi_0 + \\ & + (J_k / A_k) gr_c^3 (1 - \cos \varphi_0) \cos \varphi_0. \end{aligned} \quad (6.47)$$

При действии снеговой нагрузки:

$$a_{10} = (3C^4 p \sin 2\varphi_0) / 8r_c; \quad (6.48)$$

$$a_{20} = (C^4 p / 8) \sin \varphi_0 \cos 2\varphi_0 + [(J_k pr_c^3) / 4A_k] \sin 2\varphi_0 \sin \varphi_0. \quad (6.49)$$

В случае, когда кольцо опирается на специальную кольцевую балку, угол поворота кольца равен нулю и в формуле (6.43) второй член пропадает.

В случае шарнирного опирания купола на кольцо в уравнении (6.42) $M = 0$, $a_{12} = 0$, $a_{10} = 0$, и оно приобретает вид

$$a_{22}H + a_{20} = 0, \quad (6.50)$$

откуда

$$H = -a_{20} / a_{22}. \quad (6.51)$$

В общем случае для любой оболочки вращения опорное кольцо воспринимает усилия, передаваемые на него меридиональными усилиями оболочки — горизонтальными проекциями усилий N_1 , т.е. распор:

$$q_k = N_1 \cos\varphi_0. \quad (6.52)$$

В кольце возникает растягивающее усилие:

$$H = q_k r_c \sin\varphi_0 = N_1 r_c \sin\varphi_0 \cos\varphi_0 = N_1 r_c (\sin 2\varphi_0) / 2. \quad (6.53)$$

Перемещение кольца от усилия H , увеличенное в EJ_k раз, определяют при

$$a_{20} = (J_k / A_k) H r_c \sin\varphi_0 = (J_k / 2A_k) N_1 r_c^2 \sin 2\varphi_0 \sin\varphi_0 \quad (6.54)$$

В табл. 6.3 приведены значения перемещения кольца a_{20} для различных загружений сферического купола.

Значения величин a_{11}, a_{12}, a_{22} для кольца, приведенные в табл. 6.3, остаются верными для любой оболочки вращения.

Определив из уравнения (6.42) значения моментов и кольцевых усилий, можно найти их величины по длине меридиана оболочки по формулам:

Таблица 6.3 Численные значения функций $\eta_1 = e^{-\lambda} \cos\lambda$; $\eta_2 = e^{-\lambda} \sin\lambda$

λ	η_1	η_2	λ	η_1	η_2
1	2	3	1	2	3
0	1	0	1,6	-0,0059	0,2018
0,1	0,9004	0,0903	1,7	-0,0236	0,1812
0,2	0,8024	0,1627	1,8	-0,0376	0,1610
0,3	0,7078	0,2189	1,9	-0,0484	0,1415
0,4	0,6174	0,2610	2	-0,0564	0,1231
0,5	0,5323	0,2908	2,1	-0,0618	0,1057
0,6	0,4530	0,3099	2,2	-0,0652	0,0896
0,7	0,3798	0,3199	2,3	-0,0668	0,0748
0,8	0,3130	0,3223	2,4	-0,0669	0,0613
0,9	0,2528	0,3185	2,5	-0,0658	0,0491
1	0,1988	0,3096	2,6	-0,0636	0,0383
1,1	0,1510	0,2967	2,7	-0,0608	0,0287
1,2	0,1092	0,2807	2,8	-0,0573	0,0204
1,3	0,0729	0,2626	2,9	-0,0535	0,0133
1,4	0,0419	0,2430	3	-0,0493	0,0070
1,5	0,0158	0,2226	—	—	—

$$M_\lambda = M\eta_1 + (M + CH\sin\varphi)\eta_2; \quad (6.55)$$

$$N_\lambda = N_2 + (2r/C)[M\eta_2 - (M + CH\sin\varphi)\eta_1]; \quad (6.56)$$

$$\eta_1 = e^{-\lambda} \cos \lambda; \quad \eta_2 = e^{-\lambda} \sin \lambda,$$

где N_2 — кольцевое усилие в безмоментной оболочке; M_λ и N_λ — соответственно интенсивности момента и кольцевого усилия в произвольной точке оболочки; M и H — краевые значения момента и распора, полученные из уравнения (6.42), $\lambda = s/C$ (отсчет s производят по меридиану начиная от края, к которому приложены M и H); r — радиус кривизны срединной поверхности — длина нормали к поверхности до оси вращения (для сферической оболочки $r = r_c$).

Значение функций η_1 и η_2 приведены в табл. 6.3.

Расчет сетчатого купола как дискретной стержневой системы. Расчет выполняют на ПЭВМ по пространственным расчетным схемам с учетом реального загружения. При этом существует возможность учесть все виды нагрузок: постоянные, технологические, сугревовые, ветровые, сейсмические и др., возможен расчет на температурные воздействия.

На первых этапах проектирования сетчатых куполов для предварительной оценки усилий возможно использование приближенных методов. Для сетчатых куполов с ячейками, близкими к равностороннему треугольнику, может быть использован метод, основанный на аналогии регулярных сетчатых поверхностей со сплошными оболочками [9]. Максимальные усилия в стержнях сетчатого сферического купола с треугольными ячейками могут быть определены по формуле

$$N = kqRl, \quad (6.57)$$

где k — коэффициент, определяемый по табл. 6.4 в зависимости от угловой координаты стержня φ , отсчитываемой от вертикальной оси; q — интенсивность расчетной нагрузки.

При рабочем проектировании куполов всех типов обязательной является проверка степени геометрической нелинейности несущей конструкции, выполняемая путем ее расчета по пространственной схеме с учетом упругих перемещений узлов на действие наиболее неблагоприятного сочетания нагрузок. Усилия в элементах каркаса, полученные его расчетом по деформированной схеме, будут превышать усилия линейного расчета. Поэтому необходимо стремиться к тому, чтобы это превышение было меньше 10 ... 15 %. Основным конструктивным приемом, повышающим жесткость конструкции, является изменение высоты сечения элементов.

Таблица 6.4. Значения коэффициента k

φ	Нагрузки					
	постоянная		снеговая		ветровая	
	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Растяжение
0	-0,298	-	-0,298	-	-0,257	+0,94
15	-0,31	-	-0,31	-	-0,27	+0,94
30	-0,37	-	-0,36	-	-0,29	+0,94
45	-0,47	+0,06	-0,43	+0,15	-0,29	+0,94
60	-0,63	+0,34	-0,58	+0,56	-0,30	+0,94
75	-0,56	+0,69	-0,33	+0,56	-0,63	+0,71
90	-0,62	+1,15	-0,31	+0,48	-0,53	+0,74

На начальных стадиях проектирования степень геометрической нелинейности конструкции сетчатого сферического купола может быть оценена соотношением суммарной расчетной нагрузки и верхней критической, вычисляемой по формуле

$$F_{cr} = 4,9 \bar{p} \frac{EAi}{IR^2}, \quad (6.58)$$

где E — модуль упругости материала; A — площадь сечения стержня (для двухсетчатых куполов суммарная площадь двух поясов); i — радиус инерции в радиальной плоскости; l — средняя длина стержня; R — радиус кривизны поверхности; \bar{p} — параметр, учитывающий снижение критической нагрузки за счет возможных отклонений формы поверхности от номинальной. Его определяют по графику (рис. 6.22) в зависимости от параметра начального отклонения, вычисляемого по формуле

$$\xi_0 = 0,52\delta / \beta, \quad (6.59)$$

где δ — допуск при изготовлении отдельных стержней; $\beta = 1/(2R)$ — угол наклона стержней к касательной плоскости в узле.

Формула критической силы (6.58) выведена в предположении упругой работы материала конструкции и поэтому не может быть непосредственно использована при проверке общей устойчивости относительно толстостенных стержневых оболочек.

Верхняя критическая нагрузка сетчатого купола, вычисленная по формуле (6.58), должна, как правило, в 5 ... 10 раз превышать осредненную расчетную нагрузку.

Для сетчатого купола с жесткими узлами в радиальной плоскости приближенная методика подбора сечений стержней, обеспечивающая общую устойчивость конструкции, заключается в следующем.

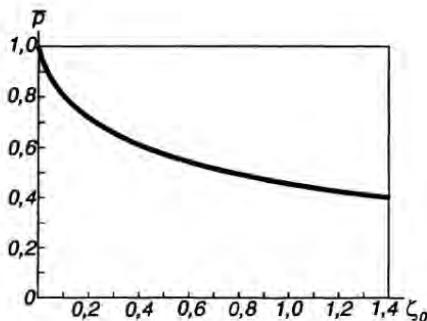


Рис. 6.22. Зависимость параметра верхней критической нагрузки от начальной погибы

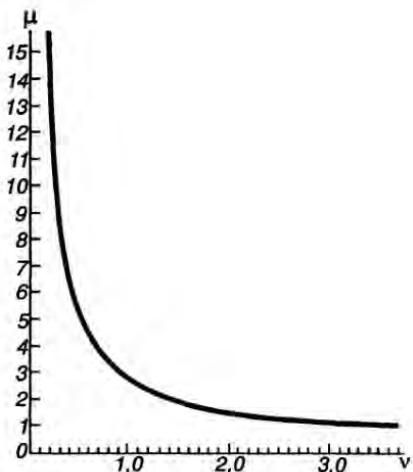


Рис. 6.23. Зависимость коэффициента свободной длины стержней сетчатого купола μ от параметров условных длин ν

Определяют расчетную длину сжатого стержня каркаса

$$l_{ef} = \mu l, \quad (6.60)$$

где l — геометрическая длина, равная расстоянию между узлами; μ — коэффициент свободной длины, определяемый по графику (рис. 6.23) в зависимости от параметра условной длины стержня

$$\nu = l / \sqrt{Ri}. \quad (6.61)$$

Проверка несущей способности внецентренно сжатого стержня может быть выполнена в соответствии с нормами [7] на расчетные усилия, полученные из линейного расчета.

При $\nu > 3$ коэффициент свободной длины равен единице. Это означает, что при соответствующих соотношениях кривизны поверхности, изгибной жесткости стержня и его длины каждый узел является неупругоподатливой, а абсолютно жесткой опорой. Такие купола могут быть запроектированы с шарнирными узлами.

Потеря устойчивости шарнирно-стержневых сетчатых куполов заключается в продавливании к центру кривизны одного из наиболее загруженных узлов. Критическая узловая нагрузка

$$F_{cr} = 2EA\beta^3 \bar{p}. \quad (6.62)$$

При изменении ξ в интервале $0 \leq \xi \leq 1$ параметр \bar{p} есть максимальное значение функции

$$\bar{p}_0 = \frac{\xi(1-\xi_0-\xi)(2-2\xi_0-\xi)}{1(1-m) + 2(2m+1)(\xi_0+\xi)}, \quad (6.63)$$

где $\xi = \alpha / \beta$ — безразмерный параметр прогиба узла; $\xi_0 = \alpha_0 / \beta$ — безразмерный параметр начального прогиба узла; $m = F_2/F_1$ — параметр неравномерности нагружения соседних узлов; α — угол поворота стержня в радиальной плоскости в процессе деформирования; α_0 — начальный угол поворота стержня по отношению к номинальному положению; F_1 — нагрузка на рассматриваемый узел; F_2 — нагрузка на соседний узел.

Начальные неправильности формы, заключающиеся в отклонении отдельных узлов от исходной сферической поверхности, возникают в результате неточности изготовления отдельных стержней. Расчетное значение параметра ξ_0 можно вычислить по формуле

$$\xi_0 = 0,65 \frac{\delta}{\beta^2 I}. \quad (6.64)$$

Напоминаем, что в (6.64) δ — допуск при изготовлении отдельных стержней.

Коэффициенты неравномерности загружения для постоянной и ветровой нагрузок близки к единице. Коэффициент неравномерности для снеговой нагрузки может быть принят равным 0,5.

Максимальная узловая нагрузка должна быть меньше критической, вычисленной по формуле (6.62),

$$F < F_{cr}. \quad (6.65)$$

Однако это условие является необходимым, но не достаточным. Любые угловые перемещения стержней ($\alpha > 0$) приводят к увеличению усилий в них, что необходимо учитывать при проверке несущей способности. Коэффициент возрастания продольной силы может быть вычислен

$$k_1 = 1 / (1 - \xi_0 - \xi). \quad (6.66)$$

Значение ξ определяют из решения уравнения (6.63) при

$$\bar{p} = F_1 / F_{kp},$$

где F — расчетная узловая нагрузка. Проверка устойчивости каждого стержня должна выполняться на расчетные усилия, полученные в упругой стадии, умноженные на коэффициент k_1 . Как уже отмечалось выше, не следует допускать значений коэффициента нелинейного возрастания усилий более 1,1...1,15. Рекомендуется также принимать гибкость

стержней не более $\lambda = 80 \dots 90$, в противном случае необходимо дополнительно учитывать влияние снижения их продольной жесткости на величину критической нагрузки.

Пример. Требуется подобрать сечения стержней сферического сетчатого купола диаметром 6 м с высотой подъема $f = 0,75$ м (рис. 6.24). Разрезка поверхностей типа «Ромб». Средняя длина стержня $l = 780$ мм; узлы сопряжения — шарнирные; нагрузка равномерно распределенная интенсивностью $q = 2,4$ кН/м².

Определим радиус кривизны купола (рис. 6.24, б)

$$R = \frac{D^2 + 4f^2}{8f} = \frac{6^2 + 4 \cdot 0,75^2}{8 \cdot 0,75} = 6,375 \text{ м.}$$

Максимальные усилия в стержнях купола могут быть определены по формуле (6.57)

$$N = kgRl,$$

где $k = 0,36$ — коэффициент, зависящий от угловой координаты φ стержня, определяемый по табл. 6.4,

$$N = 0,36 \cdot 2,4 \cdot 6,375 \cdot 0,78 = 4,295 \text{ кН.}$$

Сечение стержня будем подбирать по устойчивости как центрально-сжатого элемента [1], а затем проверять устойчивость узла сетчатого купола под нагрузкой (предотвращение прощелкивания узла).

Для расчета последнего предварительно определим следующие параметры:

$b = l/2R = 0,78/2 \cdot 6,375 = 0,0612$ — угол наклона стержня к касательной плоскости в узле;

$$\xi_0 = 0,65 \frac{\delta}{\beta^2 \cdot l} = 0,65 \frac{0,0015}{0,0612^2 \cdot 0,78} = 0,342 \text{ — безразмерный параметр. Начальные не-}$$

ремещения узла, определяемые по формуле (6.64), происходят из-за наличия отступления в изготовлении отдельных стержней $\delta = 1,5$ м.

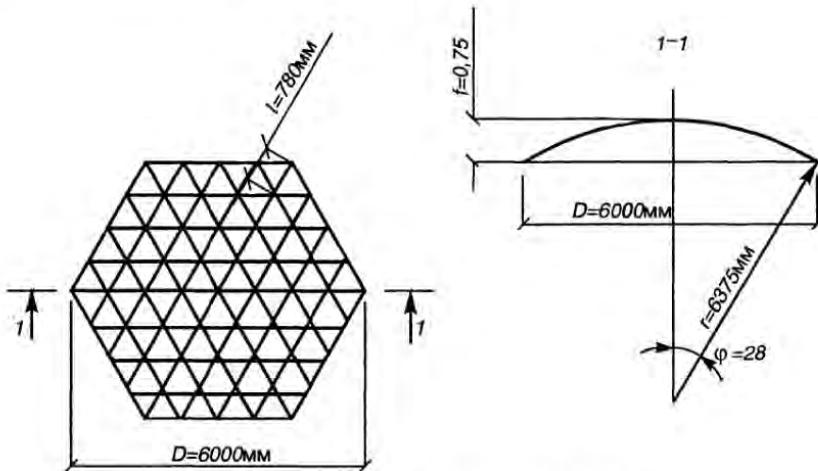


Рис. 6.24. Сетчатый сферический купол

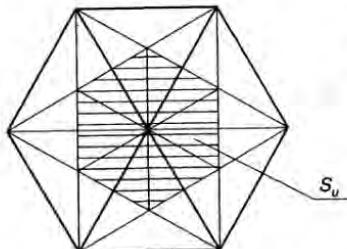


Рис. 6.25. Грузовая площадь узла

Усилие в стержне с учетом его возрастания в процессе деформирования стержневой системы определяется расчетом по деформированной схеме

$$N_{ef} = Nk_1,$$

где k_1 — коэффициент возрастания продольной силы, определяемый по формуле (6.66),

$$k_1 = \frac{1}{1 - \xi - \bar{\xi}} = \frac{1}{1 - 0,342 - 0,2} = 2,183,$$

где $\xi = 0,2$ определено из решения уравнения (6.63) при $\bar{p} = \bar{p}_0 = 1$.

Тогда $N_{ef} = 2,183 \cdot 4,295 = 9,376$ кН.

Подберем трубчатое сечение стального стержня с расчетным сопротивлением $R_y = 210$ МПа из условия устойчивости. Для этого зададимся гибкостью $\lambda = 80$, которой соответствует $\varphi = 0,734$. Коэффициент условий работы для таких конструкций принимают $\gamma_c = 0,7$. Имея эти данные, определим требуемую площадь

$$A \geq \frac{N_{ef}}{\gamma_c R_y \varphi} = \frac{9,376}{0,7 \cdot 210 \cdot 0,734} = 0,91 \text{ см}^2.$$

Принимаем стальную круглую трубу $d = 40$ мм с толщиной стенки $t = 2$ мм. В этом случае площадь поперечного сечения $A = 2,386 \text{ см}^2$.

Теперь проведем расчет на устойчивость узла. Для этого предварительно определим грузовую площадь узла S_u (рис. 6.25).

При этом считаем, что все стороны одинаковой длины и, следовательно, треугольники сетчатой поверхности равносторонние. Грузовая площадь S_u равна площади двух треугольников, образованных стержнями решетки,

$$S_u = 2 \cdot 0,433l^2 = 2 \cdot 0,433 \cdot 0,78^2 = 0,528 \text{ м}^2.$$

Тогда узловая нагрузка

$$F = S_u q = 0,528 \cdot 2,4 = 1,26 \text{ кН.}$$

Критическую нагрузку на узел определяем по формуле (6.62)

$$F_{cr} = 2EA \cdot \beta^3 \cdot \bar{p} = 2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 2,386 \cdot 0,0612^3 \cdot 0,088 = 2,02 \text{ кН},$$

где $\bar{p} = 0,088$ находим по графику (рис. 6.22).

Устойчивость узла обеспечена, поскольку $F = 1,26 \text{ кН} < F_{cr} = 2,02 \text{ кН}$.

Литература к гл. 6

- 1...7. См. основную литературу.
8. Липницкий М. Е. Купола: расчет и проектирование. — Л.: Стройиздат, 1973.
9. Современные пространственные конструкции / Под ред. Ю. А. Дыховичного, Э. З. Жуковского. — М.: Высшая школа, 1991.
10. Трофимов В. И., Каминский А. М. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений. — М.: Наука, 1997.
11. Липницкий М. Е. Купольные покрытия для строительства в условиях сурового климата. — Л.: Стройиздат, 1981.

Глава 7

ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ СТЕРЖНЕВЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПЛОСКИХ ПОКРЫТИЙ

7.1. Принципы построения систем регулярной структуры. Достоинства и недостатки структур

Этот класс конструкций привлек к себе пристальное внимание специалистов по строительным металлическим конструкциям в конце 50-х — начале 60-х годов текущего столетия, хотя идея построения пространственно жестких конструкций кристаллического строения была известна давно, еще в 30-е годы. Г. Белл применил тогда такие конструкции для каркасов летательных аппаратов. Французским ученым Р. Ле Риколе установлено сходство регулярных структур с прочными образованиями органической природы, т. е. показана бионическая суть конструкторской идеи. Им же впервые исследованы ортогональные структуры, составленные из тетраэдров и октаэдров, и воплощены в конструкции покрытия из дерева. Затем появились стержневые системы С. Дю Шато, И. Фридмана (Франция), Р. Б. Фуллера, К. Ваксмана (США).

В отечественной литературе, к сожалению, не устоялась терминология, четко определяющая классы и типы систем регулярной структуры. Их часто называют «структурными конструкциями», хотя с точки зрения терминологии это название вряд ли можно признать удачным, так как слово «structure» на многих языках означает не только структуру, но и конструкцию. Однако мы не будем обращать на это внимание и сохраним ставшие привычными названия «структуры», «структурные плиты» и т. п.

Структурные плиты могут быть образованы путем пересечения плоских ферм в двух, трех и более направлениях с разбиением плиты на квадратные, треугольные и шестиугольные ячейки (рис. 7.1). В показанных на рисунке схемах верхние и нижние пояса плоских ферм расположены в одинаковых вертикальных плоскостях. Если нижние пояса ферм, например, в схеме рис. 7.1, а, мы сместим на полшага относительно нижних поясов и разместим раскосы в наклонных плоскостях, то будет получена структура, показанная на рис. 7.2. Аналогично могут быть построены системы иных конфигураций (рис. 7.3). В таких системах всегда можно выделить многократно повторяющийся пространственный элемент «кристалл», например, в виде параллелепипеда, пирамиды и т. д. (рис. 7.4).

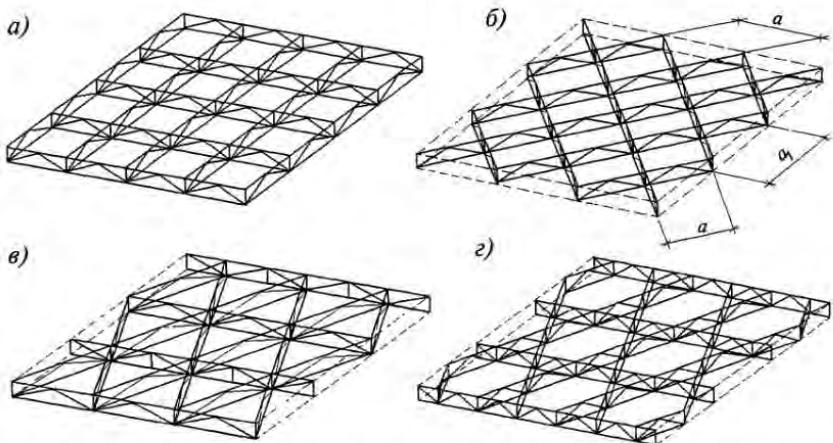


Рис. 7.1. Схемы перекрытий из вертикальных перекрестных ферм:

a, б — при расположении ферм в двух направлениях; *в, г* — то же, в трех направлениях

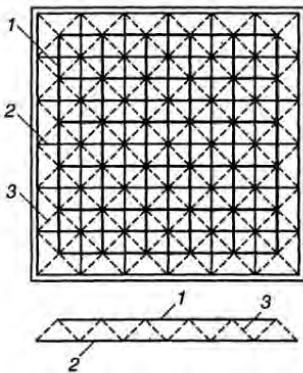


Рис. 7.2. Структурная плита:

1 — верхние пояса; *2* — нижние пояса;
3 — наклонные раскосы

Одним из видов кристаллических структур является «стержнелистовой» вариант, с включением обшивок в работу всей системы. Листовая часть представляет собою складчатую поверхность, образующую пирамиды или тетраэдры, и одновременно служит несущей конструкцией и ограждением. Применяют и комбинированные с железобетонными плитами варианты металлических перекрестно-стержневых систем, например, в плитах большепролетных покрытий. На рис. 7.5 показаны варианты структурных конструкций из пирамид, которые могут быть образованы только из стержневых элементов или из пластинок в сочетании со стержнями.

Пространственные системы регулярной структуры строят на принципе многосвязности. Это определяет целый ряд их преимуществ по сравнению с традиционными конструкциями, скомпонованными из стропильных и подстропильных ферм, прогонов.

- Материал в такой системе распределяется сравнительно равномерно. При действии на систему подвижных и неравномерно приложенных нагрузок в работу включается большое число стержней, что позволяет создавать достаточно легкие конструкции несущих покрытий с много-

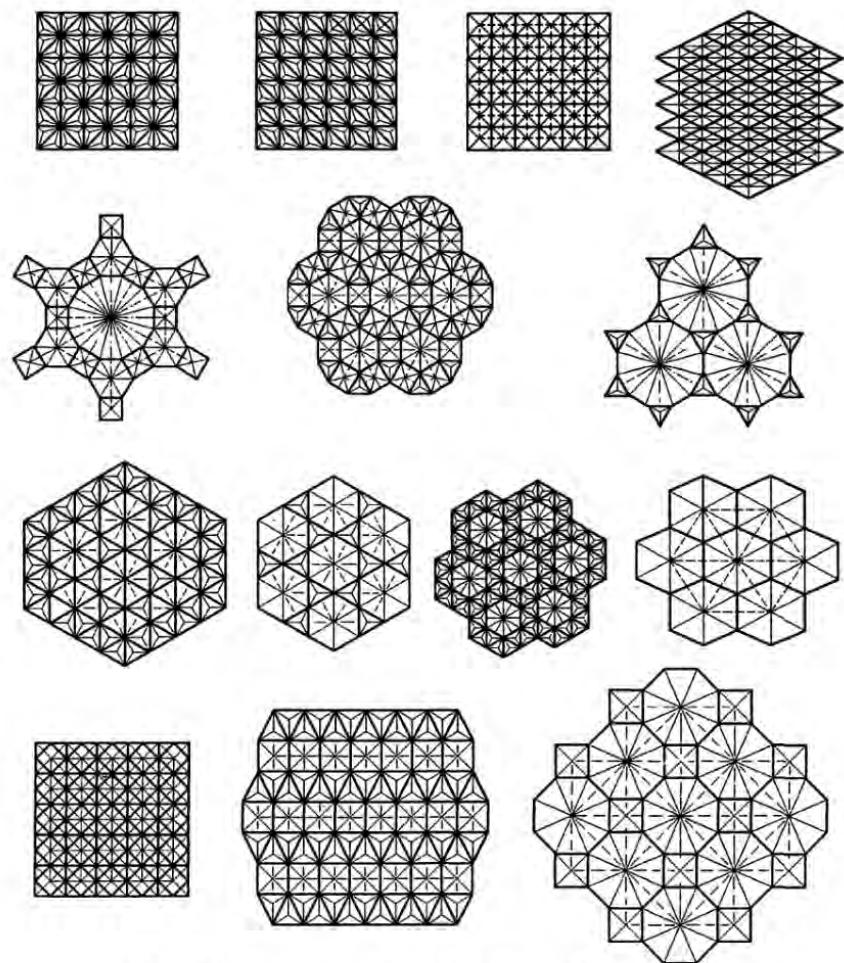


Рис. 7.3. Схемы конструкций регулярной структуры

опорным подвесным транспортом и другие эффективные системы. Наличие частой сетки узлов в уровне поясов структурной плиты упрощает применение верхнеподвесного транспорта.

Полагают, что среди преимуществ этого класса конструкций можно назвать и повышенную надежность, определяемую той же многосвязностью (многократной статической неопределенностью). Резерв живучести многосвязных систем заключается в возможности перераспределения усилий после выхода из строя или после перехода в пластическую стадию деформирования отдельных перегруженных элементов.

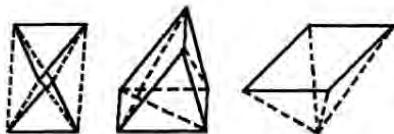


Рис. 7.4. Кристаллы структур

ми, архитектурной выразительностью.

- Архитекторов они привлекают своеобразием и многообразием рисунков кристаллической структуры (см. рис. 7.3), возможностью варьирования формы поверхностей в плане и в разрезах зданий (рис. 7.6) или, иными словами, архитектурной выразительностью.

- Эти конструкции благодаря многосвязности и пространственной работе более жестки, чем плоские, что позволяет проектировать покрытия с несущими структурными плитами примерно вдвое меньшей высоты, чем традиционные ($1/15\dots1/25$ от пролета).

- Регулярность структур определяет повторяемость размеров и, как следствие этого, максимальную унификацию стержней и узлов, что делает возможной организацию поточного высокомеханизированного производства, позволяющего существенно снизить удельные трудозатраты на изготовление.

- Удобство транспортирования структур, состоящих из отдельных стержней и узловых элементов, поддающихся упаковке в ящики или компактные пакеты. При компоновке конструкций из укрупненных элементов типа пирамид возможно использование «принципа матрешки» для их транспортирования, т.е. вкладывать их одна в другую с образованием также довольно компактного пакета из пирамид (см. рис. 7.14).

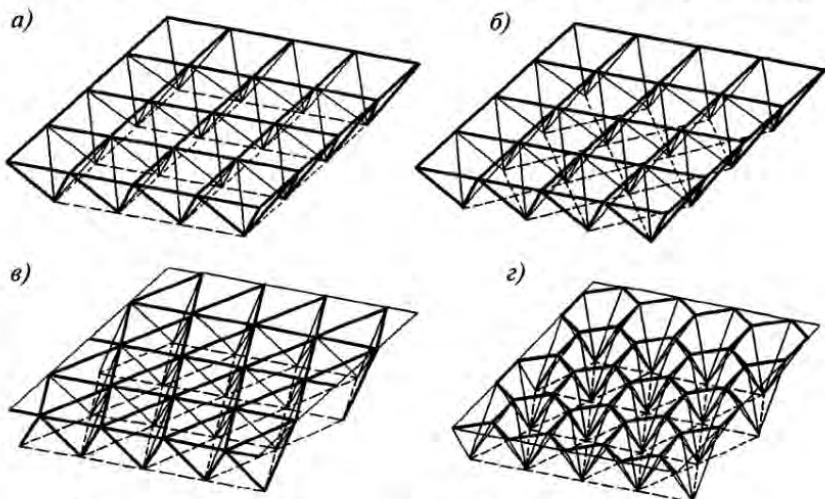


Рис. 7.5. Схемы структурных плит из решетчатых пирамид:

a, б — с квадратным основанием (пентаздром или «полуоктаэдром»); в — с треугольным основанием (тетраэдром); г — с шестиугольным основанием (гептаздром)

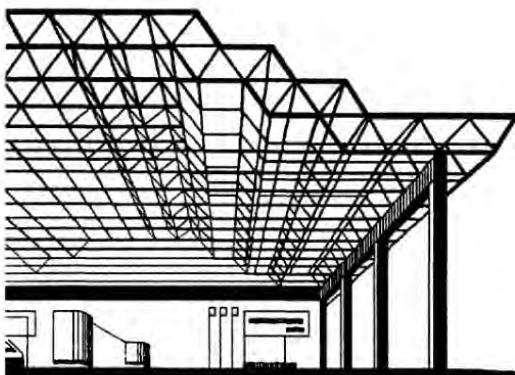


Рис. 7.6. Структурное покрытие в виде ступенчатой усеченной пирамиды (торец условно не показан)

- Возможность монтажа пространственно жестких конструкций крупными блоками, конвейерным способом, без всякого усиления для устойчивости.

Недостатки структурных систем вытекают из их основных особенностей, связанных с наличием большого числа стержней и узлов. Если в живой природе не возникает проблем в конструировании узлов на клеточном уровне, то для механических систем с большим числом узлов не просто найти рациональные решения.

- Сложность узлов часто определяет недостатки рассматриваемого типа конструкций. В узлах структур сходятся шесть, а иногда и более стержней. От конструкции узла, от того, сколь высокую точность при изготовлении она предполагает, зависит и сложность, а значит и трудоемкость изготовления.

• Именно конструкция узлов определяет, главным образом, и трудоемкость сборки конструкций на монтажной площадке. Трудоемкость сборки конструкций, приведенная к единице площади покрытия, например, для различных конструктивных систем, может отличаться более чем в 10 раз!

- В некоторых структурных плитах при замыкании узлов, особенно в узлах с использованием монтажной сварки, развиваются значительные начальные напряжения, снижающие несущую способность стержней и системы в целом.

• Наличие большого числа стержней во многих случаях ведет к неполному использованию несущей способности элементов, сечения многих стержней подбирают по предельной гибкости. Это приводит к тому, что структурные плиты оказываются во многих случаях тяжелее, чем системы, составленные из плоских конструкций. Пространственно-стержневые системы регулярной структуры предполагают использование отно-

сительно тонкостенных профилей, например, круглых или прямоугольных труб.

Некоторые из указанных недостатков существенно смягчаются большой повторяемостью стержней и узлов, что дает конструктору найти удачную конструкцию, обеспечивающую достаточно высокую технологичность как при изготовлении, так и при сборке структур.

7.2. Конструкции структурных плит. Кристаллические структуры. Решения узлов

7.2.1. Виды кристаллических решеток, применяемые в структурах

Как уже отмечалось, основой любой структуры является «кристалл», образованный стержнями, которые расположены на его гранях. В качестве таких «кристаллов» используют пирамиды (тетраэдры и полуоктаэдры), параллелепипеды и другие многогранники (см. рис. 7.4). Геометрические построения структур отличаются чрезвычайным многообразием, что и определило интерес не только конструкторов, но и архитекторов к этому типу конструкций.

Наиболее распространены двухсетчатые структурные плиты, которые по характеру сопротивляемости внешним воздействиям можно подразделить на две группы:

системы с геометрически изменяемыми сетками поясов (ортогональные, гексагональные сетки), способными воспринимать только усилия от изгибающих моментов в плите M_x , M_y ;

системы с геометрически неизменяемыми сетками поясов (например, треугольные сетки), способными воспринимать усилия и от изгибающих, и от крутящих моментов в плите M_x , M_y и H_{xy} .

Кристаллическая структура формируется не только вариацией поясных сеток, но и размещением раскосов, соединяющих узлы сеток. По степени регулярности строения поясных сеток в двухсетчатых структурных плитах можно выделить три класса систем:

системы регулярные с одинаковым по всей площади строением верхних и нижних сеток поясов, геометрически изменяемых или неизменяемых;

системы с регулярным строением поясных сеток, одна из которых геометрически изменяется, а вторая неизменяется;

системы, в которых строение поясных сеток различно в угловых и центральных зонах перекрываемой площади (такого рода нерегулярности могут быть созданы в связи с малой величиной крутящих моментов в центральной зоне, удалением из центральной зоны стержней, предназначенных для их восприятия).

7.2.2. Конструкции структур и узлы сопряжений

Конструктивные решения структурных плит отличаются столь большим многообразием, что нет возможности описать их все подробно. В мировой практике применения структур насчитывается около 130 различных систем, отличающихся прежде всего конструкцией узла сопряжения стержней. Именно в узле сопряжения сосредоточены главные особенности технологии изготовления и сборки конструкции, определяющие отличия одной системы от других.

Одной из первых нашла применение в строительстве система немецкой фирмы «Меро» (1942 г.), предложившей пространственно-стержневые сборно-разборные каркасы кристаллического строения для зданий военного назначения. Позднее такие конструкции нашли применение и в мирном строительстве. В отечественной практике эта система была несколько усовершенствована В.К. Файбишенко и другими конструкторами и получила название «системы МАрхИ» (Московский архитектурный институт).

Узел системы «Меро» (МАрхИ) состоит из литого сферического, полусферического, либо многогранного элемента-коннектора с высверленными в нем отверстиями для болтов по числу примыкающих стержней (рис. 7.7). Иногда коннекторы изготавливают из стержневых заготовок многогранного (например, шестигранного) сечения. Болт пропускают в отверстие плоского цилиндрического вкладыша, запрессованного в торец трубчатого стержня и приваренного к нему. Между торцами коннектора и вкладыша размещают поводковую втулку шестигранного сечения с отверстием под болт, снабженную штифтовым фиксатором. Болт с помощью втулки завинчивают в коннектор до плотного касания между втулкой и торцевыми поверхностями, что обеспечивает передачу сжимающих усилий через втулку и площадки касания, а растягивающих — через болт. Стержни этой системы обладают высокой компенсационной способностью, что облегчает сборку. Компенсационной способностью называют возможность сборки, не взирая на неточности изготовления стержней. Недостатком конструкции является относительно высокая трудоемкость изготовления элементов узла. Система сборно-разборная, трудоемкость монтажа 1...1,5 чел.-ч/м² перекрываемой площади.

Структуры МАрхИ базируются на применении унифицированных стержней и узловых коннекторов. Стержни из круглых труб с диаметром и толщиной от 60/3 до 146/10 имеют длину 1,5; 2 и 3 м. Общее число типов сечений унифицированных стержней обычно не превышает 10. В одной плите, как правило, используют не более 4...5 типов сечений. При

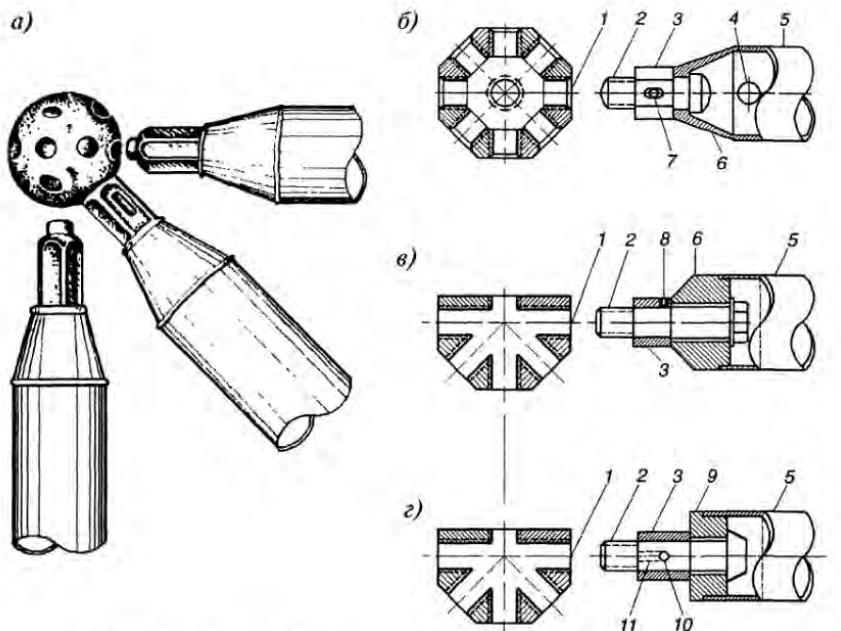


Рис. 7.7. Узловое соединение «Меро» и его модификации:

a, б — общий вид узла, узлового элемента и детали стержня системы «Меро»; *в, г* — детали трубчатых элементов в соединениях систем «Веймар» и «МАрхИ»; *1* — отверстие с внутренней резьбой; *2* — болт; *3* — поводковая гайка; *4* — монтажное отверстие; *5* — труба; *6* — оголовок трубы; *7* — ведущий палец; *8* — фиксатор; *9* — шайба; *10* — штифт; *11* — прорезь в гайке

длине стержней 3 м высота плиты составляет 2,12 м. Плиты предназначены для пролетов 18...36 м, при необходимости предусматривают консоли за счет смещения опорных конструкций от краев плиты к центру. Сечение коннекторов в плане — восьмиугольник, при этом используют два типа коннекторов с наибольшими размерами в плане 120x120 и 150x150 мм.

В системе «Октаплатт» (ФРГ, 1957 г.) сделана попытка облегчить и упростить узлы. Узловой элемент выполняют здесь в виде полого шара из двух штампованных половин, сваренных на подкладных кольцах. Стержни из труб, обрезанные под прямым углом, приваривают к шаровым элементам на монтаже (рис. 7.8, *а*). Достоинства узла заключаются не только в его относительной простоте, но и в свободе примыкания стержней под любым углом. Недостатки — отсутствие компенсационной способности стержней и большой объем монтажной сварки. По данным авторов конструкции узла наибольшее усилие на стержень (при использовании труб диаметром 65...115 мм) составляет 350 кН и определяется несущей способностью сварного шва в примыкании к шару.

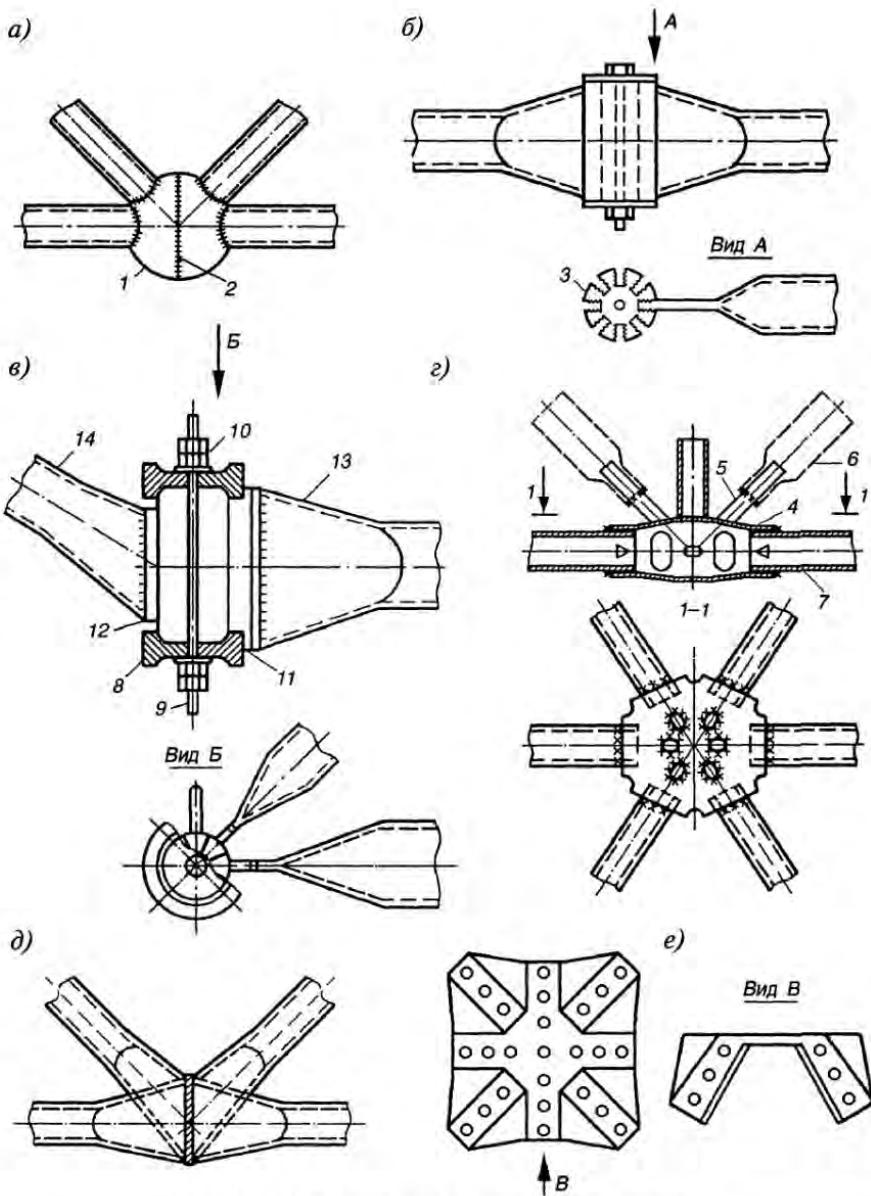


Рис. 7.8. Узлы различных структурных систем:

a — «Октаплатт»; *b* — «Триодетик»; *c* — «Берлин»; *d* — «Дю Шато»; *e* — «Юнистрэйт»; *f* — шаровая вставка; *g* — сварной шов; *h* — фигурная прорезь; *i* — крышка; *j* — круглый стержень; *k* — труба раскоса; *l* — труба нижнего пояса; *m* — крышка; *n* — стяжной стержень; *o* — гайка с контргайкой; *p* — наконечник с приливом; *q* — то же, без прилива; *r* — стержень нижнего пояса (труба со сплющенным концом); *s* — труба раскоса

Система «Триодетик», разработанная в Канаде (1962 г., фирма «Фентимен»), привлекла внимание специалистов своей оригинальностью. Для соединения трубчатых стержней со сплющенными концами применяют узловую цилиндр с прорезями. Сплющенные концы труб подвергают специальной обработке в соответствии с прорезями (рис. 7.8, б). Все трубы, сходящиеся в узле, фиксируют в прорезях цилиндра одним зажимным болтом. Система была запроектирована для конструкций из алюминиевых сплавов, что позволяло использовать метод экструзии для получения стержневой заготовки специального профиля и изготовления узловых цилиндров простой нарезкой кусков из этой заготовки. Позднее появились структуры такой системы из стали с иной технологией производства узловых цилиндров (механическая обработка). Главное достоинство системы — малая трудоемкость сборки — 0,2 чел.-ч/м².

Конструкция узла, близкая к только что рассмотренной, предложена для структур системы «Берлин». К сплющенным концам трубчатых стержней приваривают клиновидные калиброванные наконечники, образующие при сборке в узел цилиндр с отверстием внутри (рис. 7.8, в). Торцы цилиндра закрывают стальными крышками с бортами по наружному контуру и стягивают в узле шпильками. Растигивающие усилия в узле передаются наконечниками через крышки, а сжимающие — через плоскости контакта наконечников. Узел прост в сборке при условии высокой точности изготовления.

В узле системы «Дю Шато» (Франция) применены узловые штампованные фасонки (рис. 7.8, г). В каждой из двух фасонок предусмотрено по 6 полукруглых выемок, образующих после соединения фасонок узловый элемент с отверстиями для трубчатых стержней. Фасонки сваривают между собой по наружным линиям площадок касания. Стержни вставляют в отверстия и обваривают, образуя таким образом верхнюю или нижнюю сеть. Раскосы и стойки приваривают к наружным поверхностям узлового элемента (одной из фасонок). Узел обладает неплохой компенсационной способностью и довольно прост. Недостаток узла — большой объем монтажной сварки.

Система «Юнистрэт» (США) также основана на использовании штампованных фасонок (рис. 7.8, е), отличающихся тем, что при штамповке создается восемь плоскостей (по числу примыкающих стержней). В плоскостях выполняют отверстия для крепления стержней из прокатных или гнутых профилей (уголков, тавров, швеллеров и т. п.). Решение направлено на снижение трудозатрат при изготовлении и монтаже.

В узле «ЦНИИСК» (рис. 7.8, д) нет никаких дополнительных элементов. Концы труб сплющиваются и в раскосах обрезают под нужным углом. Стержни при сборке закрепляют в специальном фиксаторе так, что между их торцами образуется свободное пространство, которое заполняют рас-

плавленным металлом в процессе ванной сварки. Предполагается, что узел образует равнопрочное соединение с основными стержнями. Основное достоинство узла — минимальная металлоемкость: расход расплавленного металла — около 1,5 % от массы структуры, тогда как в других решениях расход металла на образование узлов составляет 5...7 %, а в некоторых системах — более 10 %. Недостатки узла — ограниченная компенсационная способность и значительный объем монтажной сварки.

Для структур свойственно то же, что и для других конструктивных решений: их достоинства имеют и оборотную сторону. В целях унификации и удобства транспортирования трубы или прокатные профили длиной 12 м разрезают на короткие стержни, а затем из стержней (и узловых элементов) составляют поясные сетки. Всегда ли это необходимо? Конечно, не всегда. Возможны и иные решения, в которых кристаллические структуры создают с использованием плоских ферм, либо пространственных пирамид с основанием в виде треугольника, прямоугольника (квадрата), шестиугольника и т.п. Фермы (пирамиды) объединяют между собой в пространственную систему с помощью линейных элементов, длина которых также часто превышает размер ячейки поясной сетки (например, кратна ей).

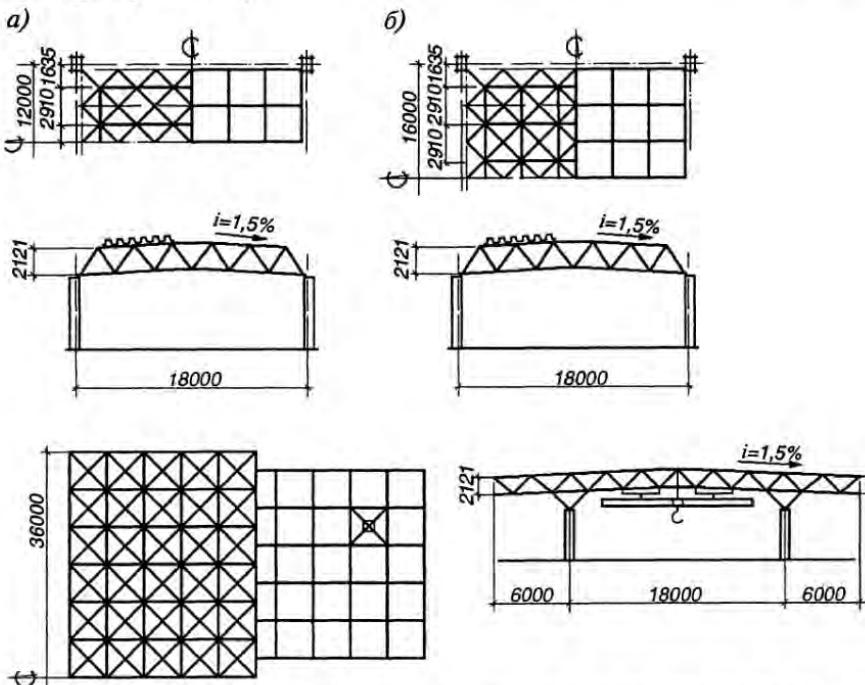


Рис. 7.9. Структурные плиты ЦНИИСК с элементами, изготовленными по унифицированному сортаменту

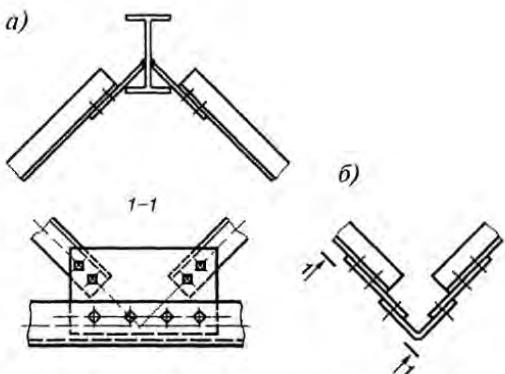


Рис. 7.10. Узлы структуры ЦНИИСК:

а — узел верхнего пояса; б — узел нижнего пояса

Наиболее широкое распространение в покрытиях зданий получила в свое время конструкция структурных блоков «ЦНИИСК» с размерами в плане 12x18 и 12x24 м и высотой около 1,5 м, ориентированная на использование прокатных профилей (рис. 7.9, а, б). По конструктивной схеме — это складчатая система с поясами из двутавров и остальными элементами из одиночных равнополочных уголков. По верхним поясам, как по прогонам, на монтаже укладывают профилированный настил, служащий одновременно связевой системой. Элементы пространственной решетки крепят к поясам с помощью фасонок (рис. 7.10). Для повышения пространственной жесткости и надежности работы блоков «ЦНИИСК» в них предусмотрены наклонные торцевые фермы по короткой стороне. Для сокращения расхода металла и снижения трудозатрат при изготовлении и монтаже применялось разрежение решетки в средней части плиты. Блоки с разреженной решеткой получили название «Москва» (рис. 7.11, а, б).

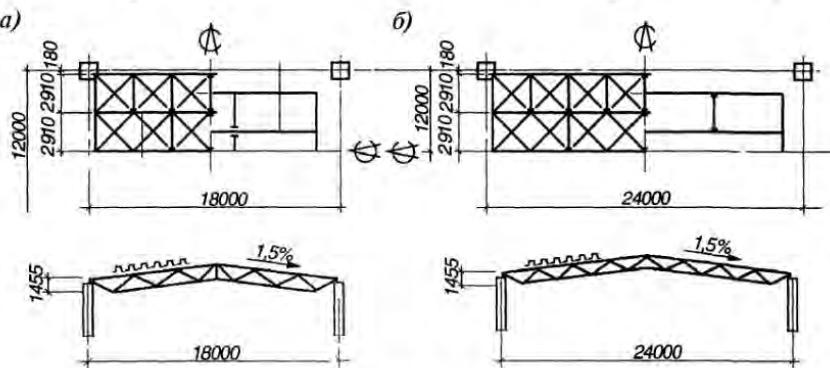


Рис. 7.11. Структурные блоки типа «Москва» с разреженной сеткой стержней

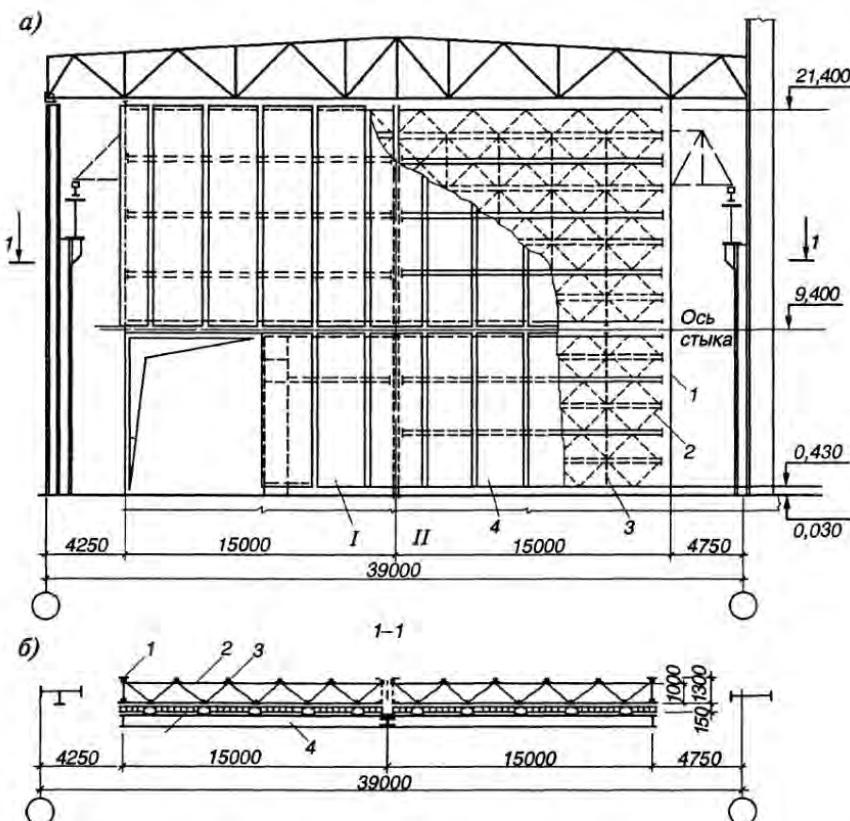


Рис. 7.12. Панельно-структурный торец машинного зала ТЭЦ:
 а — фасад; б — горизонтальный разрез; 1 — продольная (вертикальная) ферма; 2 — поперечная (наклонно расположенная) ферма; 3 — линейные элементы; 4 — облегченная панель ограждения

В энергетическом строительстве получили применение панельно-структурные временные торцевые стены главных корпусов ТЭЦ и ГРЭС (рис. 7.12). Включение легких стеновых панелей в работу структурной плиты и использование пространственной работы системы позволяет значительно облегчить стеновой каркас и обеспечить возможность сборки всей конструкции внизу для последующего подъема в проектное положение.*

* См.: В.С. Засыпкин, Я.И. Ольков. Разработка, испытание и опыт возведения панельно-структурной торцевой стены главного корпуса электростанции. Промышленное строительство, №10, 1979.

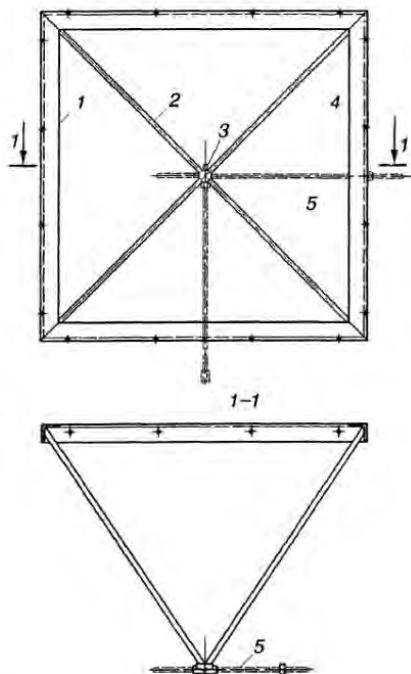


Рис. 7.13. Пирамида системы «Спэйс Дэкс»

1 — рама из уголков; 2 — трубчатые раскосы;
3 — узловые элементы с отверстиями и внутренней
резьбой; 4 — отверстия для монтажных болтов;
5 — стержни нижних поясов с правой и левой
резьбой на концах

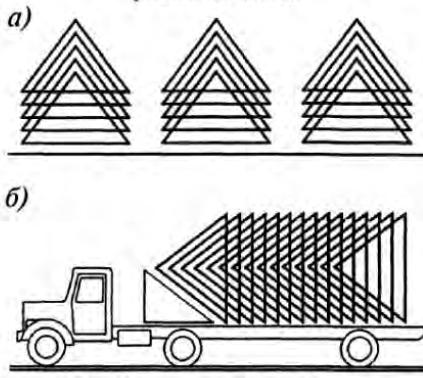


Рис. 7.14. Схемы компактной упаковки
пирамид при складировании (а) и перевозке (б)

Примером системы, где основной конструктивной единицей является пирамида, можно назвать систему «Спэйс Дэкс», разработанную еще в 50-е годы в Великобритании. Квадрат в основании пирамиды выполняют из одиночных уголков, ориентированных полками внутрь, а раскосы, образующие наклонные грани пирамиды, могут быть выполнены из труб, либо также из уголков (рис. 7.13). Основания пирамид, поставленных рядом, соединяют болтами, образуя ортогональную сетку одного из поясов, другую сетку образуют линейными элементами. Существует много других вариантов подобных конструкций, разработанных в отечественной практике, в том числе с пирамидами из тонколистовой стали. Достоинством таких конструкций является удобство компактной упаковки при транспортировании и складировании пирамид (рис. 7.14).

7.2.3. Системы опор и опорные узлы структурных плит

Опирание структурных плит может быть предусмотрено в различных зонах плиты как по контуру, так и в пролете плиты, с тем чтобы разгрузить поясные сетки в центральной зоне. При этом следует иметь в виду, что непосредственное опирание на стойки или другие поддерживающие

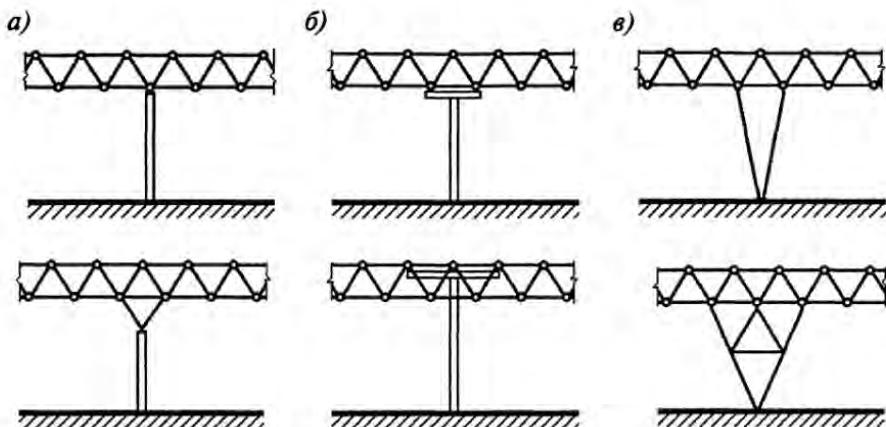


Рис. 7.15. Варианты решения опор для структурных плит:

a — обычные колонны и колонны с решетчатыми капителями; *б* — колонны с жесткими капителями (разгрузочными балками); *в* — пространственно-стержневые опоры

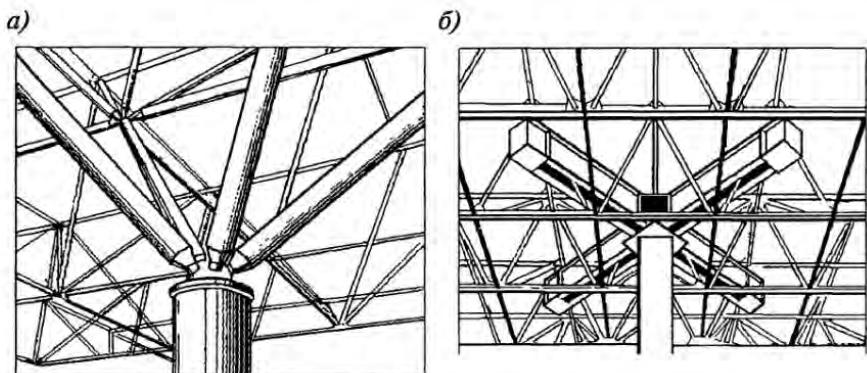


Рис. 7.16. Общий вид капиталей колонн:

a — решетчатая капитель; *б* — жесткая капитель из перекрестных балок

конструкции в небольшом числе точек вызывает значительные усилия в примыкающих к опоре стержнях (рис. 7.15, *a*). Чтобы избежать значительных всплесков усилий в приопорных стержнях, используют разгружающие конструкции в виде пучков стержней, пространственных стержневых опор или балочных элементов (рис. 7.15, *б...е*). Общий вид опорных узлов с разгружающими элементами показан на рис. 7.16.

При ограниченном числе колонн рациональное распределение усилий может быть обеспечено распределительными опорными конструк-

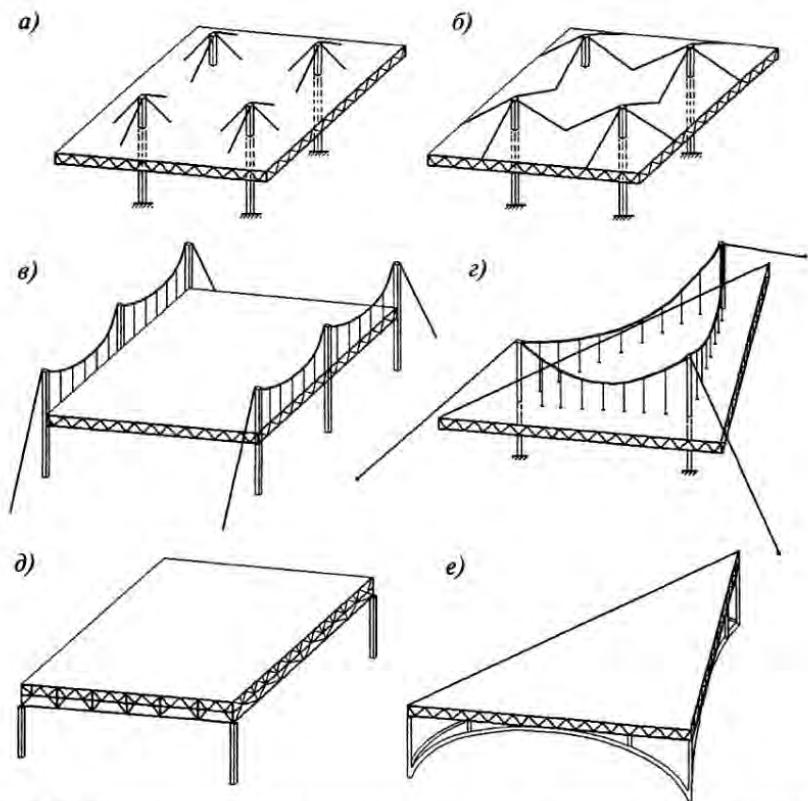


Рис. 7.17. Варианты комбинированных опор для структурных плит покрытий: а...г — применение вант; д — использование подстропильных ферм; е — опирание на контурные арки

циями в виде контурных ферм, рам, арок, либо с использованием вант и канатных подвесок (рис. 7.17). Чтобы обеспечить частое расположение подвесок при небольшом количестве колонн, иногда возможно использование висячих систем с несущими опорными тросами, которые создают упругоподатливые системы опор (рис. 7.17, в, г)

7.2.4. Устройство кровли по структурным плитам

По структурным плитам, как правило, устраивают облегченную кровлю, аналогичную обычно применяемой в покрытиях с металлическими фермами или в рамных конструкциях с прогонами. Несущим элементом кровли здесь также служит металлический профилированный настил по прогонам. Ввиду ограниченности размеров ячеек поясных сеток оказыва-

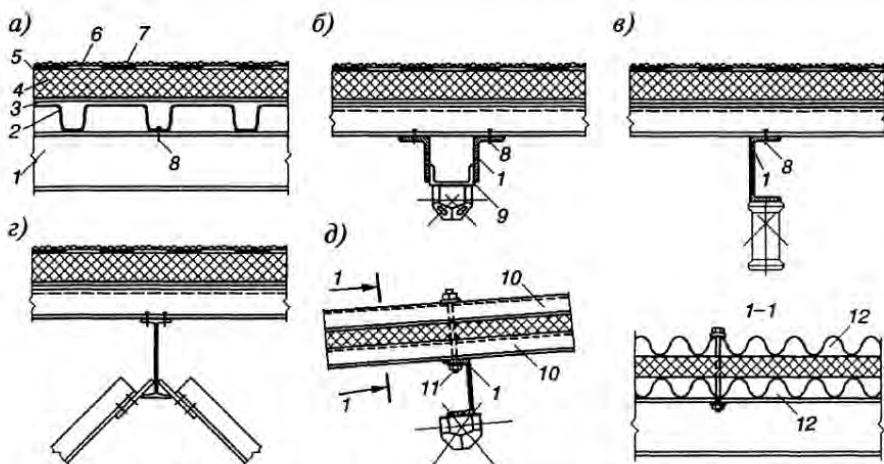


Рис. 7.18. Варианты теплой кровли по структурным плитам покрытий:

a — общая конструкция кровли; *b*, *c* — варианты прогонов; *g* — беспрогонное устройство кровли (по плитке ЦНИИСК); *d* — пример вентилируемой кровли; *1* — прогоны; *2* — профилированный настил; *3* — рулонная пароизоляция; *4* — плитный утеплитель; *5* — защитный слой из рубероида; *6* — трехслойный рулонный ковер; *7* — гравийная защита; *8* — самонарезающие болты; *9* — опорный столик; *10* — профилированный алюминиевый лист; *11* — оцинкованные стальные болты; *12* — вентилируемые воздушные прослойки

ется достаточным использовать легкие прогоны, опирающиеся на узлы плит непосредственно, либо через специальные столики (рис. 7.18). В покрытиях с плитами из прокатных профилей и в некоторых системах с поясками из замкнутых гнутых профилей прямоугольного сечения профилированный настил опирают непосредственно на верхний пояс. Пояс в этом случае работает не только на продольные усилия, но и на местный изгиб (рис. 7.18, *г*).

В качестве утеплителя используют минераловатные и другие легкие плиты, по которым укладывают гидроизоляционный ковер, в необходимых случаях с гравийной защитой по мастике. Для предотвращения перегрева внутренней поверхности ограждения кровлю можно выполнить вентилируемой (рис. 7.18, *д*). Применяют и другие варианты размещения кровли. В покрытиях зданий общественного назначения можно применять холодную кровлю с теплым подвесным потолком. Надстроенную кровлю применяют в тех случаях, когда при использовании плоской горизонтальной плиты требуется обеспечить определенный уклон кровли. Иногда из эстетических соображений устраивают подвеску кровли к нижним поясам плиты, достигая необходимый эффект в экстерьере здания.

7.3. Особенности расчета структурных плит

Расчет структурных плит в первые годы их применения вели приближенно по схеме двойного перехода: сначала от стержневой модели к континуальной модели сплошной плиты, в которой определяли внутренние усилия (изгибающие и крутящие моменты, поперечные силы в пределах ширины полоски, равной регулярному размеру кристалла), а затем от континуальной модели плиты снова переходили к дискретной (стержневой) модели [8]. Хотя в настоящее время актуальность этого подхода не столь высока в связи с тем, что в распоряжении проектировщика теперь есть мощные универсальные вычислительные комплексы, позволяющие вести расчет конструкций с помощью персональных компьютеров, мы все-таки рассмотрим кратко суть метода двойного перехода и последовательность расчета плит этим методом.

7.3.1. Метод двойного перехода для приближенного расчета структурных плит

Необходимость использования приближенных методов расчета может встретиться в эскизном проектировании, при оценке эффективности различных структур и выборе их генеральных размеров (условий опирания, высоты плиты и т.п.).

Учитывая соотношение размеров структурных плит, а также относительно небольшие размеры ячеек при большом общем количестве стержней, структурную плиту можно аппроксимировать эквивалентной по упругим характеристикам сплошной тонкой пластинкой. Напряженное состояние пластинки описывается известным дифференциальным уравнением

$$D_x \frac{d^4 w}{dx^4} + 2D_{xy} \frac{d^4 w}{dx^2 dy^2} + D_y \frac{d^4 w}{dy^4} = q(x, y), \quad (7.1)$$

где $D_{xy} = D_x v_{xy} + 2D_t$. Здесь D_x и D_y , v_{xy} — цилиндрические жесткости на изгиб и коэффициент Пуассона в направлениях главных осей упругой симметрии структуры x и y ; D_t — жесткость на кручение. В частном случае ортотропии, когда крутящие моменты не воспринимаются структурной плитой, $D_{xy} = 0$. Равенство жесткостей $D_{xy} = D_x = D_y$ является следствием изотропности плиты.

Для определения характеристик плиты, эквивалентной по жесткости рассчитываемой структуре, а также адекватного коэффициента Пуассона можно использовать формулы, приведенные в [8], [9]; там же приведены

и формулы для определения усилий в стержнях наиболее распространенных видов кристаллов при обратном переходе от усилий в плите к усилиям в элементах дискретной стержневой модели.

Для наиболее распространенных систем структурных плит без большой погрешности в величине определяемых приближенным расчетом усилий можно пользоваться таблицами для расчета тонких пластин (см. [12], [13]). С помощью таблиц определяют усилия (изгибающие моменты, поперечные силы) в той или иной точке плиты для полоски единичной ширины, которые легко пересчитать на ширину ячейки регулярной структуры. После определения изгибающих моментов M_x и M_y , соответствующих шагу стержней поясной сетки, усилия в поясах можно найти точно так же, как в ферме с параллельными поясами: $N_x = M_x/h$, $N_y = M_y/h$, где N_x, N_y — продольные усилия в стержнях поясной сетки соответствующего направления, h — высота (толщина) структурной плиты. Усилия в раскосах, соединяющих узлы верхней и нижней поясной сеток, определяются, главным образом, величиной поперечных сил в сечениях полосок плиты обоих направлений (Q_x и Q_y). Проектируя поперечные силы в узле на направление раскосов, можно найти усилия в раскосах. Если крутящие моменты в рассматриваемой зоне невелики, то можно принять найденные таким образом величины усилий в раскосах за приближенные значения расчетных усилий. В противном случае правильнее было бы выполнить полный расчет по схеме двойного перехода.

Усилия в опорных раскосах структурных плит определяются, главным образом, величиной опорной реакции стоек (подвесок, вантов и т.п.). При опирании структурного блока (плиты) на 4 точки в углах задача определения усилия в опорном раскосе становится предельно простой: достаточно лишь спроектировать опорную реакцию на направление раскоса (с учетом угла его примыкания к оси стойки или к вертикали) и найти усилие в нем.

Для наглядности ниже будут приведены некоторые простые примеры приближенного расчета усилий в элементах и подбора сечений стержней структурных плит.

7.3.2. Определение усилий в сечениях плиты с помощью справочных таблиц

Рассмотрим для определенности пластину, свободно опертую по контуру под действием нагрузки, равномерно распределенной по всей поверхности (рис. 7.19).

Расчетные формулы для такой пластины имеют вид [13]:

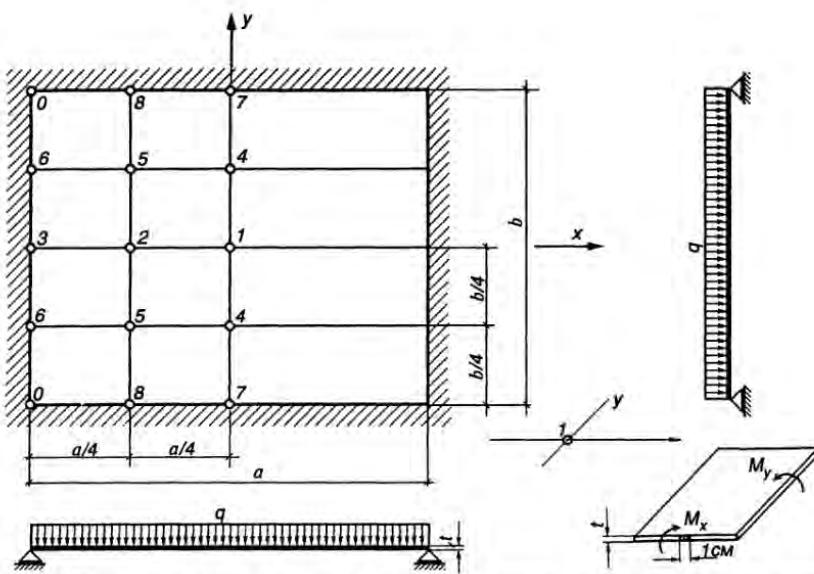


Рис. 7.19. Расчетная схема пластины с указанием точек, соответствующих данным таблиц 7.1...7.3

$$\text{прогиб пластины в центре: } w = \alpha_1 \frac{qa^4}{D}; \quad (7.2)$$

$$\text{изгибающие моменты: } M_x = \alpha_2 qa^2; \quad M_y = \alpha_3 qa^2; \quad (7.3)$$

$$\text{поперечная сила: } Q = \alpha_4 qa; \quad (7.4)$$

опорные реакции на единицу длины опорных кромок:

$$V = \alpha_5 qa; \quad V_0 = \alpha_6 qab. \quad (7.5)$$

Индексы при моментах означают направление, перпендикулярное соответствующей оси; V_0 — реакции, сосредоточенные в вершинах прямоугольного опорного контура пластины.

Значения коэффициентов $\alpha_1 \dots \alpha_6$ в зависимости от соотношения сторон b/a приведены в табл. 7.1...7.3 для указанных на рис. 7.19 точек пластины (при $\nu = 1/6$).

Цилиндрическая жесткость плиты $D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ в первом приближении

может быть определена, как для пластины с такой толщиной, чтобы она оказалась эквивалентной по изгибной жесткости полоске единичной ширины, вырезанной из структурной плиты. Практически это можно сде-

Таблица 7.1. Значения коэффициента α_1 в формуле (7.2)

Соотношение сторон $\mu = a/b$	Значения α_1 для точек			
	1	2	4	5
0,50	0,01013	0,00725	0,00781	0,00560
0,60	0,00865	0,00618	0,00659	0,00472
0,70	0,00726	0,00520	0,00545	0,00395
0,80	0,00603	0,00435	0,00446	0,00325
0,90	0,00498	0,00363	0,00359	0,00264
1,00	0,00406	0,00295	0,00295	0,00217

Таблица 7.2. Значения коэффициентов α_2 и α_3 в формуле (7.3)

$\mu = a/b$	Значения α_2 для точек				Значения α_3 для точек			
	1	2	4	5	1	2	4	5
0,5	0,0994	0,0776	0,0775	0,0600	0,0335	0,0246	0,0357	0,0262
0,6	0,0860	0,0665	0,0681	0,0517	0,0380	0,0277	0,0372	0,0273
0,7	0,0730	0,0570	0,0550	0,0443	0,0422	0,0299	0,0379	0,0278
0,8	0,0617	0,0489	0,0456	0,0368	0,0427	0,0313	0,0375	0,0276
0,9	0,0516	0,0415	0,0380	0,0315	0,0435	0,0318	0,0365	0,0271
1,0	0,0429	0,0355	0,0316	0,0264	0,0429	0,0316	0,0355	0,0262

Таблица 7.3. Значения коэффициентов α_4 , α_5 , α_6 в формулах (7.4) и (7.5)

$\mu = a/b$	Значения α_4 для точек				Значения α_5 для точек				α_6 для точки О
	7	8	3	6	7	8	3	6	
0,5	0,370	0,303	0,465	0,412	0,526	0,437	0,512	0,474	-0,0562
0,6	0,366	0,301	0,441	0,388	0,511	0,420	0,506	0,459	-0,0646
0,7	0,362	0,296	0,415	0,357	0,496	0,408	0,494	0,444	-0,0711
0,8	0,355	0,291	0,388	0,326	0,481	0,398	0,480	0,426	-0,0760
0,9	0,348	0,285	0,363	0,304	0,461	0,394	0,460	0,409	-0,0782
1,0	0,337	0,281	0,337	0,281	0,439	0,393	0,439	0,393	-0,0788

лать так: определить приближенно момент инерции поясных сеток (по ширине ячейки) и разделить на ширину ячейки. Предположим, что пояса ортогональной структуры расположены с шагом $s = 3$ м. Момент инерции структуры для полоски шириной 3 м определим по формуле:

$$J_x = 0,9 \frac{A_1 A_2}{A_1 + A_2} h^2, \quad (7.6)$$

где A_1 , A_2 — площади сечения стержней верхней и нижней сеток; h — высота (толщина) структурной плиты.

Значение этого момента инерции, деленное на 300 см, и даст величину момента инерции J для полоски из плиты единичной ширины (1 см). Эквивалентная толщина плиты, таким образом, равна $t = \sqrt[3]{12J}$.

Таким образом, приближенное общее выражение для эквивалентной цилиндрической жесткости ортогональной структурной плиты может быть записано в виде:

$$D = \frac{0.9EA_1A_2h^2}{b(A_1 + A_2)(1 - \nu^2)}, \quad (7.7)$$

где b — ширина ячейки структуры, см.

Для некоторых типов структур известны и более точные выражения для упругих характеристик [8], [9]. Так, для ортогональной системы с перекрестным расположением диагоналей в обеих поясных сетках при однородных упругих свойствах верхней и нижней сеток цилиндрическую жесткость плиты определяют выражением:

$$D = D_x = D_y = \frac{EA_1stg^2\alpha}{2} \frac{1+\nu}{1+n}, \quad (7.8)$$

где A_1 — площадь сечения стержня верхнего пояса; α — угол наклона раскосов, соединяющих пояса, к вертикали; n — соотношение площадей сечения поясов A_1/A_2 .

Модули упругости плиты относительно главных осей и коэффициент Пуассона при этом находят по формулам:

$$E_x = E_y = \frac{EA_f}{s}(1 + \nu), \quad \nu = \frac{1}{1 + m\sqrt{2}}, \quad (7.9)$$

где A_f — площадь сечения пояса; $m = A_f/A_d$, A_d — площадь сечения диагонали в сетке.

При значительном отличии коэффициента Пуассона от табличного (напомним, что в табл. 7.1...7.3 $\nu_t = 1/6$) для уточнения значений изгибающих моментов можно воспользоваться приближенной формулой [12]:

$$M_1 = \frac{1}{1 - \nu_t^2} [(1 - \nu\nu_t) M_{1t} + (\nu - \nu_t) M_{2t}], \quad (7.10)$$

где $M_2 = M_y$, если $M_1 = M_x$ и $M_2 = M_x$, если $M_1 = M_y$; M_{it} — значение момента, определенное с помощью таблицы.

Регулярная система с квадратной ячейкой и диагоналями малого сечения ($A_d \rightarrow 0$; $m \rightarrow \infty$) превращается в систему, не воспринимающую кручения, близкую к обычным перекрестным фермам, у которой жесткость

на кручение $D_t = 0$ и $v = 0$. Цилиндрическую жесткость плиты в этом случае определяют по формуле:

$$D = \frac{EA_1 s \operatorname{tg}^2 \alpha}{2(1+n)}. \quad (7.11)$$

При $m \rightarrow \infty$ ($A_f \rightarrow 0$, т. е. поясные сетки вырождаются) система приближается к перекрестным фермам, развернутым под углом 45° к осям x и y , для которой $v = 1$, а цилиндрическая жесткость плиты

$$D = D_t = \frac{EA_{1d} s \operatorname{tg}^2 \alpha}{2\sqrt{2}(1+n)}, \quad (7.12)$$

где A_{1d} — площадь сечения верхней диагонали; n — соотношение площадей верхней и нижней диагоналей.

При необходимости приближенного расчета структурных плит с другими вариантами кристаллического строения вам придется обратиться к специальной литературе, например [8], [9].

7.3.3. Особенности автоматизированного расчета структурных плит

В автоматизированном расчете, как правило, используют программы, основанные на методе конечного элемента. Таким элементом в пространственно-стержневой системе является стержень, причем сопряжение стержней в структурах принимают шарнирным. В действительности, в некоторых узлах наблюдается частичное защемление стержней, не исключена полностью и вероятность работы стержней с эксцентрикитетом.

Использование современных программных комплексов для расчета структур позволяет учесть и упругое защемление стержней, и эксцентрикитеты в узлах сопряжения, и, при необходимости, податливость сопряжений, которая может вызвать перераспределение усилий в стержнях. Расчет может быть выполнен с учетом физической нелинейности работы материала и геометрической нелинейности работы системы в целом. Учет геометрической нелинейности деформирования осуществляется, как правило, при пошаговом приложении внешней нагрузки, разделенной на части, с отслеживанием и корректировкой геометрической схемы на каждом шаге. Иногда в расчетных предпосылках допускается развитие пластических деформаций в условно необходимых стержнях, но в этом случае должна быть система оценки геометрической неизменяемости как в большом (для всей системы), так и в малом (местной неизменяемости положения узлов в пространстве).

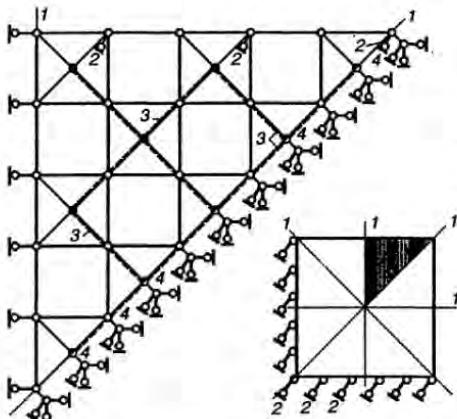


Рис. 7.20. Расчетная схема квадратной плиты, рассчитываемой с учетом четырех плоскостей симметрии

Иногда при сравнительной оценке различных структур может оказаться уместным использование универсальных программных комплексов типа ЛИ-ПА-Windows, АВРОРА, СПРИНТ, STAAD-III и им подобных для статического расчета и подбора сечений стержней. В таких комплексах, как правило, предусмотрены средства упрощения информации о системах регулярной структуры и формирование расчетной схемы конструкции выполняется чрезвычайно быстро. Статический расчет таких систем можно существенно упростить при учете симметрии структуры. Так, для квадратной структурной плиты, рассчитываемой на симметричную нагрузку, достаточно выполнить расчет для 1/4 части плиты или даже — для 1/8 ее части (рис. 7.20). Необходимо лишь правильно выбрать систему связей, имитирующих взаимодействие с «отрезанными» частями конструкции. Правила установки связей перпендикулярно плоскостям симметрии определяют характером возможных перемещений узлов и концов «разрезанных» стержней, размещенных на этих плоскостях. Если узел лежит на плоскости симметрии и соединен с конструкцией тремя стержнями или более, то достаточно поставить одну связь, ограничивающую смещение узла перпендикулярно плоскости симметрии. Если стержень оказался рассеченным по длине пополам плоскостью симметрии, то на его конце (на плоскости симметрии) необходимо поставить связи по числу степеней свободы системы, т. е. три — для пространственной шарнирно-стержневой системы (по осям X , Y и Z). В любом случае связи должны имитировать возможность свободного смещения в плоскости симметрии при отсутствии угла поворота плиты в сечении этой плоскостью. Для стержней, расположенных в плоскости симметрии, жесткость принимают половиной.

стить при учете симметрии структуры. Так, для квадратной структурной плиты, рассчитываемой на симметричную нагрузку, достаточно выполнить расчет для 1/4 части плиты или даже — для 1/8 ее части (рис. 7.20). Необходимо лишь правильно выбрать систему связей, имитирующих взаимодействие с «отрезанными» частями конструкции. Правила установки связей перпендикулярно плоскостям симметрии определяют характером возможных перемещений узлов и концов «разрезанных» стержней, размещенных на этих плоскостях. Если узел лежит на плоскости симметрии и соединен с конструкцией тремя стержнями или более, то достаточно поставить одну связь, ограничивающую смещение узла перпендикулярно плоскости симметрии. Если стержень оказался рассеченным по длине пополам плоскостью симметрии, то на его конце (на плоскости симметрии) необходимо поставить связи по числу степеней свободы системы, т. е. три — для пространственной шарнирно-стержневой системы (по осям X , Y и Z). В любом случае связи должны имитировать возможность свободного смещения в плоскости симметрии при отсутствии угла поворота плиты в сечении этой плоскостью. Для стержней, расположенных в плоскости симметрии, жесткость принимают половиной.

7.4. Последовательность и особенности проектирования структурных плит

Проектирование структурных плит включает следующий ряд вопросов, которые инженеру необходимо решить для выбора обоснованного рационального решения:

- выбор схемы структурной плиты и выбор условий ее опирания;
- определение генеральных размеров конструкции;
- составление расчетной схемы и статический расчет плиты;
- конструктивный расчет плиты с подбором сечений, проверкой прочности и устойчивости стержней, а также расчетом прочности узлов.

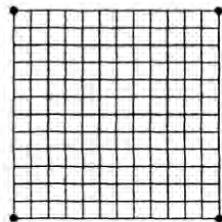
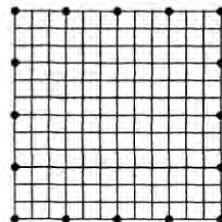
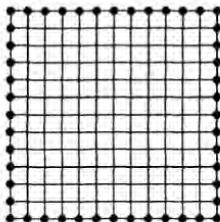
Структурными плитами перекрывают обычно пролеты 18...30 м. При выборе схемы плиты приходится учитывать ее назначение, величину перекрываемого пролета, опорных конструкций, конструкции кровли, условия размещения и характеристики технологического оборудования, возможности изготовления (на специализированных или универсальных заводах металлоконструкций).

Выбор схемы структурной плиты прежде всего существенно зависит от условий ее опирания. Различают три наиболее часто встречающиеся схемы опирания структурных плит: контурное — при размещении опор по всему контуру (рис. 7.21, а); внутренконтурное — со смещением опор внутрь и образованием консолей (рис. 7.21, б); смешанное опирание, когда опоры располагают не только по контуру, но и внутри него (рис. 7.21, в). Для симметричных по структуре плит, как правило, применяют и симметричное расположение опор. Но не исключены и другие схемы размещения опор, например смешанное опирание с несимметричным размещением дополнительных опор внутри контура. При относительно больших пролетах структурных плит иногда используют схемы опирания с подвеской на ванты в нескольких внутренконтурных точках (см. рис. 7.17). Ванты при этом крепят к пylonам, пропущенным сквозь структурную плиту, либо к тросам-подборам. Это создает некоторые проблемы в оформлении узлов пересечения вант с кровлей, но зато позволяет перекрывать структурами пролеты 60 м и более.

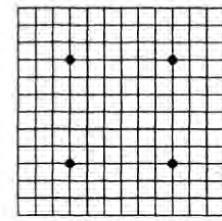
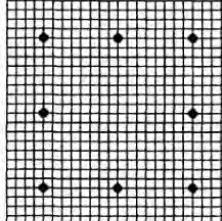
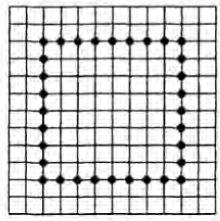
Металлоемкость структурных плит в значительной мере зависит от условий их опирания. Опоры на контуре целесообразно ставить не реже, чем на расстоянии, равном $1/4$ пролета. При опирании квадратной плиты только в угловых точках расход металла увеличивается примерно в 2 раза, а прогиб в середине пролета возрастает в 3 раза. Для плит пролетом 18 м вполне допустимо контурное опирание на стойки, размещенные с шагом 6 м. Обычно применяемый вылет консолей плиты составляет 0,1...0,3 пролета, оптимальный вылет консолей квадратной плиты близок к $1/4$ пролета.

Кроме описанных выше разрезных и консольных плит применяют и неразрезные структурные плиты. Неразрезность плит позволяет снизить расход металла на 15...20% и повысить их жесткость. Но следует иметь в

a)



б)



в)

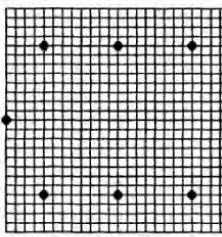
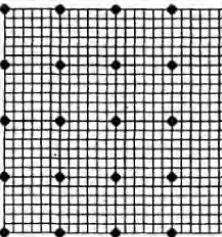
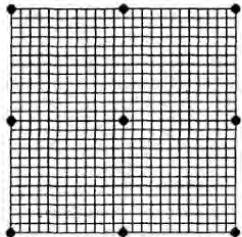


Рис. 7.21. Варианты опирания структурных плит:

a — контурные; *б* — внутриконтурные; *в* — смешанные

виду, что неразрезные плиты более чувствительны к различной осадке опор, чем разрезные.

Генеральными размерами структурных плит называют общую ширину B , пролет (длину) l и высоту (толщину плиты) h . Важной характеристикой является также размер ячейки поясных сеток (стороны основания кристалла) a . Наиболее распространены квадратные плиты с ортогональными ячейками поясных сеток, и это вполне оправдано тем, что пространственный эффект проявляется полнее всего при отношении $l/B=1$. Весьма эффективны структурные плиты на гексагональном плане при использовании треугольных и шестиугольных сеток поясов. При отношении $l/B \geq 2$ прямоугольная плита по своей работе близка к работе линейной протяженной конструкции. Конструкции с таким соотношением сто-

рон обычно называют пространственными блоками (например, пространственный блок покрытия), хотя по конструктивному решению они могут быть выполнены совершенно аналогично структурным плитам.

Высоту (толщину) структурной плиты выбирают с учетом технологических требований и по экономическим соображениям. Если нет особых технологических ограничений, связанных с размещением систем оборудования в пределах покрытия и т. п., то может быть выбрана оптимальная высота по критерию минимальных приведенных затрат, минимальной стоимости или минимума затрат металла. Первый из критериев наиболее предпочтителен, так как он позволяет учесть эксплуатационные затраты.

Так, оптимальная высота для разрезных структурных плит системы «МАрХИ» для средней полосы России и районов Урала и Сибири составляет $1/14 \dots 1/16$ пролета и с ростом пролета она уменьшается. При выборе высоты проверяют также минимально необходимое ее значение по требованиям жесткости. Нормативное требование к жесткости связано с прогибом плиты в середине пролета, который можно найти лишь после назначения всех параметров, в том числе и сечений стержней. Приближенное значение минимально необходимой высоты может быть найдено по формуле, аналогичной тем, что используются для отыскания минимальной требуемой высоты балочных конструкций [4]:

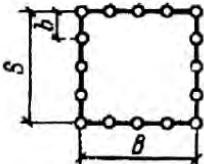
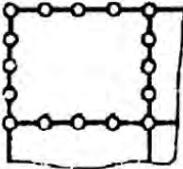
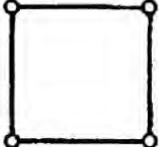
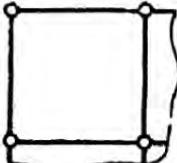
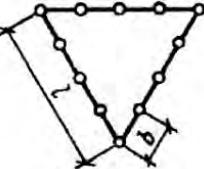
$$h_{\min} = 4\xi \frac{R_y}{\gamma_f E(1+\varphi)} \left[\frac{l}{f} \right] k l, \quad (7.13)$$

где ξ — коэффициент, учитывающий форму плиты и условия опирания (табл. 7.4); γ_f — осредненный коэффициент надежности по нагрузке; φ — осредненный коэффициент продольного изгиба для сжатых стержней поясов; k — коэффициент, учитывающий влияние податливости решетки: ($k = 1,2 \dots 1,1$ для относительной высоты плиты $h/l = 1/12 \dots 1/24$). Значение $[l/f]$ принимают по нормативным требованиям 250 или 300 (при $l \geq 36$ м).

С помощью табл. 7.4 легко оценить влияние граничных условий для плиты: при опирании на колонны, расположенные с шагом не более $1/4$ пролета, коэффициент ξ на 27% меньше, чем у протяженного блока ($\xi = 1/9,6$), а это значит, что требуется и меньшая высота структуры.

Окончательное значение высоты плиты выбирают из области, ограниченной указанными выше значениями. Практика проектирования показывает, что иногда оптимальная высота (найденная без учета ограничения по жесткости) оказывается меньше минимально необходимой по требованиям жесткости и тогда последняя рассматривается как определяющая.

Таблица 7.4. Значения коэффициента ξ

Схема структурной плиты и размещение опор	Для квадрата	Для прямоугольника
	1/12,9	$\frac{1}{12,9} (0,32 + 0,92\mu - 0,24\mu^2)$
Разрезная $b \leq B/4$		
	1/15,5	$\frac{1}{15,5} (0,32 + 0,92\mu - 0,24\mu^2)$
Неразрезная		
	1/4,3	$\frac{1}{4,3} (4,48 + 8,32\mu - 4,84\mu^2)$
Разрезная		
	1/5,5	$\frac{1}{5,5} (2,16 + 2,04\mu - 0,88\mu^2)$
Неразрезная		
	Для равносторонне-го треугольника 1/30	—
Разрезная $b \leq l/4$		

П р и м е ч а н и е . Для прямоугольных плит $\mu > 1$ и при расчете высоты по формуле (7.13) принимается пролет l меньшей стороны; b — расстояние между опорами по контуру плиты.

В конструктивных решениях, где за основу принят стержень унифицированной длины, высота структуры и размер ячейки взаимосвязаны, поскольку все размеры определены конструкцией кристалла и стандартной длиной стержня. Так, в структурных плитах «МАрХИ» при длине стержня, примерно равной 3 м, высота структуры равна 2,12 м.

В тех случаях, когда размер ячейки подлежит выбору, приходится учитывать целый ряд факторов: размеры плит ограждения, транспортные габариты (например, при перевозке пирамид), модульность размеров, кратность пролета размеру ячейки. Наиболее приемлемым размером ячейки поясных сеток для плит пролетом до 36 м является 3 м.

После выбора размеров плиты составляют расчетную схему, уточняют нагрузки и выполняют статический расчет, особенности которого рассмотрены выше. Предполагается, как уже было сказано, шарнирное сопряжение элементов в узлах и узловое приложение нагрузки. Таким образом, стержни структурной плиты работают на центральное растяжение или сжатие. Небольшие изгибающие моменты, возникающие в стержнях структуры от их частичного защемления в узлах или внецентренности соединений, как правило, не учитывают. Расчетные длины стержней в структурах обычно одинаковы при проверке устойчивости относительно обеих главных осей сечения, поэтому здесь рациональны равноустойчивые круглые или квадратные трубчатые тонкостенные сечения. В структурах, заведомо рассчитанных на применение более дешевых прокатных профилей, выбор их определяется конструкцией узлов.

Проверку прочности и устойчивости стержней выполняют в соответствии с действующими нормами проектирования. Расчетные длины элементов структур приведены в табл. П 6.3. Узлы структурных плит и оболочек рассматривают как пространственные шарниры, поэтому расчетные длины стержней равны их геометрической длине или близки к ней. В случае непосредственного опирания профилированного кровельного настила на пояса структур и прикрепления настила к поясам, расчетная длина поясных стержней может быть уменьшена вдвое. Но при этом необходимо рассчитать пояс не только на продольные усилия, но и на местный изгиб. В некоторых конструктивных решениях используют кровельные панели, ширина которых меньше расстояния между узлами поясной сетки и на пояса передаются местные сосредоточенные нагрузки. Проверка на одновременное воздействие продольных усилий и местного изгиба здесь также необходима.

Кроме проверки устойчивости и прочности стержней выполняют проверку по предельной гибкости, значения которой для сжатых и растянутых элементов структур приведены в таблицах П 9.1, П 9.2 [1].

В заключение отметим, что конструктивные формы структурных плит чрезвычайно многообразны, однако инженерное творчество в этой области вряд ли следует считать законченным. Учитывая практически неисчерпаемое богатство кристаллических структур, можно надеяться, что нас ожидает еще не мало изобретений в этой области.

Примеры приближенного расчета структурных плит

Пример 7.1. Для ортогональной структурной плиты размерами в плане 30x30 м, свободно опертой по контуру на часто расположенные стойки и нагруженной равномерно распределенной расчетной нагрузкой 3 кПа, определить приближенно усилия в наиболее нагруженных стержнях поясных сеток и подобрать сечения стержней. Шаг сеток принят 3 м; нижние узлы смещены по отношению к верхним на половину шага; поясные диагонали отсутствуют (схему см. на рис. 7.2); плита опирается на стойки верхними узлами; высота (толщина) структуры равна 2,12 м (т. е. длина раскосов равна длине стержней поясной сетки 3 м).

Поскольку система представляет собой две ортогональные группы перекрестных (наклонных) ферм и при отсутствии поясных диагоналей не сопротивляется кручению, то $D_t = 0$; $v = 0$.

- Определим приближенно значения изгибающих моментов в характерных точках плиты, пользуясь расчетной схемой, изображенной на рис. 7.19, и табл. 7.2. Для определения изгибающих моментов в центре плиты в таблице находим значения коэффициентов α_2 и α_3 , которые, естественно, для квадратной плиты равны между собой $\alpha_2 = \alpha_3 = 0,0429$ (для точки 1). По формуле (7.3) находим табличные значения изгибающих моментов для полосы шириной 1 м: $M_{xt} = M_{yt} = \alpha_2 q a^2 = 0,0429 \cdot 3 \cdot 30^2 = 115,83 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

- Скорректируем значение изгибающего момента с учетом разницы между действительным и табличным значениями коэффициента Пуассона по формуле (7.10):

$$M_x = M_y = \frac{1}{1 - 0,15^2} [(1 - 0) M_{xt} + (1 - 0) M_{yt}] = \frac{1}{1 - 0,15^2} 2 M_{xt} = 2,04 M_{xt}.$$

Таким образом, для полосы шириной 3 м значение расчетного изгибающего момента будет равно $3 \cdot 2,04 \cdot 115,83 = 708,88 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

- Приближенные значения расчетных продольных усилий в стержнях поясных сеток найдем делением изгибающего момента на высоту плиты

$$N_x = N_y = 708,88 / 2,12 = 334,38 \text{ кН.}$$

- Подберем сечения стержней поясных сеток. В нижнем (растянутом) поясе мы можем сразу же вычислить необходимую площадь сечения стержня и подобрать по сортаменту необходимое и достаточное по условию прочности сечение.

Примем для определенности, что материал несущих элементов структурной плиты — сталь класса С245 с расчетным сопротивлением $R_y = 24 \text{ кН}/\text{см}^2$; $\gamma_c = 1$. Тогда требуемая площадь сечения стержня равна $334,38 / (24 \cdot 1) = 13,93 \text{ см}^2$. По сортаменту (П11.13 [1]) находим сечение трубы $\varnothing 108 \times 4,5$ с площадью сечения $A = 14,6 \text{ см}^2$. Для подбора сечения сжатого пояса необходимо задаться коэффициентом продольного изгиба φ (обычно значения φ находятся в пределах 0,6...0,8). Примем в первом приближении $\varphi = 0,7$. Тогда требуемая площадь сечения сжатого пояса, при учете коэффициента условий работы $\gamma_c = 1$, будет равна:

$$A_1 = N / (\varphi R_y \gamma_c) = 334,78 / (0,7 \cdot 24 \cdot 1) = 19,9 \text{ см}^2.$$

По сортаменту находим необходимое сечение трубы Ø127x5,5. Площадь сечения $A = 21 \text{ см}^2$. Проверка устойчивости стержня $N/A\varphi = 334,38/(0,754 \cdot 21) = 21,12 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2$; значение φ здесь найдено по фактической величине гибкости $\lambda = l_0 / i = 300/4,3 = 69,8$; ($l_0 = 300 \text{ см}$; $i = 4,3 \text{ см}$). Условие предельной гибкости для сжатого элемента $\lambda \leq 180 - 60\alpha$ (табл. П9.1 [1]) выполняется: в данном случае $\lambda = 300/4,3 = 69,8 < 127 = 180 - 60(21,12 / 24)$.

Пример 7.2. Для структурной плиты, описанной в примере 7.1, определить приближенно усилия в наиболее нагруженных раскосах и подобрать их сечение.

Усилия в наиболее нагруженных раскосах найдем приближенно с помощью табл. 7.3. Наибольшие значения коэффициента α_5 имеют место для точек 3 и 7 и равны 0,439. По формуле (7.5) находим значение погонной опорной реакции (силы, приходящейся на единицу длины опорной линии)

$$V = \alpha_5 q a = 0,439 \cdot 3 \cdot 30 = 39,51 \text{ кН/м.}$$

Примем для определенности, что стойки на контуре плиты расставлены с шагом 6 м. Тогда нагрузку на одну стойку надо собрать с длины опорной линии, равной 6 м. На одну стойку приходится сила $V \cdot 2b = 39,51 \cdot 2 \cdot 3 = 237,06 \text{ кН}$. Эта сила проектируется на направление двух примыкающих к стойке раскосов. В рассматриваемой системе принято, что длина раскоса равна длине стержня поясной сетки. В этом случае раскосы примыкают к вертикали под углом 45° . Тогда усилие в одном из раскосов будет равно $N_{d,3} = V \cdot 2b / 2\cos 45^\circ = 237,06 / 2 \cdot 0,707 = 167,64 \text{ кН}$.

Сечение растянутого раскоса подбираем по требуемой площади сечения из условия прочности $N_{d,3} / R_y \gamma_c = 167,64/24 \cdot 1 = 6,985 \text{ см}^2$. По сортаменту находим трубу Ø70x4 с площадью сечения $A_d = 8,3 \text{ см}^2$; радиус инерции $i = 2,3 \text{ см}$.

Условие предельной гибкости $\lambda \leq 400$ (см. табл. П9.2[1]) выполняется: $300/2,3 < 400$.

Пример 7.3. Для рассмотренной выше структурной плиты дать оценку значения прогиба в центре плиты под указанной выше нагрузкой.

При определении прогиба конструкций пользуются нормативными величинами нагрузок, однако для упрощения процедуры расчета вначале можно дать оценку с запасом по расчетным нагрузкам, и если жесткость не обеспечена, то повторить расчет по нормативным нагрузкам. Мы так и поступим.

Предварительно найдем с помощью табл. 7.1 цилиндрическую жесткость плиты по формуле (7.11):

$$D = \frac{EA_1 s \operatorname{tg}^2 \alpha}{2(1+n)} = \frac{2,06 \cdot 10^4 \cdot 21 \cdot 300}{2} 10^{-2} \frac{1}{1+21/14,6} = 266160 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

В табл. 7.1 находим значение $\alpha_1 = 0,00406$ (для точки 1) и по формуле (7.2) определяем приближенное значение прогиба в центре плиты

$$w = \alpha_1 \frac{qa^4}{D} = 0,00406 \frac{3 \cdot 30^4}{266160} = 0,03706 \text{ м} \approx 3,71 \text{ см.}$$

Фактический прогиб структурной плиты окажется несколько больше этой величины по следующим причинам: во-первых, при определении цилиндрической жесткости принята в расчет наибольшая жесткость плиты в ее центре; во-вторых, на значении прогиба скажется сдвиговая податливость решетки; и наконец, в-третьих, прогиб увеличится из-за податливости узлов (например, в моделях структур с болтовыми соединениями, работающими на смятие и сдвиг). Неточность в оценке цилиндрической жесткости дает 15...20 %, влияние остальных факторов может дать увеличение прогиба еще на 20...25 %. В данном случае, если даже принять наибольшие значения коэффициентов (1,20 и 1,25), получаем окончательную оценку прогиба в центре плиты равной $3,71 \cdot 1,20 \cdot 1,25 = 5,6 \text{ см}$, что составляет $\approx 1/540$ от

пролета. Таким образом, по второй группе предельных состояний рассматриваемая структурная плита будет иметь запас, что вполне естественно, так как для обеспечения требуемой нормами жесткости квадратных плит достаточна высота плиты $1/20\dots 1/24$ от пролета, а в нашем же случае она составляет $2,12/30 \approx 1/14 l$.

Литература к гл. 7

- 1...7. См. общий список литературы.
8. Трофимов В.И., Бегун Г.Б. Структурные конструкции.— М.: Стройиздат, 1972.
9. Рекомендации по проектированию структурных конструкций. ЦНИИСК им. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1984.
10. Трушев А.Г. Пространственные металлические конструкции.— М.: Стройиздат, 1983.
11. Файбишенко В.К. Металлические конструкции.— М.: Стройиздат, 1984.
12. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический, т. II.— М.: Стройиздат, 1973.
13. Вайнберг Д.В., Вайнберг Е.Д. Расчет пластин.— Киев: Будівельник, 1970.
14. Клячин А.З. Пространственные стержневые металлические конструкции регулярной структуры. — Екатеринбург: «Диамант», 1995.

Глава 8

ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

8.1. Общие положения

8.1.1. Конструктивные особенности висячих покрытий

Висячими называют покрытия, в которых главные несущие конструкции работают на растяжение. Они могут быть образованы из стальных стержней, тросов, фасонного проката, стальных листов.

Висячее покрытие на основе тонких растянутых стержней и полос было создано в России (Нижний Новгород) В.Г. Шуховым в 1896 г. (рис. 8.1). И только в 50-е годы нашего столетия было начато бурное использование тросов для перекрытий больших пролетов. Впервые это сделал польский архитектор М.Новицкий с созданием в 1950 г. оригинальной конструкции спортивного зала с размером в плане 97x92 м, который через два года был построен в США в городе Рэлей (рис. 8.2). Сочетание растянутых нитей в пролете и сжатых арок опорного контура наилучшим образом отвечает конструктивной форме тех и других. Подобная идея с заменной наклонных арок эллиптическим кольцом, изогнутым в вертикальной плоскости, была реализована в 1953 г. Шеллингом при перекрытии зрелищного зала в г. Карлсруэ (ФРГ). В это же время в нашей стране родилось предложение Г.Д. Попова и В.М. Вахуркина по созданию предварительно напряженных ферм из тросов, которое вскоре было реализовано в ряде проектов. Первое вогнутое радиальное покрытие стадиона диаметром 94 м по про-

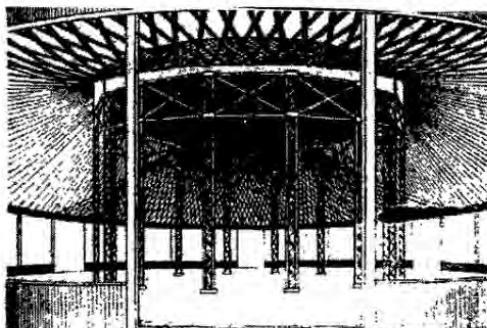


Рис. 8.1. Павильон на Всероссийской выставке в Нижнем Новгороде



Рис. 8.2. Рэлей-арена

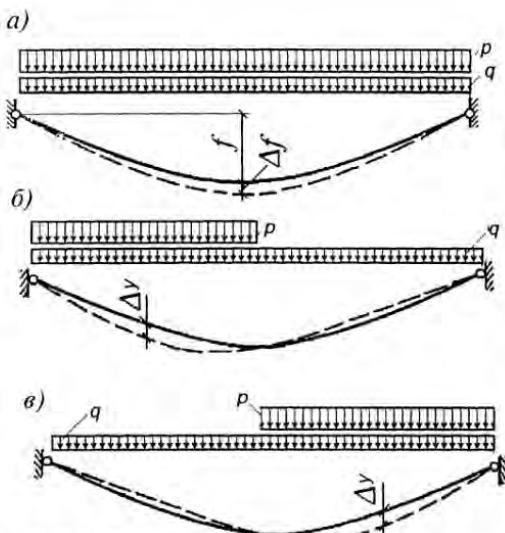


Рис. 8.3. Дополнительные провесы гибкой нити:
а — вызванные упругими удлинениями; б, в — то же, кинематическими перемещениями

тывать их высокую деформативность. Дополнительные провесы (прогибы) гибкой нити определяются двумя причинами: упругими удлинениями нити при ее растяжении (рис. 8.3, а) и кинематическими перемещениями. Нить всегда стремится наилучшим образом приспособиться к нагрузке, поэтому ее конфигурация при изменении положения поперечной нагрузки всякий раз меняется (рис. 8.3, б, в) и, казалось бы, ценное качество превращается в основной недостаток, требующий применения специальных мер по сохранению формы (*стабилизации*) нити. Другим важным фактором является необходимость уравновесить растягивающие усилия в нитях путем создания опорного контура с элементами, работающими на сжатие. Именно эти обстоятельства и стремление к их преодолению явились причиной большого разнообразия конструктивных форм висячих покрытий.

Единая терминология и система классификации висячих покрытий пока еще не сложилась, поэтому мы условно будем делить их на пять групп:

- Однопоясные системы (рис. 8.4, а), представляющие собой параллельно или радиально расположенные нити, по которым уложены ограждающие конструкции. Последние должны быть достаточно тяжелыми для того, чтобы доли локальной снеговой нагрузки и ветрового отсоса были малы по сравнению с постоянной нагрузкой и не сильно влияли на

екту Риоса появилось в 1956 г. в Монтевидео (Уругвай). В 1958 г. на Всемирной выставке в Брюсселе по проекту Стоуна был перекрыт павильон США диаметром 104 м двухпоясной системой, напоминающей гигантское велосипедное колесо, горизонтально поставленное на колонны. Различные вариации этих и некоторых других идей в самых причудливых формах их воплощения получили свое дальнейшее развитие практически во всех передовых странах мира.

При проектировании висячих покрытий следует учить-

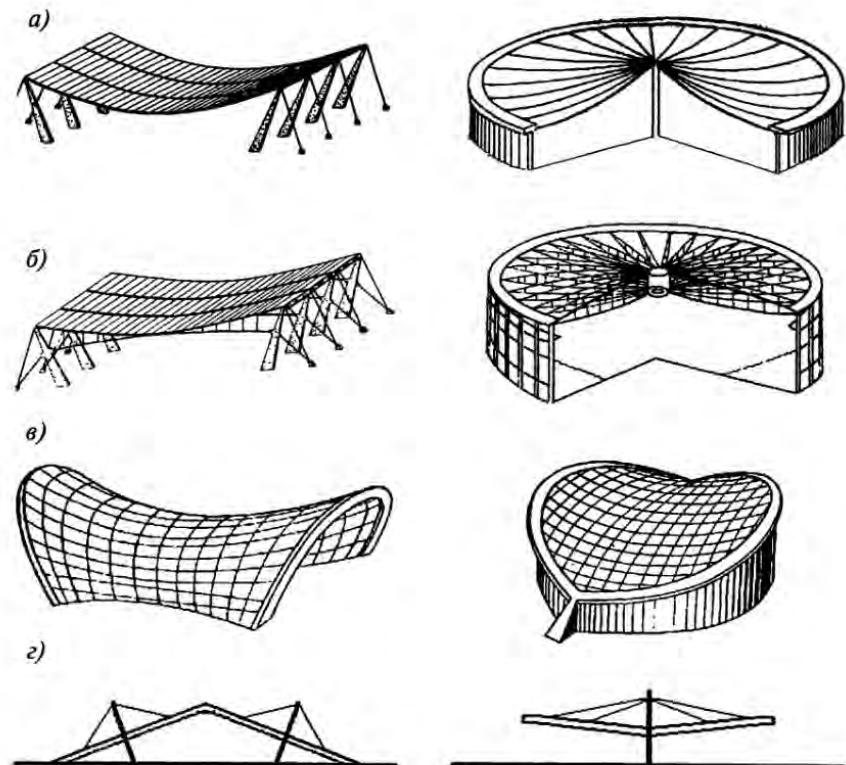


Рис. 8.4. Системы висячих покрытий:

а — однопоясные; *б* — двухпоясные; *в* — перекрестные; *г* — комбинированные

кинематические перемещения. Обычно это железобетонные плиты. Для дополнительной стабилизации плиты до замоноличивания швов могут быть пригружены временной монтажной нагрузкой, которая после набора бетоном прочности снимается. Это позволяет превратить систему в предварительно сжатую железобетонную оболочку. Аналогичный результат можно получить при использовании для замоноличивания швов расширяющегося цемента. Другим вариантом стабилизации покрытий на основе однопоясных систем является применение нитей конечной жесткости, выполненных из прокатных профилей в виде сплошностенчатых либо сквозных конструкций.

- В двухпоясных системах висячих покрытий (рис. 8.4, *б*) стабилизацию осуществляют путем введения дополнительной нити, которая через подвески (распорки) или решетку догружает несущую нить.

- В *перекрестных системах* висячих покрытий двойкой кривизны (рис.8.4, в) стабилизирующие нити располагают перпендикулярно или под углом к несущим. Форму поверхности перекрестных систем обычно принимают в виде гиперболического параболоида (гипара).
- *Мембранные покрытия* не содержат в своем составе канатов, их выполняют из листовой стали, сочетающей несущие и ограждающие функции.
- Конструкции *комбинированных вантовых покрытий* (рис.8.4, г) весьма разнообразны. Их характерной особенностью является наличие жесткой конструкции, поддерживаемой вантами.

Преимуществами висячих покрытий являются: полное использование несущей способности высокопрочных сталей и как следствие малый собственный вес и сравнительно низкая стоимость несущих конструкций (увеличение прочности стали опережает рост ее стоимости); разнообразие форм и архитектурная выразительность зданий; транспортабельность элементов висячих покрытий (тросов в бухтах, металлических оболочек — в рулонах); удобство монтажа (почти без лесов и подмостей, без кранов большой грузоподъемности); высокая сейсмостойкость.

К недостаткам висячих покрытий относятся: повышенная деформативность; необходимость устройства дополнительных конструкций для восприятия распора; относительная трудность водоотвода.

Как уже отмечалось, терминология по висячим покрытиям еще окончательно не сформировалась, поэтому будем пользоваться следующими понятиями:

нить — гибкий провисающий стержень, работающий на растяжение и несущий поперечную нагрузку в пролете;

гибкая нить — нить с нулевой изгибной жесткостью, работающая только на растяжение;

жесткая нить — нить конечной изгибной жесткости, работающая в основном на растяжение, но способная воспринимать относительно небольшие изгибающие моменты;

струна — гибкий практически непровисающий стержень, работающий на растяжение и несущий поперечную нагрузку;

ванта — прямолинейный или провисающий стержень, работающий на растяжение, не несущий поперечной нагрузки в пролете;

канат — гибкий стержень из тонких стальных проволок, объединенных в систему путем свивки, прошивки, склеиванием и другими способами;

трос — разновидность каната, в котором проволоки свиты в пряди, а пряди — в канат.

8.1.2. Опорные конструкции покрытий

В висячих покрытиях распор нитей передают на опорные конструкции, технические решения которых весьма сильно влияют на технико-экономические показатели здания в целом. Опорные конструкции должны обеспечивать размещение анкерных креплений канатов, воспринимать растягивающие усилия в нитях и передавать их на основание здания, создавать жесткий опорный контур покрытия для ограничения деформаций висячей системы. Геометрия и конструктивная форма опорного контура должны быть увязаны с принятой системой несущих конструкций и с формой здания в плане. Все эти факторы настолько сильно переплетаются, что порой трудно сказать, какой из них является определяющим. Поэтому при компоновке здания и выборе конструктивных решений требуется комплексный подход с учетом всех обстоятельств.

Наиболее просто эти задачи решаются для круглых и эллиптических в плане зданий. Наружное опорное кольцо 3 (рис.8.5, а) позволяет погасить распор в пределах покрытия и создать внутренне уравновешенную систему с передачей на фундаменты только вертикальных усилий. В иных случаях на фундаменты дополнительно передаются также составляющие усилий от распора. Наружное опорное кольцо в основном работает на сжатие, поэтому его обычно делают из железобетона.

В перекрестных висячих покрытиях двойкой кривизны весьма удачным решением является опорная конструкция упомянутой выше Рэлей-арены или других систем в виде двух наклонных арок (рис.8.5, б). Распор несущих нитей уравновешивается собственным весом тяжелых железобетонных арок и подвешенных к ним стен. Сами арки работают на сжатие, что соответствует их конструктивной форме.

Прямоугольный план здания не отвечает задаче восприятия распора, но поскольку подобная форма является главенствующей в архитектуре, ведется поиск, приспособленный к решению этой задачи. Рассмотрим основные схемы опорных конструкций на прямоугольном плане.

Распор может быть передан на фундаменты с помощью сжатых стоек и растянутых оттяжек, как показано на рис.8.4, а. Большое количество оттяжек и анкерных фундаментов, закрепляющих их в грунте, делает такое решение неэффективным, поэтому в пределах одного шага колонн размещают несколько нитей и крепят их к специальным балкам опорного контура. Оттяжки устанавливают только в местах опирания балок на колонны. Кроме того, можно прикреплять несколько оттяжек к одному фунда-

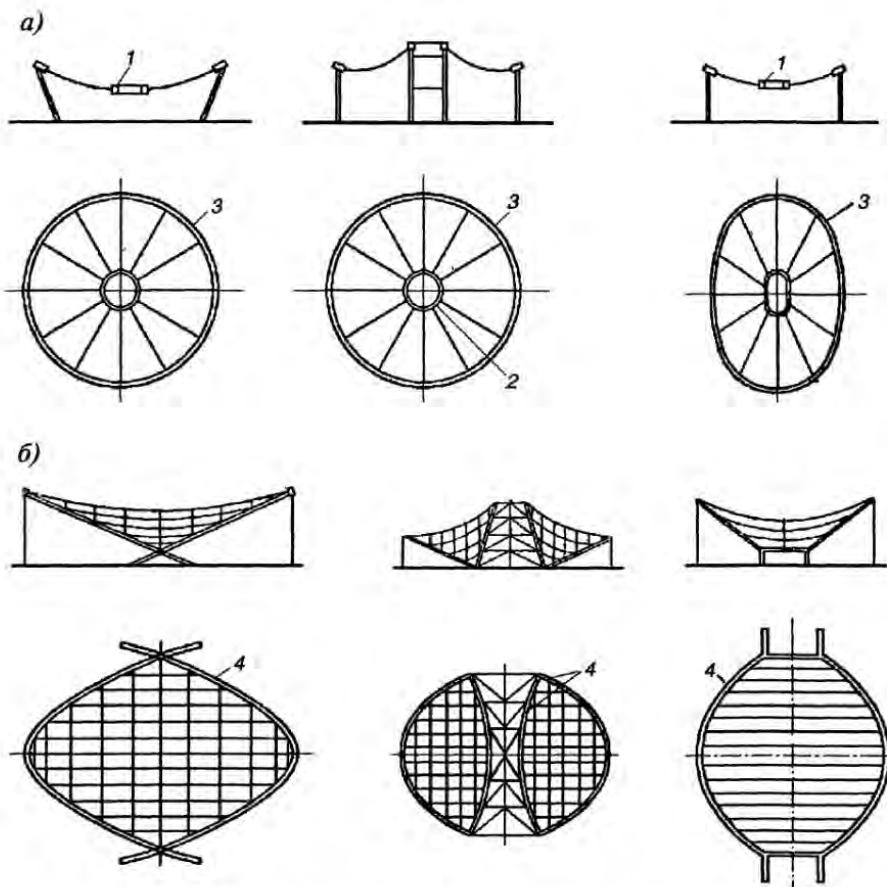


Рис. 8.5. Схемы круглых и арочных опорных конструкций:

a — круглых; *б* — арочных; 1 — внутреннее кольцо; 2 — то же, опорное; 3 — наружное опорное кольцо; 4 — опорные арки

менту (рис. 8.6, *a*), что облегчает производство работ, хотя и связано с увеличением длины оттяжек.

Распор может быть передан через балки 3 (рис. 8.6, *б*), расположенные в плоскости покрытия, на торцевые диафрагмы в виде сплошных стен или контрфорсов. В этом случае промежуточные стойки 2 небольшой жесткости воспринимают лишь часть вертикальных составляющих усилий. Распор на диафрагмы можно передать через криволинейные стены (рис. 8.6, *в*), которые выполняют либо сплошными, либо в виде рам с рядом стоек и криволинейным ригелем.

Усилия распора можно передать на междуэтажные перекрытия и далее на ригели рам, либо непосредственно на жесткие рамы (рис.8.6, *г*). Применение таких рам экономически оправдано, если они функционально необходимы в здании, например для устройства пристроек, трибун и т.п.

Известны примеры возведения висячих систем с опорным контуром в виде квадрата, шестиугольника (рис.8.7, *а*, *б*). Безызгибная работа таких конструкций может быть обеспечена при передаче распора в углы опорного контура. Если это не удается сделать непосредственно, то прибегают к использованию дополнительной конструкции — *подбора*, закреплен-

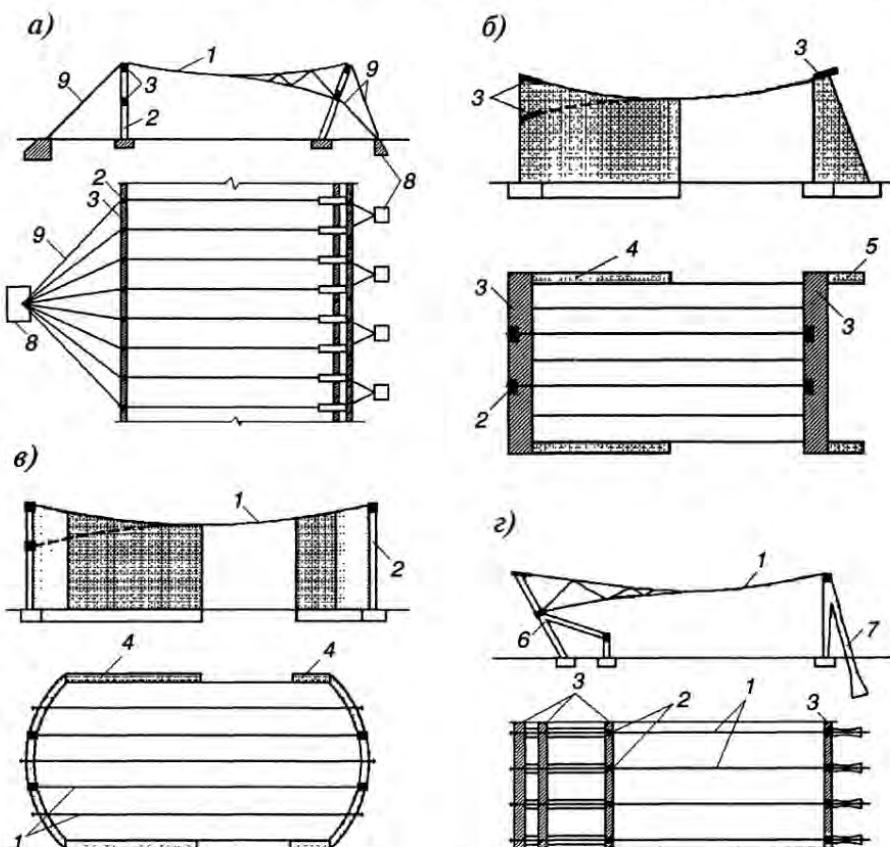


Рис. 8.6. Опорные конструкции:

а — с передачей распора на оттяжки; *б* — то же, на торцевые диафрагмы; *в* — то же, на криволинейные стены; *г* — то же, на рамы в плоскостях тросов; 1 — тросы (тросовые фермы); 2 — колонны; 3 — жесткие балки; 4 — торцевые диафрагмы; 5 — контрфорсы; 6 — поперечные рамы; 7 — растянутые подкосы; 8 — анкерные фундаменты; 9 — оттяжки

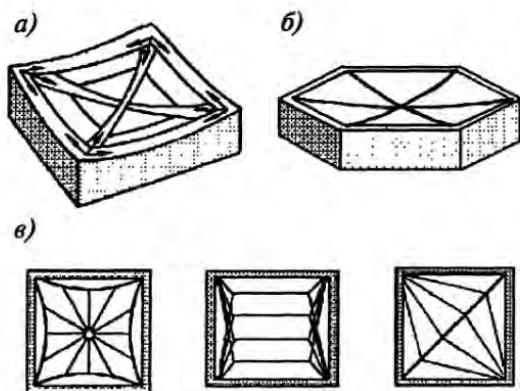


Рис. 8.7. Безызгибные опорные контуры:
а — квадратный; б — шестиугольный; в — с тросами-подборами

ют из канатов, вместо которых при малых пролетах иногда используют круглую сталь. Жесткие нити проектируют из фасонного проката. В мембранных покрытиях применяют тонколистовой прокат.

Канаты бывают *витыми* и *невитыми*. Витые канаты изготавливают из высокопрочной проволоки (светлой или оцинкованной) диаметром 0,4...6 мм. Чем меньше диаметр проволоки, тем выше ее предел прочности, однако по соображениям антикоррозионной стойкости в канатах для висячих покрытий применяют проволоку диаметром более 1,5 мм.

При изготовлении витых канатов на центральный сердечник из стали или других материалов по спирали наматывают первый слой проволок, затем второй и последующие слои. Направление свивки в соседних слоях может сохраняться, образуя при одинаковом шаге свивки по всем слоям линейное касание проволок (ЛК), или меняться на противоположное (либо иметь разный шаг свивки по слоям) с точечным касанием проволок (ТК), возможны различные комбинации с точечным и линейным касанием (ТЛК), в том числе при разных диаметрах проволок (ТЛК-РО). Образованное в результате такой свивки изделие может поставляться в форме готовой продукции, названной спиральным канатом, либо использоваться в качестве пряди для последующей свивки. Из прядей путем последовательной намотки слоев могут быть изготовлены канаты тросовой конструкции (двойной свивки) или стренги для их дальнейшей свивки в канаты кабельтовой конструкции (тройной свивки).

Спиральные канаты могут быть открытого, закрытого и полузакрытого типов. Открытые канаты состоят из круглых проволок. Закрытые канаты имеют наружный слой из Z-образных проволок, которые образуют

ного в углах опорного контура (рис.8.7, в, г). Подбор расположена в плоскости покрытия, он может быть выполнен из тросов, полосовой или профильной стали и работает на растяжение от усилий распора в прикрепленных к нему нитей.

8.1.3. Материалы

Несущие конструкции висячих покрытий с гибкими нитями обычно выполня-

плотную поверхность, защищая внутренние слои от коррозии. Наружный слой полузакрытых канатов выполняют из чередующихся X-образных и круглых проволок. На рис. 8.8 показаны поперечные сечения витых канатов.

Невитые канаты представляют собой группы параллельно уложенных многослойных прядей ТК или проволок диаметром 2...8 мм, а также канатов закрытой либо открытой конструкций. Соединение проволок (прядей) между собой осуществляют непрерывной спиральной обмоткой (рис. 8.9, а), с помощью муфт или сжимов (рис. 8.9, б), путем склеивания их пластифицированными полимерными композициями (рис. 8.9, в, г).

Для строительных конструкций следует применять, как правило, стальные канаты со стальными сердечниками и с повышенным шагом свивки. Для спиральных канатов кратность свивки принимают до 16, для канатов двойной свивки — до 14. Увеличение кратности свивки производится по соглашению с заводом-поставщиком. Основные характеристики канатов и арматурной стали для висячих покрытий приведены в табл. П8.1...П8.3.

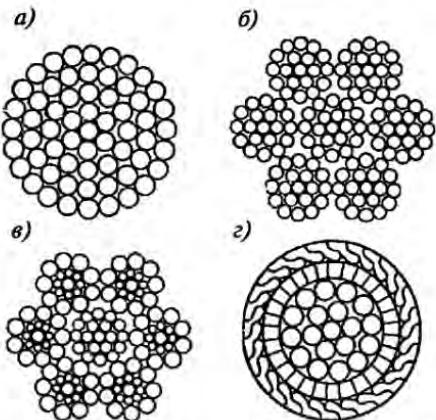


Рис. 8.8. Виды стальных канатов тросовой конструкции:

а — спиральный; б — семипрядный ТК7x19;
в — то же, ТЛК-РО; г — спиральный закрытый

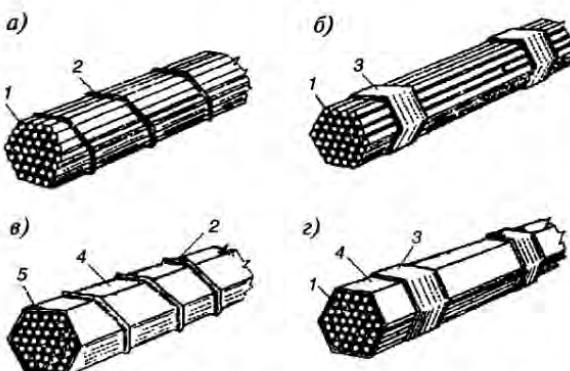


Рис. 8.9. Виды невитых проволочных канатов:

1 — стальные высокопрочные проволоки; 2 — напряженная спиральная навивка из мягкой проволоки;
3 — сжимы или муфты; 4 — защитное покрытие; 5 — склеивающий состав

В соответствии с нормами проектирования [7] расчетное сопротивление растяжению высокопрочной стальной проволоки R_{dh} , применяемой в виде пучков или прядей, следует определять по формуле

$$R_{dh} = 0,63R_{un}, \quad (8.1)$$

где R_{un} — временное сопротивление проволоки разрыву.

Значение расчетного усилия растяжению стального каната следует принимать равным значению разрывного усилия каната в целом, установленному государственными стандартами или техническими условиями на стальные канаты, деленному на коэффициент надежности $\gamma_m = 1,6$. При пользовании табл. П8.1 можно определять расчетное сопротивление каната, применив значения нормативных сопротивлений проволок (временных сопротивлений проволок каната разрыву), приведенных в примечании к таблице, с учетом коэффициента κ_p

$$R = (\kappa_p R_{un}) / 1,6. \quad (8.2)$$

Модуль упругости поступающих с заводов витых канатов составляет $(9 \dots 12) \cdot 10^3$ кН/см², что значительно ниже, чем у прокатной стали. Это объясняется неплотностью структуры каната. Для повышения модуля упругости канат до его установки в конструкцию подвергают предварительной вытяжке усилием, превышающим на 15...20% расчетное усилие. Модуль упругости предварительно вытянутых канатов, а также подверженных после вытяжки технологическим воздействиям (свертыванию в бухты или намотке на барабаны, длительному хранению, перегибам и т.п.), можно принимать в соответствии с табл. П8.4. Модуль упругости канатов, не прошедших предварительной вытяжки, следует принимать равным 80% от величины модулей, приведенных в табл. П8.4.

Анкерные устройства. Концы канатов закрепляют в специальных анкерных устройствах, конструкции которых должны обеспечивать надежность заделки канатов и не снижать существенно их прочность.

Наиболее простыми анкерными устройствами являются петля с коушем и самозаклинивающийся зажим (рис. 8.10, а...г). Разрывное усилие каната с такими закреплениями понижается на 10...25%, поэтому применять подобные конструкции не следует для ответственных зданий. Данные по назначению конструкции анкера в виде дужки с планкой (рис. 8.10, а) приведены в табл. 8.1. Для петли с вплетенным коушем (рис. 8.5, б) длину перевязки назначают в соответствии с табл. 8.2; место сплетки плотно обматывают мягкой вязальной проволокой диаметром 1...1,5 мм. Запресовку конца каната с помощью стальных или алюминиевых трубок овального сечения (рис. 8.10, в) применяют для канатов диаметром до 20 мм с

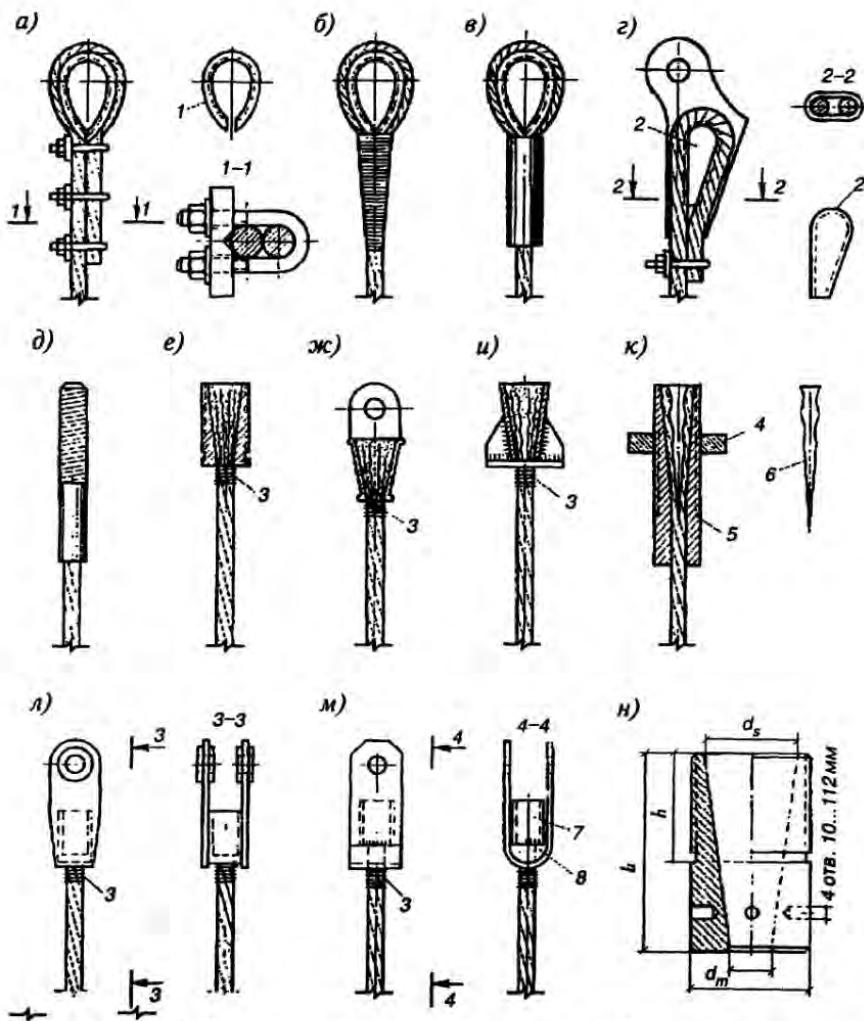


Рис. 8.10. Концевые крепления канатов тросовой конструкции:

a—петля с коушем на зажимах; *b*—петля с вилетенным коушем; *c*—петля с коушем и запрессовкой; *d*—самозаклинивающийся зажим; *e*—запрессованная втулка; *f*—заливной натяжной стакан; *g*—заливной шарнир; *h*—заливной упор; *k*—гильзоклиновой анкер; *l*—заливной стакан со сварной скобой; *m*—то же, с гнутой; *n*—заливной стакан; *1*—коуш; *2*—подвижный клин; *3*—мягкая взаимная проволока; *4*—опорная гайка; *5*—гильза из мягкой стали; *6*—фасонный клин; *7*—круглый или квадратный стакан; *8*—гнутая скоба

потерей прочности на 5...15%. Самозаклинивающийся зажим (рис.8.10, г) обеспечивает закрепление каната действующим в нем усилием. Корпус может быть литым или сварным. Основная ветвь каната должна располагаться на прямой части клина.

Таблица 8.1. Характеристики зажимов для канатов

Диаметр каната, мм	Число зажимов	Расстояние между зажимами, мм	Основные размеры зажима, мм	
			диаметр стержня дужки	толщина планки
20	5	110	16	16
22	5	130	16	16
25	5	150	20	20
28	6	175	20	22
32	6	200	22	24
35	5	225	22	24
38	6	250	24	24
40	7	250	24	26
45	7	275	25	28
48	8	300	25	28
50	8	300	28	30
55	9	350	28	30
60	9	375	30	30

Таблица 8.2. Длина перевязки каната

Диаметр каната	Длина перевязки	Использование прочности каната, %	мм	
			20	25
20	390	90...95		
25	450	85		
28	600	80...85		
30	850	80...85		
35	925	80		
40	1000	75		

Концы канатов часто снабжают специальными хвостовиками, приспособленными для сопряжения с опорными конструкциями. Обычно это гильзы с запрессованными канатами (рис. 8.10, *д*) или стаканы, в которых предварительно расплетенные концы канатов залиты специальным сплавом (рис. 8.10, *е...и*). При статических нагрузках допускается применение гильзоклиновых анкеров (рис. 8.10, *к*), сцепление с канатом в которых происходит за счет затекания между проволоками металла гильзы, доведенного до пластического состояния. Изготовление таких анкеров требует наличия специального оборудования. Оно эффективно при массовом применении и централизованном изготовлении.

В качестве универсального крепления, пригодного для канатов всех типов, можно применять заливные стаканы с конической или цилиндрической внутренней полостью (рис. 8.10, *н*).

Размеры анкерных стаканов можно определить по данным [16] или приближенно по следующим соотношениям:

длина стакана	4,5...5	диаметров каната
наружный диаметр стакана	3,5	« «
диаметр основания полости	2	« «

Для сопряжения каната с опорными конструкциями стакан дополняют сварными или гнутыми скобами (рис.8.10, л, м), на поверхности круглого стакана может быть нарезана метрическая резьба. Размеры скоб можно найти в стандартах, например ГОСТ 3068-74, в руководстве [16] или определить самостоятельно расчетом.

Для заливки анкеров рекомендуется применять сплав ЦАМ 9-1,5, состоящий из следующих компонентов (%): алюминий 9...11, медь 1...2, магний 0,03...0,06, цинк — остаточное. Примесей не более 0,5%. Температура плавления сплава 450°C. Заливку в стакан производят при температуре сплава 460...480°C. Перед заливкой сплава внутреннюю поверхность стакана очищают металлическими щетками или песком до металлического блеска, промывают бензином или щелочью до полного обезжиривания и просушивают. Очищают от грязи и смазки с последующим обезжириванием также конец каната на длине его протаскивания через стакан и отдельные проволоки расплетенного каната. На рис.8.11 показаны схемы разделки концов каната и операции подготовки к заливке стакана.

Перед заливкой сплавом стакан и конец каната на длине 1...1,5 м от стакана закрепляют в вертикальном положении, законопачивают асбестом или глиной зазор между канатом и стаканом, нагревают стакан до температуры 200...220°C (для оцинкованных стаканов — 150...160°C).

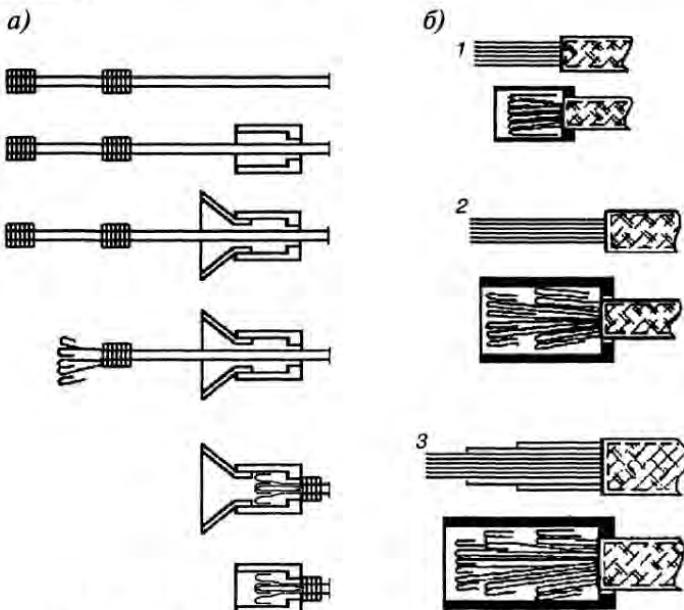


Рис. 8.11. Подготовка анкерных стаканов к заливке:

а — последовательность подготовки концов канатов; б — схемы разделки концов:

1 — одноярусная; 2 — двухъярусная; 3 — многоярусная для канатов с фасонными проволоками

При применении в качестве несущих элементов висячих и вантовых покрытий стержневой арматурной стали конструкции концевых креплений упрощаются, поскольку имеется возможность использовать сварку. Некоторые типы таких креплений показаны на рис. 8.12. При диаметрах стержней до 16 мм возможно применение простой петли (рис. 8.12, а). Нарезной конец стержня (рис. 8.12, б) ослабляет его сечение, поэтому рекомендуется применять хвостовик большего диаметра (рис. 8.12, в), который приваривают контактной или ванной электросваркой. На конец стержня можно плотно насадить муфту из обрезка трубы с резьбой и приварить ее по торцам (рис. 8.12, г). Упорную шайбу с ребрами жесткости (рис. 8.12, д, и) применяют для анкеровки стержней в бортовых элементах из монолитного железобетона. При шарнирном закреплении стержней используют одиночные или спаренные фасонки с отверстиями (рис. 8.12, е, ж). Длину швов для крепления фасонок определяют расчетом на прочность.

Для канатов из пучков высокопрочной проволоки наиболее характерны анкеры, показанные на рис. 8.13. В гильзостержневых анкерах (рис. 8.13, а) проволоку запрессовывают между гильзой из мягкой стали и закаленным стержнем с потерей прочности пучка на 15...25%. В анкерах типа «колодка с пробкой» (рис. 8.13, б) из мягкой стали делают колодку, а из закаленной — пробку. Возможна заливка отогнутых концов проволоки высокопрочным мелкозернистым бетоном в стакане из трубы (рис. 8.13, в, г).

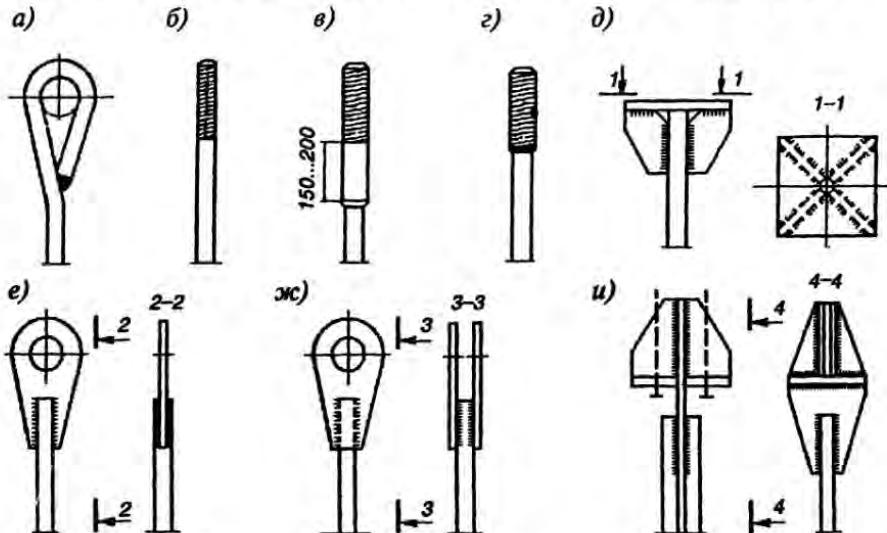


Рис. 8.12. Концевые крепления канатов из арматурных стержней:

а — с петлей; б — с нарезкой; в — с хвостовиком; г — со стальной муфтой; д — с упорной шайбой; е — с одиночной фасонкой; ж — со спаренными фасонками; и — в виде сварного башмака

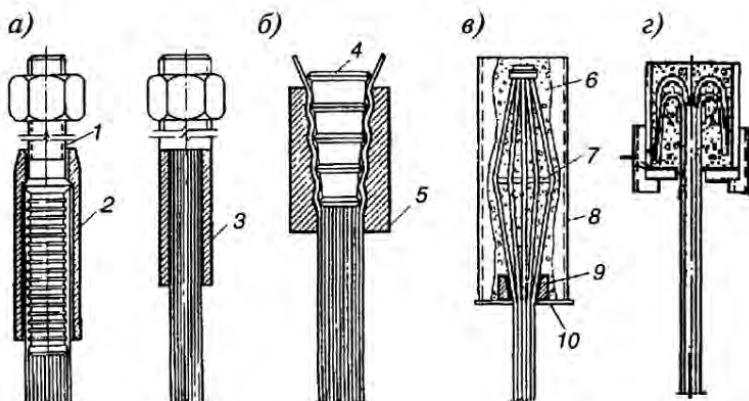


Рис. 8.13. Концевые крепления канатов из пучков высокопрочной проволоки:
 а — гильзостержневые анкеры; б — анкер типа «колодка с пробкой»; в, г — анкеры с заливкой бетоном;
 1 — стержень из термоупрочненной стали; 2 — обжимная гильза из мягкой стали; 3 —то же, с наружной
 резьбой; 4 —пробка из термоупрочненной стали; 5 —колодка; 6 —мелкозернистый бетон; 7 —диафраг-
 ма-звездочка; 8 —бесшовная труба; 9 —стальное обжимное кольцо с коническим вкладышем; 10 —при-
 варенное днище с отверстием

8.1.4. Нагрузки

Постоянные нагрузки. К таким нагрузкам относят собственный вес несущих и ограждающих конструкций покрытия. Вес ограждающих конструкций (пароизоляции, утеплителя, выравнивающего слоя, гидроизоляционного ковра) принимают по фактическим весам составляющих элементов кровли. Вес несущих конструкций на первом этапе устанавливают ориентировочно, при этом можно пользоваться приведенными ниже рекомендациями, если нет более точных данных. При большой разнице между предварительно назначенными и полученными в результате расчетов значениями постоянных нагрузок производят повторный расчет несущих конструкций. Постоянные нагрузки обычно принимают равномерно распределенными по покрытию.

В однопоясных покрытиях с железобетонными плитами вес канатов составляет $0,06\ldots0,08 \text{ кН}/\text{м}^2$, а вес железобетонных плит колеблется от $0,8 \text{ кН}/\text{м}^2$ для ребристых плит толщиной 2,5 см до $2 \text{ кН}/\text{м}^2$ — для монолитных плит толщиной 8 см. В покрытиях с жесткими нитями собственный вес нити составляет $0,3\ldots0,4 \text{ кН}/\text{м}^2$. Вес щитов, поддерживающих кровлю, зависит от их конструкции. В мембранных покрытиях суммарный собственный вес оболочки и стабилизирующих конструкций составляет около $0,4 \text{ кН}/\text{м}^2$ при толщине оболочки 4 мм и около $0,6 \text{ кН}/\text{м}^2$ при толщине оболочки 6 мм. Для двухпоясных систем и седловидных сеток собственный вес нитей (без учета веса щитов) составляет $0,05\ldots0,12 \text{ кН}/\text{м}^2$.

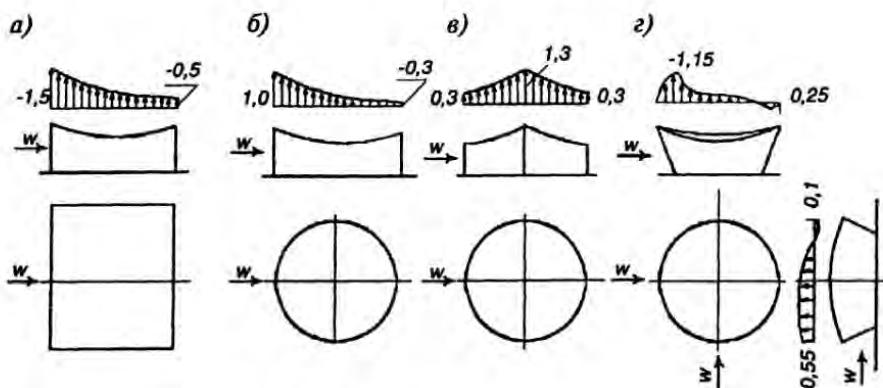


Рис. 8.14. Аэродинамический коэффициент при покрытиях:
а — цилиндрическом; б — чашеобразном (вогнутом); в — шатровом; г — в виде гипара

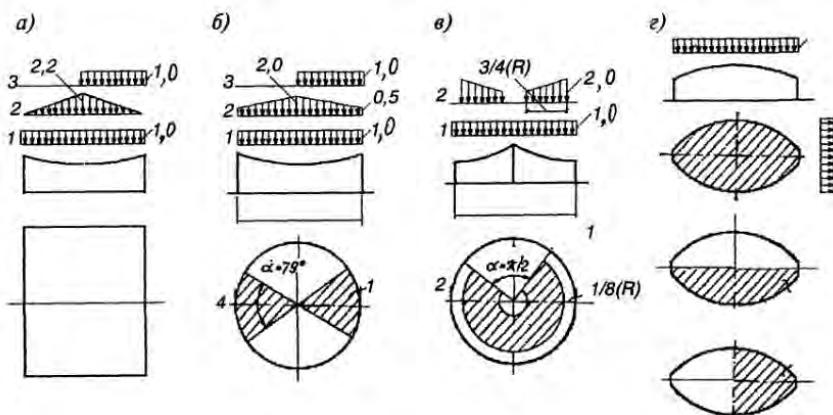


Рис. 8.15. Распределение снега по покрытию:
а — цилиндрическому; б — чашеобразному (вогнутому); в — шатровому; 1...4 — варианты загружений

Временные длительно действующие нагрузки. К таким нагрузкам относят вес подвесного потолка, вентиляционного и осветительного оборудования, смотровых площадок и т.п. Эти нагрузки обычно составляют 0,1...0,3 кН/м².

Кратковременные нагрузки. Ветровую нагрузку вычисляют по общим правилам в соответствии с рекомендациями СНиП [6]. При этом аэродинамический коэффициент можно определять [3] по рис.8.14.

На подавляющей части поверхности большинства покрытий действует ветровой отсос, достигающий 0,2...0,6 кН/м². В легких покрытиях от-

сосет ветра может привести к динамической неустойчивости вплоть до полного вывертывания покрытия. Поэтому необходимо предусмотреть стабилизирующие конструкции, догружающие несущие нити до эквивалентной равномерно-распределенной нагрузки, превышающей ветровой отсос. Для покрытий, постоянная нагрузка которых составляет 1,5...2 кН/м², а края по всему покрытию закреплены, проверку на ветровую нагрузку можно не производить.

Снеговую нагрузку на покрытие также следует принимать по СНиП [6], рассматривая ее в виде равномерно распределенной по всему покрытию и в других вариантах распределения [3], показанных на рис.8.15.

8.1.5. Основы теории пологой гибкой нити

Гибкие нити висячих покрытий, как правило, проектируют со стрелками провисания 1/10...1/30 от пролета. Такие нити называют пологими и принимают нагрузку распределенной не по длине нити, а по пролету. Расчетная схема нити показана на рис.8.16. Нормальную силу T называют тяжением, а его горизонтальную составляющую H — распором. Вертикальные составляющие тяжения на опорах можно определить из уравнений равновесия, приравнивая нуль моменты в опорных шарнирах. Проделав это, можно убедиться, что вертикальные составляющие равны реакциям в простой балке, загруженной той же что и нить нагрузкой, поэтому их называют балочными реакциями.

При записи выражения для изгибающего момента в произвольной точке нити C можно заметить, что этот момент отличается от балочного момента $M(x)$ наличием дополнительного члена $Hy(x)$. Поскольку нить не способна работать на изгиб, изгибающий момент в любой точке нити равен нулю, поэтому

$$M(x) - Hy(x) = 0; \quad \text{или} \quad H = \frac{M(x)}{y(x)}; \quad y(x) = \frac{M(x)}{H}, \quad (8.3)$$

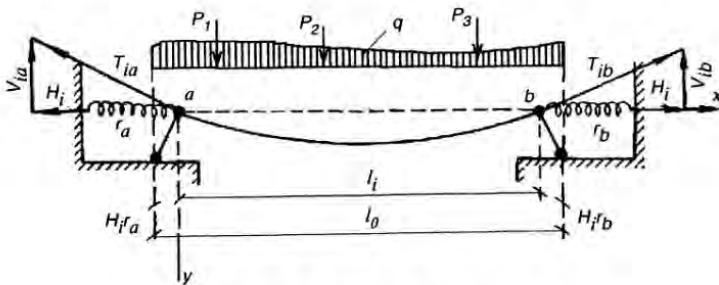


Рис. 8.16. Расчетная схема нити

где $M(x)$ — балочный момент, т.е. изгибающий момент в сечении с координатой x шарнирно опертой балки при той же нагрузке.

Дифференцируя последнее выражение в (8.3), найдем

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{H} \frac{dM}{dx} = \frac{Q(x)}{H}. \quad (8.4)$$

Длину кривой S с известным математическим выражением $y(x)$ можно определить путем суммирования элементарных отрезков ds , составляющих эту кривую:

$$S = \int_0^l ds = \int_0^l \sqrt{dx^2 + dy^2} = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx. \quad (8.5)$$

Подставляя значение dy/dx из (8.4), раскладывая подкоренное выражение в ряд и удерживая два первых его члена, можем записать:

$$S = \int \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx \approx \int \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{Q(x)}{H}\right)^2\right] dx = l + \frac{1}{2H^2} \int Q^2(x) dx,$$

или

$$S = l + \frac{D}{2H^2}, \quad (8.6)$$

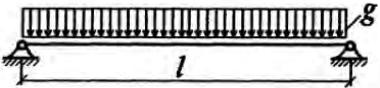
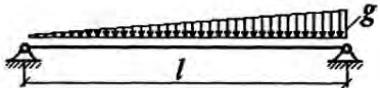
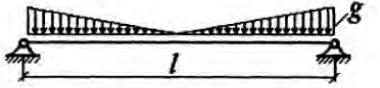
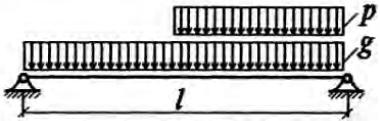
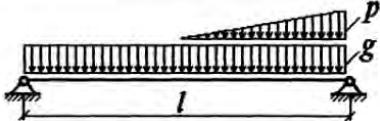
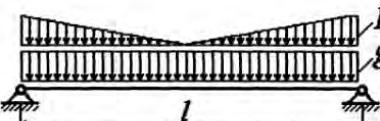
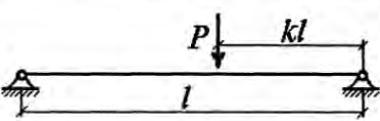
где принято обозначение

$$D = \int_0^l Q^2(x) dx. \quad (8.7)$$

Последнюю формулу вы будете часто использовать при расчете нитей. Значение D можно определять непосредственным интегрированием или по способу Верещагина путем «перемножения» самой на себя эпюры поперечных сил. В табл. 8.3 даны готовые формулы вычисления D для наиболее характерных схем нагрузок.

Обратите внимание на одну особенность расчета гибкой нити. Для того чтобы определить тяжение нити, нужно знать стрелку провеса в расчетном состоянии. Эту стрелку конструктор может задать по своему усмотрению, но для этого нужно знать стрелку в период монтажа, которая вследствие изменившихся условий (нагрузок, температуры, перемещения опор и др.) будет иной. Другими словами, необходимо связать два состояния нити: исходное (монтажное) и расчетное. Задав произвольную стрелку в одном из этих состояний, следует найти вполне определенное значение стрелки в другом состоянии, изменившееся за счет упругих и кинематических перемещений.

Таблица 8.3. Значения параметра D

Схема загружения	Значение $D = \int Q^2 dx$
	$D = \frac{g^2 l^3}{12}$
	$D = \frac{g^2 l^3}{45}$
	$D = \frac{g^2 l^3}{80}$
	$D = \frac{g^2 l^3}{12} + \frac{gpl^3}{12} + \frac{5p^2 l^3}{192}$
	$D = \frac{g^2 l^3}{12} + \frac{gpl^3}{32} + \frac{13p^2 l^3}{2880}$
	$D = \frac{g^2 l^3}{12} + \frac{gpl^3}{16} + \frac{p^2 l^3}{80}$
	$D = k(1-k)P^2l$

Итак, рассмотрим два состояния нити: исходное, характеристики которого будем снабжать индексом 0, и некоторое опасное для нити состояние, подлежащее проверке, которое будем называть расчетным и снабжать связанные с ним обозначения индексом i .

В исходном состоянии длина нити по (8.5) равна

$$S_0 = l_0 + \frac{D_0}{2H_0^2}. \quad (8.8)$$

Для расчетного i -го состояния будем иметь

$$S_i = l_i + \frac{D_i}{2H_i^2}. \quad (8.9)$$

При переходе из исходного состояния в расчетное, например в связи с увеличением нагрузки, нить будет растягиваться и ее длина изменится в соответствии с законом Гука на величину

$$S_i - S_0 = \frac{(T_i - T_0)S_i}{EA}. \quad (8.10)$$

Тяжение переменно по длине нити, поэтому будем использовать усредненное значение

$$T_m = \int_0^s T(s)ds = \int \frac{H}{\cos \alpha} ds \approx \frac{H}{[\cos \alpha]_m} = H \frac{s}{l}. \quad (8.11)$$

С учетом этого равенства и зависимостей (8.8), (8.9) выражение (8.10) примет вид

$$\left(l_i + \frac{D_i}{2H_i^2} \right) - \left(l_0 + \frac{D_0}{2H_0^2} \right) = \frac{(H_i - H_0)l}{EA}. \quad (8.12)$$

Если опоры не смещаемы, то пролеты $l_i = l_0 = l$; в этом случае формулу (8.12) можно преобразовать к виду:

$$H_i^3 + \left(\frac{EAD_0}{2lH_0^2} - H_0 \right) H_i^2 - \frac{EAD_i}{2l} = 0, \quad (8.13)$$

где E — модуль упругости нити; A — площадь ее поперечного сечения.

Кубическое уравнение (8.13), связывающее два состояния нити, будем в дальнейшем называть *уравнением состояний*.

Если в исходном состоянии нить загружена только собственным весом, то распор H_0 (второй член в скобках) уравнения (8.13) можно полагать равным нулю, однако для раскрытия неопределенности первый член в скобках необходимо учитывать. В случае, когда состояние i отличается от состояния 0 только интенсивностью нагрузки, выражение в скобках будет равно:

$$EAD_0 / 2lH_0^2 = EA(q_0^2 l^3 / 12) / 2l(q_0 l^2 / 8) = (8EAf_0^2) / (3l^2).$$

С помощью уравнения состояний (8.13) задача расчета гибкой пологой нити становится полностью решенной.

- Зная нагрузку в исходном (например, монтажном) состоянии и задав стрелку провисания нити f_0 , можно найти по формуле (8.3) распор нити в этом состоянии

$$H_0 = M_{0,\max} / f_0.$$

- По формулам табл. 8.3 [или непосредственно по формуле (8.7)] вычисляют параметры D_0 и D_i соответственно для нагрузок исходного и расчетного состояний, затем записывают и решают кубическое уравнение (8.13) и находят тем самым распор в расчетном состоянии.

- Определяют балочную реакцию от нагрузки расчетного состояния, вычисляют тяжение $T_i = \sqrt{V_i^2 + H_i^2}$ и проверяют прочность нити. $T \leq \leq AR_y y_c$. Любопытства ради можно найти стрелку провеса при действии расчетной нагрузки $f_i = M_{i,\max} / H_i$.

- Если нет полной уверенности в том, что выбранное расчетное состояние является самым опасным для нити, то следует проверить другие состояния, всякий раз повторяя перечисленные операции.

Обратите внимание: все сказанное можно сделать, если известна площадь сечения нити A , иначе не удастся решить уравнение (8.13). Этой площадью следует задаться на основании тех или иных соображений, например заимствовать ее из аналогичного проекта. Если таких соображений и аналога нет, то можно выполнить предварительный расчет, сделав все, что было сказано, наоборот.

Задайте стрелку провеса в состоянии нити, которое вы считаете наиболее опасным, ориентируясь на прежнее соотношение $f_i = (1/10 \dots 1/30)l$. Найдите распор $H_i = M_{\max}/f_i$, вертикальную реакцию в этом состоянии V_i и тяжение нити $T_i = \sqrt{V_i^2 + H_i^2}$. Из условия прочности назначьте площадь сечения нити $A = T_i / R_y y_c$. Теперь запишите уравнение состояния (8.13) наоборот, поменяв индексы (вместо i пишите 0, а вместо 0 — i). Найдите корень кубического уравнения, т.е. распор H_0 , а затем вычислите исковую стрелку $f_0 = M_0 / H_0$ в исходном состоянии нити. Далее можно проверить остальные опасные загружения нити.

Для того чтобы реализовать исходную стрелку в натуре при монтаже конструкций, следует знать длину исходной заготовки L . Эту длину нетрудно определить по формуле (8.8) за вычетом упругого удлинения нити (8.10), которое для пологих нитей приближенно можно определить по формуле $\Delta S = H_0 l / EA$. Применимельно к равномерно-распределенной нагрузке будем иметь

$$L \approx S_0 - \frac{H_0 l_0}{EA} = l_0 + \frac{D_0}{2H_0^2} - \frac{H_0 l_0}{EA} = l_0 + \left[\frac{q_0^2 l_0^3}{12} \right] \left[2 \left(\frac{q_0 l_0}{8 f_0} \right)^2 \right] - \frac{H_0 l_0}{EA}$$

или

$$L = l_0 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_0}{l_0} \right)^2 - \frac{H_0}{EA} \right]. \quad (8.14)$$

Эта формула записана применительно к исходному состоянию, но ее можно использовать для i -го состояния.

Обратите внимание на необходимость не только обеспечить прочность нити, но и ограничить ее перемещения от временной нагрузки с тем, чтобы не допустить повреждений ограждающих конструкций, в том числе гидроизоляционного ковра. Вот почему все полученные выше зависимости имеют практический смысл лишь при наличии дополнительных ограничений на деформативность нити. Такие ограничения нетрудно получить, повторив преобразования, аналогичные (8.8) — (8.12). При этом за исходное состояние нити следует принять ее загружение постоянной нагрузкой при стрелке f_0 и распоре H_0 , а дополнительному загружению нити нормативной временной нагрузкой p_n будут соответствовать стрелка и распор, равные f_1 и H_1 . В результате будет получена следующая формула для вычисления упругого дополнительного провеса нити в середине пролета при действии равномерно-распределенных нагрузок:

$$\Delta f = \frac{3}{128} \frac{m^2 p_n l^4}{E A f^2}, \text{ где } m = \frac{S}{l} = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2, \quad (8.15)$$

где p_n — временная нормативная нагрузка на 1 м пролета нити; l — пролет нити; Δf — стрелка предельного дополнительного провеса неомоноличенного покрытия от временной нагрузки, которую можно принять $(1/200...1/300) l$ при последующем омоноличивании конструкции; L — длина исходной нити, определяемая по формуле (8.14).

Понятно, что после расчета нити по условию прочности в указанной выше последовательности нужно проверить выполнение условия (8.15). Но можно поступить иначе. Находим требуемую площадь сечения нити A по формуле (8.15), а затем проверяем ее прочность. Для этого можно воспользоваться формулой [9]

$$\frac{(q + p)l^2}{8 f A} \left(1 + \frac{8 f^2}{l^2} \right) \leq R_y \gamma_c, \quad (8.16)$$

где q и p — расчетные постоянные и времененная нагрузки на 1 м пролета нити; R_y — расчетное сопротивление нити.

Распор струны. Нить первоначально прямолинейную, имеющую начальную длину, не превышающую пролета, натянутую силой N и работающую на поперечную нагрузку, называют *струной*. При нагружении струны поперечной нагрузкой продольная сила в ней возрастает и распор на основании (8.13) может быть определен из выражения

$$H^3 - NH^2 - \frac{EAD}{2l} = 0. \quad (8.17)$$

Нить с опорами в разных уровнях. Конфигурацию нити с опорами в разных уровнях можно дополнить до нити с опорами на одном уровне. По сути дела в расчете нити ничего не меняется, за исключением различий величин тяжений нити на опорах A и B , что является следствием различий вертикальных составляющих тяжений, которые будут равны:

$$V_a = V_{a,bum} + H \cdot \operatorname{tg}\beta; \quad V_b = V_{b,bum} - H \cdot \operatorname{tg}\beta, \quad (8.18)$$

где V_{bum} — балочные реакции; β — угол наклона к горизонтали хорды, стягивающей опоры нити.

Уравнение состояний в общем случае. При выводе уравнения состояний (8.13) мы рассматривали нить с опорами в одном уровне, не учитывали их возможную податливость, не принимали во внимание различные температур окружющей среды в исходном и расчетном состояниях. Для учета этих факторов следует ввести поправки на их влияние. Для учета податливости опор нужно ввести поправку на изменение пролета в уравнение (8.12), а температурные изменения длины нити можно отразить в левой части равенства (8.10).

В. К. Качурин получил обобщенное уравнение состояний нити, в котором учтены все отмеченные обстоятельства:

$$H^3 + aH^2 - b = 0, \quad (8.19)$$

где $a = \frac{EAD_0 \cos\beta}{2lH_0^2} - H_0 + \frac{\nu \sin\beta \cos^2\beta + u \cos^2\beta + atl \cos\beta}{l} EA;$

$$b = \frac{EAD_0 \cos^5\beta}{2l}.$$

Здесь β — угол наклона к горизонтали хорды, стягивающей опоры нити; atl — температурное удлинение нити; u, v — горизонтальная и вертикальная составляющие принудительного перемещения одной из опор относи-

тельно другой. Для учета упругой податливости опор в знаменателях коэффициентов a и b вместо пролета l следует подставить $l_{ef} = (1+nEA \cdot \cos^3 b)$, где $\nu = \nu_a + \nu_b$ — упругая податливость опор от $\Delta H = 1$ (определение D_0, D_i, H_0 при этом ведется по размеру пролета l).

Стрелку провеса нити $w=w(x)$ в сечении x можно определить из кубического уравнения

$$w^3 + 3y_0 w^2 + \left(3y_0^2 - \frac{aM_1^2}{b} \right) w + \left(y_0^3 - \frac{aM_1^2}{b} y_0 - \frac{M_1^3}{b} \right) = 0 \quad (8.20)$$

или приближенно по формуле

$$w = \frac{by_0^3 - aM_1^2 y_0 - M_1^3}{aM_1^2 - 3by_0^2}, \quad (8.21)$$

где $y_0 = y_0(x)$ — начальная ордината провеса нити в сечении x ; $M_1 = M_{beam}(x)$ — балочный момент в сечении x при i -м состоянии нити; a и b — коэффициенты в формуле (8.19).

8.2. Однопоясные системы висячих покрытий с параллельными нитями

Висячие покрытия с параллельными нитями, как правило, применяют для прямоугольных в плане зданий (рис. 8.17 а), хотя возможны исключения из этого правила, например показанные на рис. 8.17 б, в. При прямоугольном плане улучшаются эксплуатационные условия, достигается простота конструктивного решения, имеется возможность вести строительство в несколько очередей.

Несущие нити размещают с шагом 1,5...3 м, их крепят к стальным или железобетонным балкам (бортовым элементам), образующим опорный контур. Для восприятия распора эти балки развиваются в горизонтальной плоскости, иногда их устанавливают наклонно, так чтобы балки были развиты в плоскости касательных к нитям. По нитям укладывают железобетонные или другие достаточно тяжелые плиты и замоноличивают швы. В результате покрытие превращается в висячую оболочку.

Для уменьшения деформативности покрытия, главным образом с целью предупреждения повреждений ограждающих конструкций, в том числе разрывов гидроизоляционного ковра, используют тяжелые плиты кровли или (и) осуществляют предварительное обжатие бетона. Предварительное напряжение бетона препятствует также раскрытию трещин, поэтому оно должно быть назначено с расчетом сохранения небольшого сжатия в оболочке после растяжения нитей под действием

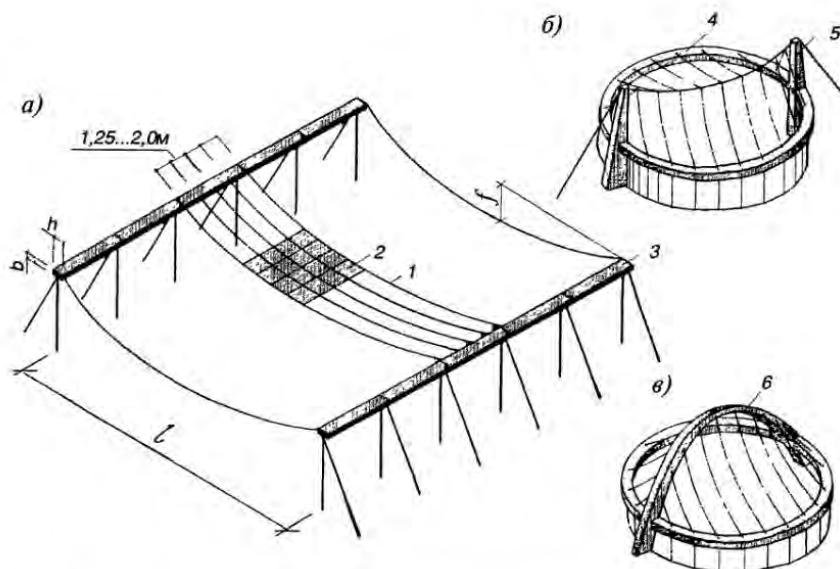


Рис. 8.17. Схемы однопоясных систем с параллельными нитями:

a — на прямоугольном плане; *б, в* — на круглом плане; 1 — несущие нити; 2 — плиты кровли; 3 — балки опорного контура; 4 — опорное кольцо; 5 — пилон; 6 — арка

постоянной и максимальной временной нагрузкой с учетом усадки и ползучести бетона.

В настоящее время используют четыре способа предварительного напряжения висячих оболочек.

- После монтажа плит осуществляют временный пригруз покрытия балластом, вес которого имитирует собственный вес утеплителя с кровлей и вес снега, увеличенный на 10...30% для компенсации усадки и ползучести бетона, а также для предотвращения образования трещин. Этот балласт можно укладывать непосредственно на плиты или подвешивать к нитям на платформах. После замоноличивания стыков (рис. 8.18, *а*) и набора бетоном прочности пригруз удаляют. Вытянутые нити будут стремиться к своим первоначальным размерам, но бетон, препятствуя этому, окажется предварительно напряженным. В стадии действия полной снежной нагрузки в нитях реализуются монтажные условия с пригрузом, однако при существенно меньших перемещениях.

- После монтажа плит замоноличивают швы, перпендикулярные к направлению нитей, а когда бетон наберет необходимую прочность, осуществляют натяжение нитей домкратами и замоноличивают оставшиеся швы (рис. 8.18, *б*). Натяжение нитей приходится производить в несколько

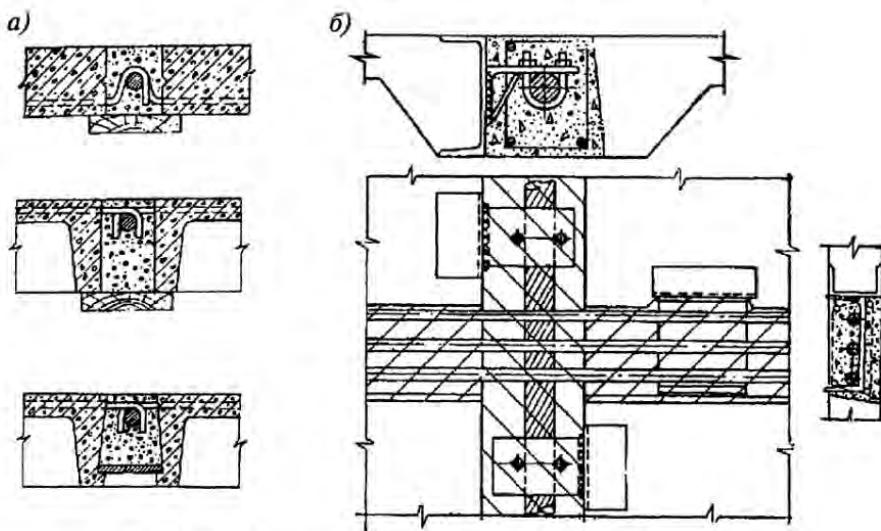


Рис. 8.18. Сопряжение железобетонных плит с канатами:
а — при напряжении пригрузом; б — то же, домкратами

приемов, так как при натяжении очередной нити в соседних происходит падение напряжений за счет обжатия бетона.

- Замоноличивание швов между плитами осуществляют расширяющимся бетоном на напрягающем цементе (НЦ-40) после укладки всех плит. Замоноличивание швов выполняют непрерывным бетонированием.
- По опалубке, подвешенной к нитям, укладывают монолитный бетон на напрягающем цементе (НЦ-20). Бетонируют полосами на весь пролет с оставлением швов, которые после окончания бетонирования одновременно заливают бетоном.

Существуют другие, менее распространенные способы.

Провисание нитей назначают по архитектурным, конструктивным и экономическим соображениям в пределах $1/10 \dots 1/30$ пролета l . С уменьшением стрелок увеличивается жесткость покрытия и снижается бесполезный объем здания, но сильно возрастают усилия в вантах и опорном контуре, что приводит к увеличению расхода материалов на строительство здания. Оптимальные стрелки можно установить в каждом конкретном случае на основе вариантов проектирования, которое обычно производят по приближенным формулам компоновочных расчетов. Если не планируется такое проектирование с четкими прогнозами, то можно назначить стрелку провисания в середине пролета для нитей в виде каната ($1/15 \dots 1/20$) l , для нитей из проката — ($1/20 \dots 1/30$) l . Эти отноше-

ния получены из условия равенства упругих прогибов в середине пролета и кинематических перемещений в четверти при загружении половины пролета [9].

Балки опорного контура выполняют из железобетона, реже из стали. Высоту поперечного сечения балок принимают $h = 1/8 \dots 1/12$ их пролета l_b , ширину — $b \approx 1/15 l_b$, для железобетонных и $b \approx 1/30 l_b$ — для стальных балок. К железобетонным балкам нити крепят через закладные детали или пропускают сквозь наклонные трубы, диаметр которых назначают в 1,5 раза больше диаметра концевого участка нити (рис. 8.19). Вместо трубок можно предусмотреть конические отверстия, расширяющиеся с внутренней стороны бортового элемента. Для защиты от коррозии полости внутри трубок и отверстий должны быть заделаны битумом или другим герметиком. Стальные балки в местах крепления нитей следует укреплять ребрами жесткости.

Водоотвод с покрытия (приблизительно с уклоном 2%) осуществляют к торцам здания. Этого достигают путем изменения стрелок провеса нитей или наклона бортовых элементов при постоянных стрелках.

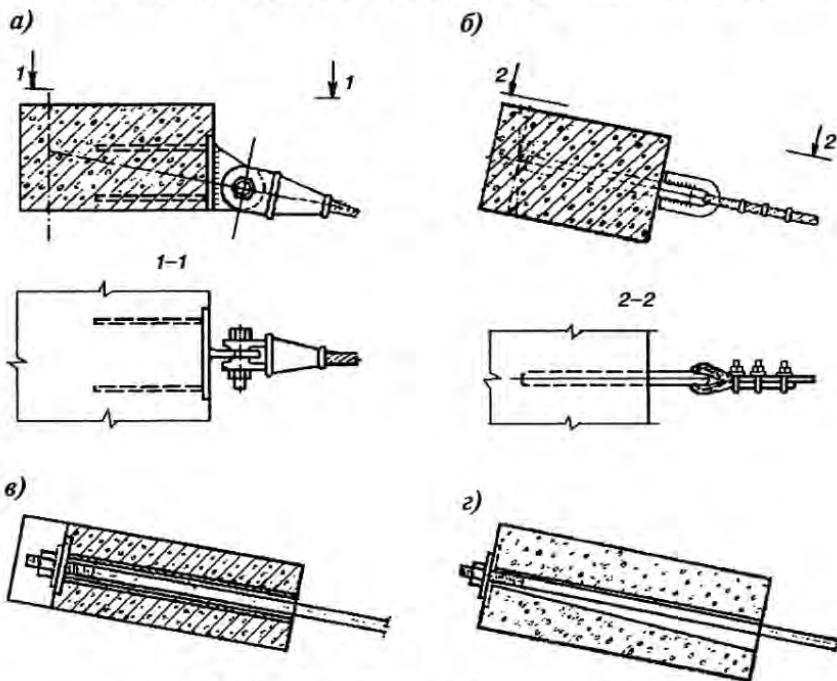


Рис. 8.19. Сопряжения нитей с опорным контуром:

a, b — с помощью закладных деталей; *c* — то же, закладных трубок; *d* — то же, конических отверстий

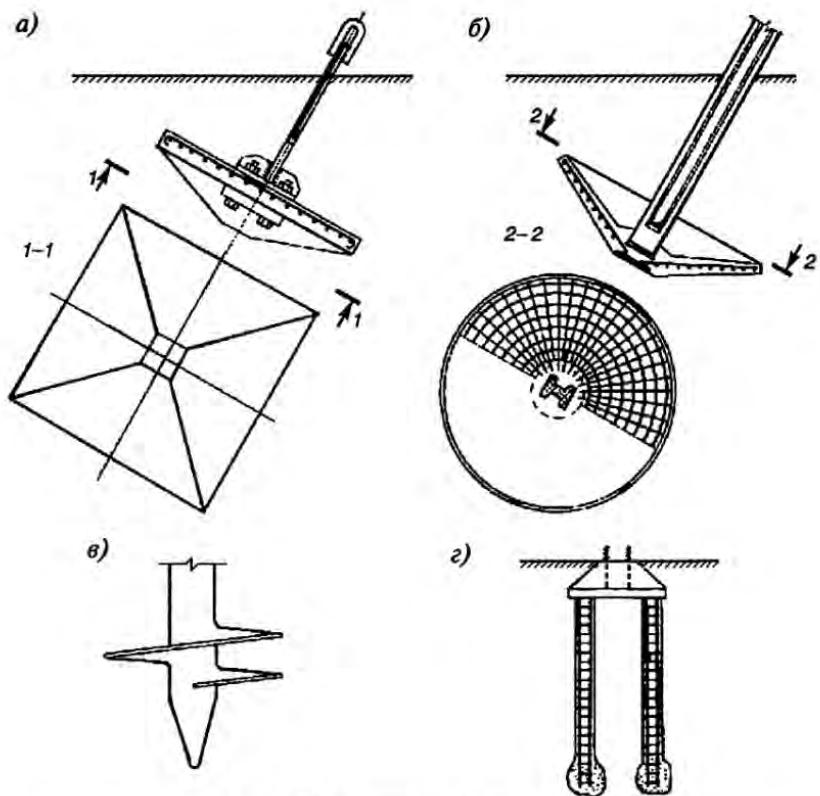


Рис. 8.20. Анкерные фундаменты:

а — плитный фундамент; *б* — открытая коническая оболочка; *в* — винтовая свая; *г* — набивные сваи

Оттяжки крепят к анкерным фундаментам (рис. 8.20). Плитные фундаменты (рис. 8.20, *а*) и открытые конические оболочки (рис. 8.20, *б*) воспринимают усилия от оттяжек за счет массы насыпного грунта. Винтовые сваи (рис. 8.20, *в*) имеют стальной пустотелый или железобетонный ствол и башмак с винтовой лопастью размером 0,4...1,2 м. Такие сваи закручивают в грунт специальной установкой, способной погружать их на глубину до 8 м и с наклоном до 45°. Буронабивные сваи (рис. 8.20, *г*) различных типов изготавливают непосредственно на строительной площадке.

Последовательность расчета конструкций может быть выбрана по рекомендациям п. 8.1.5. Ниже приведен один из вариантов такой последовательности при условии, что при возведении покрытия использовали балласт, который после замоноличивания стыков между плитами и набором бетоном необходимой прочности удаляли.

- Определите нормативные и расчетные значения постоянной g и временной (снеговой) p нагрузок на 1 m^2 покрытия. Назначьте вес пригрузов в пределах $g+(0,1\dots 0,3)p$. Проследите за тем, чтобы постоянная нормативная нагрузка g_n была не ниже максимального ветрового отсоса (составляющего не более $1,5\dots 2,0 \text{ кН}/\text{м}^2$), в противном случае отметьте для себя необходимость дальнейшей проверки висячей железобетонной оболочки на действие ветрового отсоса по рис. 8.14. Вычислите расчетную линейную нагрузку на нить, которая при шаге нитей a равна

$$q = [g + (1,1\dots 1,3 p)] a. \quad (8.22)$$

- Задайтесь стрелкой провисания нити в середине пролета l — для нити в виде каната ($1/15\dots 1/20$) l , для нитей из проката — ($1/20\dots 1/30$) l . Определите распор, балочную реакцию, тяжение нити и требуемую площадь поперечного сечения:

$$H = \frac{q l^2}{8f}; \quad V = \frac{q l}{2}; \quad T = \sqrt{H^2 + V^2}; \quad A = \frac{T}{R_y \gamma_c}. \quad (8.23)$$

По сортаменту подберите подходящий канат или стержень из арматурной стали.

- Найдите по формуле (8.14) длину исходной заготовки, что обеспечит при действии расчетных нагрузок реализацию заданного значения стрелки провеса и тем самым справедливость расчетов по формуле (8.23):

$$L = l \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 - \frac{H}{EA} \right]. \quad (8.24)$$

- Проверьте деформативность покрытия, для чего оцените приращение стрелки провеса при действии нормативной снеговой нагрузки. Относительное значение этой стрелки, определенное по формуле (8.15), не должно превышать нормируемого (но, заметим, не очень обоснованного теоретически и экспериментально [3]) значения $l/200$.

$$\Delta f = \frac{3}{128} \frac{m^2 p_n l^4}{E A f^2}, \quad \text{где } m = \frac{S}{l} = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2. \quad (8.25)$$

Вы, вероятно, удивлены тем обстоятельством, что в расчете принятая прежняя стрелка провеса, соответствующая полной расчетной нагрузке, а не стрелка, которая отвечает нормативной постоянной нагрузке. Дело в том, что после бетонирования и снятия балласта железобетонная висячая оболочка не позволяет нити перейти в новое состояние, определяемое уравнением (8.13), и стрелка провеса почти не изменяется.

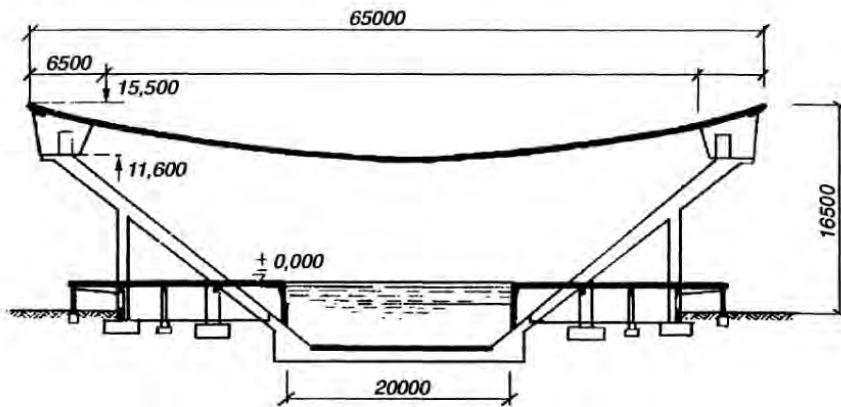


Рис. 8.21. К примеру 8.1

- При проектировании ответственных зданий или если вы хотите добиться более экономичного решения, примите полученные результаты в качестве исходных данных и повторите расчет покрытия как висячей железобетонной оболочки. Кроме получения дополнительной уверенности в обеспечении надежной работы покрытия, возможно, это позволит вам снизить его стоимость.

Пример 8.1. Выполнить расчет висячего покрытия здания пролетом 65 м, поперечный разрез которого показан на рис. 8.21. (За основу архитектурного решения принят плавательный бассейн в Вуппертале, Германия.) Место строительства — Липецк. Шаг рам 12 м. Нити из канатов двойной свивки установлены с шагом 1,5 м. Плиты покрытия железобетонные с приведенной толщиной 50 мм. Утеплитель — пенобетон толщиной 15 см, плотностью 500 кг/м³. Гидроизоляция — три слоя рубероида на битумной мастике. Приняты канаты ЛК-РО конструкции 6x36 по ГОСТ 7669-80 с временным сопротивлением проволок разрыву 176,4 кН/см² (табл. П8.1).

Нагрузки на 1 м² покрытия сведены в табл. 8.4. Вес пригрузов принимаем равным 1,2 р. Постоянная нагрузка 2,76 кН/м² превышает максимальный ветровой отсос, равный 2,0 кН/м², поэтому проверка покрытия на ветер не требуется.

Расчетная линейная нагрузка на канат (8.22) равна

$$q = (g + 1,2p)a = (3,21 + 1,2 \cdot 1,4) \cdot 1,5 = 7,335 \text{ кН/м.}$$

Задаемся стрелкой провеса в середине пролета $f = l/20 = 65/20 = 3,25$ м. Определяем по формулам (8.23) тяжение и находим требуемую площадь сечения каната:

$$H = \frac{7,335 \cdot 65^2}{8 \cdot 3,25} = 1192 \text{ кН; } V = \frac{qI}{2} = \frac{7,335 \cdot 65}{2} = 238,4 \text{ кН;}$$

$$T = \sqrt{1192^2 + 238,4^2} = 1215,5 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь сечения каната

$$A \geq 1,6T / (k_p R_{d,n}) = 1,6 \cdot 1215,6 / (0,75 \cdot 174,6) = 14,7 \text{ см}^2.$$

Таблица 8.4. Нагрузки на 1 м² покрытия (к примеру 8.1)

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
<i>Постоянная нагрузка</i>			
Гидроизоляция (трехслойный рулонный ковер)	0,10	1,3	0,13
Цементная стяжка 2 см, плотность 1800 кг/м ³ ($1 \cdot 1 \cdot 0,02 \cdot 1800 \cdot 10^{-3} \cdot 9,81 = 0,35$ кН/м ²)	0,35	1,3	0,46
Теплоизоляция (пенобетон толщиной 15 см, плотностью 500 кг/м ³)	0,74	1,2	0,89
Пароизоляция (1 слой рубероида)	0,04	1,3	0,05
Сборные железобетонные плиты (приведенная толщина 5 см, плотность 2500 кг/м ³)	1,23	1,1	1,35
Заливка швов бетоном	0,2	1,1	0,22
Стальные канаты	0,1	1,1	0,11
И т о г о	2,76		3,21
<i>Временная нагрузка</i>			
Снеговая нагрузка для III района	1,0	1,4	1,4

Принят канат (см.табл.П8.1) ЛК-РО конструкции 6х36 диаметром 57 мм. Площадь поперечного сечения проволок каната $A = 15,207$ см², модуль упругости (табл.П8.4) $14 \cdot 10^3$ кН/см².

Стрелка провеса (8.25) от нормативной снеговой нагрузки $p = 1 \cdot 1,5 = 1,5$ кН/м:

$$m = \frac{S}{l} = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{3,25}{65} \right)^2 = 1,006463;$$

$$\Delta f = \frac{3}{128} \frac{m^2 p_n l^4}{E A f^2} = \frac{3}{128} \frac{1,006463^2 \cdot 1,5 \cdot 65^4}{14 \cdot 10^3 \cdot 15,207 \cdot 3,25^2} = 0,283 < \frac{65}{200} = 0,325 \text{ м.}$$

Длина исходной заготовки каната (8.24) должна быть равна

$$L = l \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 - \frac{H}{E A} \right] = 65 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{3,25}{65} \right)^2 - \frac{1192}{14 \cdot 10^3 \cdot 15,207} \right] = 65,07 \text{ м.}$$

Для обеспечения работы бортового элемента в одной плоскости (без учета вертикальной нагрузки от его собственного веса) предусматриваем наклонную установку бортовых балок. Угол наклона плоскости наибольшей жесткости балки к горизонту найдем из условия

$$\cos \varphi = H/T = 1192/1215,6 = 0,9806; \varphi = 11^\circ 19'.$$

Расчетная нагрузка на бортовую балку от тяжения канатов

$$q_b = T/a = 1215,6 / 1,5 = 810,4 \text{ кН/м.}$$

Расчет бортовых балок вы можете выполнить по общим правилам проектирования балок.

8.3. Однопоясные системы с радиальными нитями

8.3.1. Типы покрытий и их компоновка

Системы с радиальными нитями применяют в зданиях круглых, реже эллиптических в плане. Для крепления нитей предусматривают наружное и внутреннее опорные кольца. По нитям, расположенным по радиусам на одинаковых расстояниях, укладываются трапециевидные железобетонные плиты, в дальнейшем замоноличиваемые. Расстояния между нитями по периметру покрытия определяют на основе вариантового проектирования и принимают его кратным шагу колонн, поддерживающих покрытие. По конструктивной форме покрытия с радиальными нитями делят на вогнутые (рис. 8.22, а), шатровые (рис. 8.22, б) и спиральные (рис. 8.22, в, г).

В вогнутых покрытиях распор от нитей воспринимается кольцами, поэтому покрытие в целом является самоуравновешенной системой и на колонны передаются лишь вертикальные усилия от веса покрытия. Наружное кольцо в круглых зданиях при загружении всего покрытия равномерной нагрузкой работает только на сжатие и его рационально делать из железобетона. Закрепление нитей в кольце осуществляют по схемам, показанным на рис. 8.19. В эллиптических зданиях в кольце возникает изгиб; это существенно повышает его материалоемкость, что в сочетании с увеличением типоразмеров плит покрытия ограничивает применение таких зданий. Внутреннее кольцо работает на растяжение, его обычно выполняют из стали. Диаметр внутреннего кольца назначают из условия

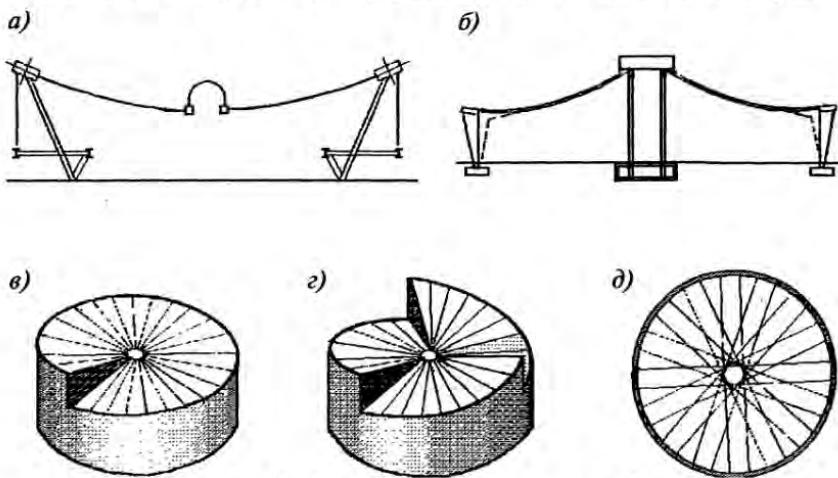


Рис. 8.22. Схемы радиальных покрытий:

а — вогнутое; б — шатровое; в, г — спиральные; д — без центрального кольца

размещения конструкций крепления нитей. При наличии фонаря размер внутреннего кольца может быть увеличен в соответствии со светотехническими и (или) аэрационными требованиями. Возможно устройство покрытия без внутреннего кольца, что достигается попарным расположением нитей вдоль хорд, равноудаленных от центра покрытия (рис. 8.22, д).

Недостатком вогнутых покрытий является трудность отведения атмосферных вод. Внутренний водоотвод через трубу, идущую от центра покрытия к наружным стенам, помимо конструктивных неудобств, загромождает внутреннее пространство и ухудшает интерьер. При наружном водоотводе нужно располагать покрытие наклонно или применять специальные надстройки с покатой крышей, с которой вода стекает к периметру здания. Эти надстройки иногда используют для вспомогательных помещений.

Задача наружного водоотвода может быть решена путем применения спиральных покрытий (рис. 8.22, в, г). Художественная выразительность таких покрытий и удобство решения вопросов освещения омрачаются конструктивными недостатками: разомкнутое опорное кольцо испытывает изгиб и требует устройства мощных вставок или пилонов.

В шатровом покрытии внутреннее кольцо воспринимает не только горизонтальные силы от распора в нитях, но и передает на среднюю стойку всю или значительную часть вертикальной нагрузки от покрытия, а иногда превышающую ее. Кольцо обычно опирают на центральную железобетонную опору в виде толстостенной трубы большого диаметра или на куст стоек, связанных по высоте ригелями.

Если вы хотите организовать наружный водоотвод при шатровом покрытии, то назначьте возвышение h внутреннего кольца над наружным так, чтобы выполнялось условие (см. рис. 8.27, б):

$$h / l = \operatorname{tg} \beta \geq 16f / 3l. \quad (8.26)$$

Если левая часть этого неравенства равна правой, то нити в местах примыкания к наружному кольцу будут расположены горизонтально, а на центральную стойку будет передана вся нагрузка от покрытия. Более крутые перепады высот нерациональны. В этом случае в колоннах, поддерживающих наружное кольцо, возникнут растягивающие усилия, сумма которых будет додгружать внутреннюю стойку сверх полной нагрузки на покрытие. Это потребует не только применить более мощные опоры внутреннего кольца, но и предусмотреть специальные меры для предотвращения отрыва наружного кольца. Если вас не пугает устройство внутреннего водоотвода из провисающей части покрытия, то можете пони-

зить высоту средней опоры или увеличить стрелку f , не соблюдая неравенство (8.26).

8.3.2. Конструкции и расчет опорных колец

Наружные кольца, сжатые распорами нитей, обычно делают железобетонными с прямоугольным поперечным сечением. Для крепления канатов предусматривают закладные детали или каналы (см. рис. 8.19). Мощные кольца для уменьшения их монтажного веса можно выполнить тонкостенными с последующим армированием и бетонированием (рис. 8.23, сеч. 1 — 1). Длину сборного элемента кольца обычно назначают равной расстоянию между колоннами с устройством стыков над колоннами (рис. 8.23, а) или удвоенному расстоянию между колоннами с перенесением стыков в пролеты (рис. 8.23, б). Стыки колец нельзя совмещать с местами крепления канатов. Сечения наружных колец обычно принимают наклонными к горизонту под углом $\beta = \arctg(V/H)$, где V и H — вертикальная реакция и распор нитей. Это позволяет ориентировать плоскость наибольшей жесткости кольца по направлению нити. Центр сечения кольца следует совместить с точками пересечения осей нитей и колонн.

Внутренние кольца, работающие на растяжение, делают стальными. В провисающих покрытиях можно использовать несложные сечения, например из трубы (рис. 8.24, а). Если предусмотрено натяжение канатов домкратами со стороны внутреннего кольца, то следует предусмотреть устройства для фиксации анкера после натяжения. На рис. 8.24, б показан часто используемый вариант фиксации анкерного стакана с помощью вилкообразных шайб. Меняя число таких шайб, можно регулировать длину каната при его натяжении домкратами во время предварительного напряжения покрытия.

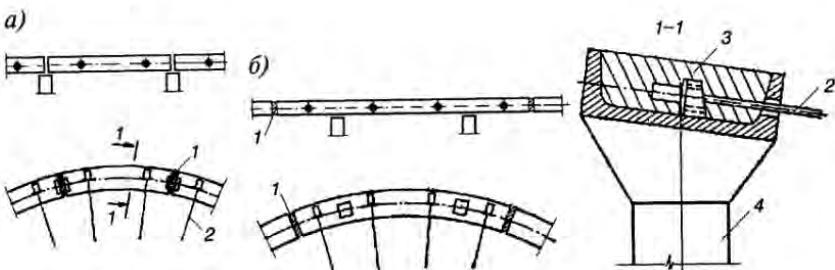
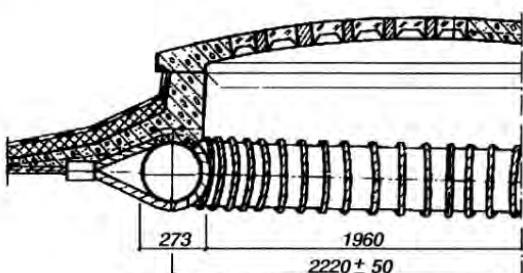


Рис. 8.23. Наружные железобетонные кольца:

а — стыки колец на колоннах; б — то же, в пролете; 1 — стыки; 2 — канаты; 3 — бетон замоноличивания; 4 — колonna

a)



b)

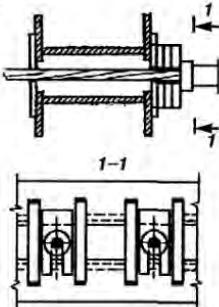
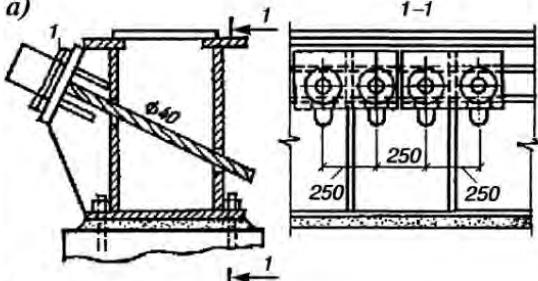


Рис. 8.24. Центральные кольца вогнутых покрытий:

a — из трубы; *б* — сварное из листов

a)



1-1

б)

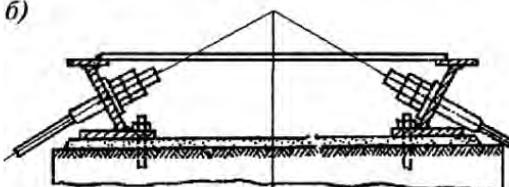


Рис. 8.25. Центральные кольца шатровых покрытий:

a — коробчатого сечения; *б* — открытого сечения

Возможные варианты конструктивного оформления внутренних колец шатровых покрытий приведены на рис. 8.25. Эти кольца, в отличие от предыдущих, кроме распора воспринимают и передают на среднюю опору покрытия вертикальные составляющие от тяжения канатов. Для небольших покрытий можно принять кольцо открытого сечения с регулированием длины каната с помощью гаек. Для покрытий с большим числом мощных канатов кольцо имеет значительный диаметр и его лучше принимать замкнутого сечения.

Опорные кольца в основном работают на осевое сжатие от распоров примыкающих нитей. Кроме этого возможна работа на изгиб в горизонтальной плоскости (при несимметричном загружении покрытия) и на из-

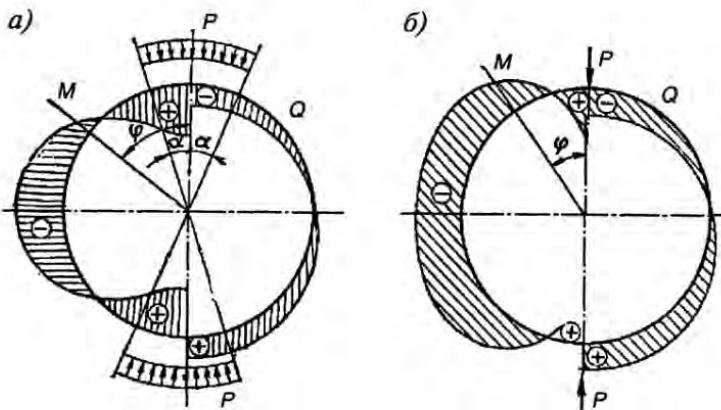


Рис. 8.26. К расчету колец:

a — при распределенной нагрузке; *b* — при сосредоточенной силе

гиб в вертикальной плоскости от собственного веса и вертикальных составляющих усилий в нитях.

При полном равномерном загружении покрытия осесимметричной нагрузкой изгиб кольца в горизонтальной плоскости отсутствует, а усилия растяжения в центральном кольце и сжатия — в наружном можно определить по формуле

$$N = pr = Hr/a, \quad (8.27)$$

где $p = H/a$ — равномерно распределенная нагрузка на кольцо; r — радиус кольца; H — распор нити.

При осесимметричном загружении кольца равномерно распределенной нагрузкой, расположенной на части этого кольца с центральным углом 2α (рис. 8.26, *a*), усилия в сечении кольца с угловой координатой φ будут равны:

при $0 \leq \varphi \leq \alpha$

$$M = (pr^2 / \pi)[2\alpha + \pi(\cos \alpha \cos \varphi - 1)],$$

$$N = -pr(1 - \cos \alpha \cos \varphi), \quad Q = -pr \cos \alpha \sin \varphi;$$

при $\alpha < \varphi < (\pi - \alpha)$

$$M = (pr^2 / \pi)[2\alpha - \pi(\sin \alpha \sin \varphi)],$$

$$N = -pr \sin \alpha \sin \varphi, \quad Q = -pr \sin \alpha \cos \varphi; \quad (8.28)$$

при $(\pi - \alpha) < \varphi < \pi$

$$M = (pr^2 / 2)[2\alpha - \pi(1 + \cos \alpha \cos \varphi)],$$

$$N = -pr(1 + \cos\alpha \cdot \cos\varphi), Q = -pr \cos\alpha \cdot \sin\varphi.$$

При осесимметричном загружении сосредоточенной силой по рис. 8.26, б усилия в кольце:

$$M = Pr(0,3183 - 1/2 \sin\varphi), \quad (8.29)$$

$$N = -(P/2) \sin\varphi, Q = -(P/2) \cos\varphi.$$

Размеры поперечного сечения опорного кольца можно предварительно назначить в пределах: $h = (1/50...1/100)l$, $b = (1/150...1/300)l$, где h — высота поперечного сечения (в плоскости кольца), b — ширина сечения, l — перекрываемый пролет. Дальнейший расчет колец на прочность производят по общим правилам проектирования элементов конструкций.

Сжатое кольцо, кроме проверки на прочность, должно быть проверено на устойчивость. Критическое усилие в кольце с учетом влияния нитей может быть определено по формуле [15]:

$$N_{cr} = (2EI \cdot 100 / r^2) \left[1 + \sqrt{1 + cr^2 / (EJ \cdot 100)} \right], \quad (8.30)$$

где r — радиус оси кольца; EJ — жесткость кольца ($\text{МПа} \cdot \text{см}^4$) в его плоскости (для железобетонного кольца с прямоугольным сечением можно принимать $EJ = 0,85E_b b h^3 / 12$); $c = N_k / \left[\varepsilon + \frac{\mu^2 - 1}{\cos^2 \beta} \right]$ — коэффициент, характеризующий работу упругого основания; N_k — усилие, сжимающее кольцо; $\varepsilon = H / (EA \cdot 100)$ — относительное удлинение нити в плоскости кольца; μ — отношение длины нити к пролету; β — угол наклона к горизонту линии, соединяющей опорные точки нити; 100 — коэффициент перехода от МПа к Н/см².

8.3.3. Особенности расчета покрытий

Расчет вогнутых покрытий не имеет принципиальных особенностей по сравнению с расчетом покрытий с параллельными нитями, за исключением корректировки отдельных формул, связанных с иной схемой загружения (см. рис. 8.27, а).

Наибольшее распространение получили вогнутые покрытия с железобетонными плитами, которые до замоноличивания швов додируют монтажным балластом. После набора бетоном прочности балласт удаляют. Расчет таких покрытий можно выполнять, подобно изложенному в § 8.2, в следующей последовательности.

- Определите нормативные и расчетные значения постоянной g и временной (снеговой) p нагрузок на 1 м² покрытия. Назначьте вес пригрузов в пределах (0,1...0,3) p . Проследите за тем, чтобы постоянная нормативная нагрузка g_n была не ниже максимального ветрового отсоса (составляющего не более 1,5...2,0 кН/м²), в противном случае отметьте для себя необходимость дальнейшей проверки висячей железобетонной оболочки на действие ветрового отсоса по рис. 8.14. Вычислите расчетную нагрузку на 1 м нити у наружного конца, которая при шаге нитей a в месте крепления их к кольцу равна

$$q = [g + (1,1 \dots 1,3 p)] a. \quad (8.31)$$

- Задайтесь стрелкой провисания нити в середине пролета l — для нити в виде каната ($1/15 \dots 1/20$) l , для нитей из проката — ($1/20 \dots 1/30$) l . Определите распор, балочную реакцию, тяжение нити и требуемую площадь поперечного сечения:

$$H = \frac{q l^2}{24 f}; \quad V = \frac{q l}{4}; \quad T = \sqrt{H^2 + V^2}; \quad A = \frac{T}{R_y \gamma_c}. \quad (8.32)$$

По сортаменту подберите подходящий канат или стержень из арматурной стали.

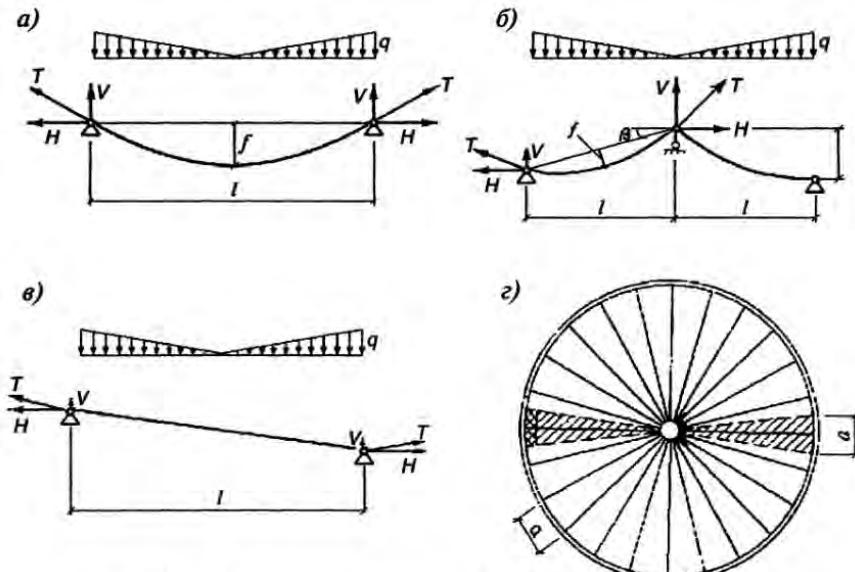


Рис. 8.27. Расчетные схемы нитей в круглых покрытиях:
а — вогнутых; б — шатровых; в — спиральных; г — грузовая площадь

- Найдите на основе формулы (8.9) с учетом упругого удлинения нити Hl/Ea длину исходной заготовки, что обеспечит при действии расчетных нагрузок реализацию заданного значения стрелки провеса и тем самым обеспечит выполнение условий (8.32):

$$L = l \left[1 + \frac{18}{5} \left(\frac{f}{l} \right)^2 - \frac{H}{EA} \right]. \quad (8.33)$$

Проверьте деформативность покрытия, для чего оцените приращение стрелки провеса при действии нормативной снеговой нагрузки. Относительное значение этой стрелки, определенное по формуле, аналогичной выражению (8.15), не должно превышать нормируемого значения $l/200$:

$$\Delta f = \frac{5}{864} \frac{m^2 p_n l^4}{EA f^2}, \text{ где } m = \frac{S}{l} = 1 + \frac{18}{5} \left(\frac{f}{l} \right)^2. \quad (8.34)$$

- При проектировании ответственных зданий или если вы хотите добиться более экономичного решения, примите полученные результаты в качестве исходных данных и повторите расчет покрытия как висячей железобетонной оболочки.

Расчет шатровых покрытий. Расчетная схема нити шатрового покрытия показана на рис. 8.27, б. Распор нити вычисляют по формуле

$$H = ql^2/(16f). \quad (8.35)$$

Вертикальные составляющие усилий по концам нити зависят от угла наклона к горизонту линии, соединяющей опоры

$$V_n = ql/3 - H \operatorname{tg}\beta; \quad V_b = ql/6 - H \operatorname{tg}\beta, \quad (8.36)$$

а тяжения нити у нижней и верхней опор будут соответственно равны:

$$T = \sqrt{H^2 + V_n^2} = H \sqrt{1 + [16f / (3l) - \operatorname{tg}\beta]^2}; \quad (8.37)$$

$$T = \sqrt{H^2 + V_b^2} = H \sqrt{1 + [8f / (3l) - \operatorname{tg}\beta]^2}.$$

Усилие, растягивающее центральное кольцо и сжимающее наружное, вычисляют по формуле

$$N_k = Hl/a, \quad (8.38)$$

где a — шаг нитей у наружного кольца.

Длину исходной заготовки можно определить по формуле

$$L = l [1 / \cos\beta + 128 f^2 \cos^2\beta / (45l^2) - H / (EA \cos^2\beta)]. \quad (8.39)$$

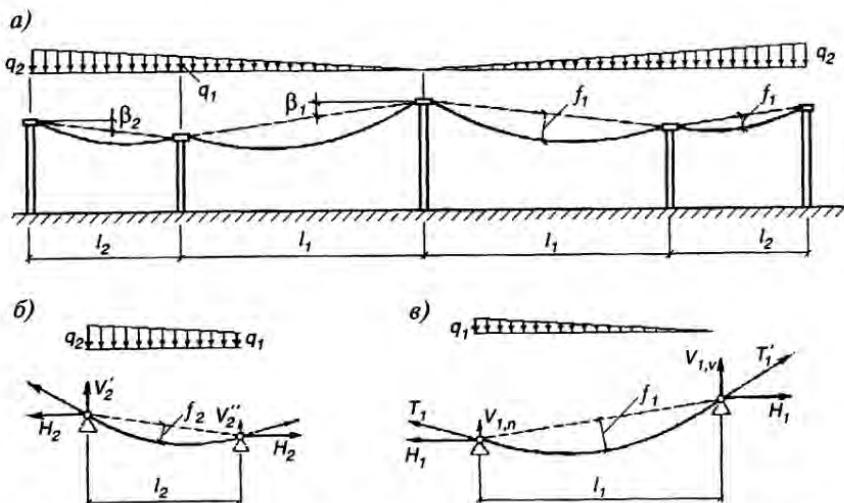


Рис. 8.28. Расчетные схемы нити многопролетного шатрового покрытия:
а — общая; б — среднего пролета; в — то же, крайнего

При расчете многопролетного шатрового покрытия [15] нужно вычислять усилия в нитях каждого пролета. В центральном пролете усилия определяют по формулам (8.35)...(8.37) с использованием значений f_1 , l_1 , $\operatorname{tg} \beta_1$ (рис. 8.28).

Распор нити крайнего пролета составляет:

$$H_2 = q_1 l_2^2 / (8f_2) + (q_2 - q_1) l_2^2 / (16f_2), \quad (8.40)$$

где q_2 — нагрузка на 1 м нити у наружного опорного кольца; ее значение вычисляют по формуле (8.30) при шаге нитей по наружному кольцу a_2 .

Для определения максимального растягивающего усилия в ните крайнего пролета нужно знать вертикальные составляющие усилий по концам, которые зависят от взаимного расположения по высоте наружного и промежуточного опорных колец. Если промежуточное кольцо ниже наружного, то:

$$V'_2 = q_1 l_2 / 2 + (q_2 - q_1) l_2 / 3 + H \operatorname{tg} \beta; \quad (8.41)$$

$$V''_2 = q_1 l_2 / 2 + (q_2 - q_1) l_2 / 6 - H \operatorname{tg} \beta,$$

если промежуточное кольцо выше наружного, то:

$$V'_2 = q_1 l_2 / 2 + (q_2 - q_1) l_2 / 3 - H \operatorname{tg} \beta; \quad (8.42)$$

$$V''_2 = q_1 l_2 / 2 + (q_2 - q_1) l_2 / 6 + H \operatorname{tg} \beta.$$

Центральное кольцо растягивается усилием

$$N = H_1 l_1 / a_1 . \quad (8.43)$$

В промежуточном кольце возникает растягивающее усилие

$$N = (H_1 - H_2) l_1 / a_1 , \quad (8.44)$$

которое будет сжимающим, если $H_1 > H_2$.

Наружное кольцо работает на сжатие с усилием

$$N = H_2 (l_1 + l_2) / a_2 . \quad (8.45)$$

Длину исходной заготовки для центрального пролета вычисляют по формуле (8.39). Для крайнего пролета эта длина равна

$$L = l_2 \left[\frac{1}{\cos \beta_2} + \frac{4(q_1^2 + q_2^2) + 7q_1 q_2 l_2^2 \cos^2 \beta_2}{360 H_2^2} - \frac{H_2}{EA \cos^2 \beta_2} \right]. \quad (8.46)$$

Особенности расчета спиральных покрытий. В спиральном покрытии нити работают как струны, поэтому их распор может быть определен из выражения (8.17), которое применительно к спиральному покрытию можно преобразовать к виду:

$$H^2 - HN = E q^2 l^2 / (160 R_y) , \quad (8.47)$$

где N — усилие предварительного напряжения, значением которого нужно задаваться.

Если нити предварительно не натягивать, то полагая в формуле (8.47) $N = 0$, можно записать ее в виде

$$H = (ql / 4) \sqrt{E / 10 R_y} . \quad (8.48)$$

Усилия в кольцах будут равны

$$N_k = (H + N) l / (2a) . \quad (8.49)$$

Длина исходной заготовки

$$L = l - (H + N) l / (EA) . \quad (8.50)$$

8.4. Висячие покрытия с нитями конечной изгибной жесткости

8.4.1 Общая характеристика и конструктивные особенности

Изгибная жесткость нити способствует сохранению проектной формы покрытия, уменьшает местные деформации, позволяет применять в нитях обычную конструкционную сталь, традиционную технологию изготовления конструкций и защиту их от коррозии.

Сплошное или сквозное сечение нити может быть выполнено из прокатных или сварных профилей. Для оценки жесткости несущих элементов ориентируются на соотношения между напряжениями изгиба σ_i и растяжения σ_r , $\phi = \frac{\sigma_i}{\sigma_r}$. Диапазон ϕ для нитей лежит в пределах $0,05 < \phi < \infty$. При $\phi = \frac{\sigma_u}{\sigma_p} \cdot 100 < 5\%$ нить можно считать гибкой, в противном случае учитывают изгибную жесткость EI .

Жесткие нити делят на два типа. К первому относят нити, изгибающиеся под действием постоянной и временной нагрузок. Ко второму — нити, в которых начальная нагрузка не вызывает изгиба, и изгиб возникает только под влиянием дополнительной нагрузки. Понятно, что схема работы по второму типу должна быть обеспечена конструктивными и монтажными условиями. Так, при выполнении нити сквозного сечения (в виде двухпоясной фермы) нижний пояс проектируют разрезанным на отдельные панели, поэтому постоянная нагрузка передается только на верхний пояс (с тросом или без него), работающий самостоительно как обычная гибкая нить. После монтажа конструкций и приложения всей постоянной нагрузки узлы замыкают и превращают гибкую нить в ферму, т.е. в нить конечной изгибной жесткости.

Нить, загруженная равномерной постоянной нагрузкой, также будет работать только на растяжение (без изгиба), если ее очертанию будет придана форма квадратной параболы.

8.4.2. Нити, изгибающиеся под влиянием постоянной нагрузки

Эти нити обычно имеют сплошное сечение высотой $h = (1/200...1/350)$ пролета, выполненное из прокатных профилей. Дифференциальное уравнение оси нити имеет вид:

$$EIy''(x) - Hy(x) = M(x), \quad (8.51)$$

где $M(x)$ — момент от поперечной нагрузки (балочный момент).

Распор, напряжения растяжения σ_r и изгиба σ_i в нити определяют по следующим формулам:

$$H = \frac{M(x) - EIy'(x)}{y(x)}, \quad (8.52)$$

$$\sigma_r = \frac{H}{A} = \frac{M(x)}{Ay(x)} - \frac{EIy'(x)}{A}, \quad (8.53)$$

$$\sigma_i = \frac{M_m(x)}{W} = \frac{EI(x)y(x)}{W} = \frac{Ehy'(x)}{2}, \quad (8.54)$$

где M_m — изгибающий момент в нити, A и h — площадь и высота сечения нити.

Аппроксимируя уравнение оси нити балочной функцией

$$y = f \frac{192}{5} \left[\frac{1}{12} \left(\frac{x}{l} \right)^4 - \frac{1}{6} \left(\frac{x}{l} \right)^3 + \frac{1}{12} \left(\frac{x}{l} \right) \right], \quad (8.55)$$

$$y'' = f \frac{192}{5l^2} \left[\left(\frac{x}{l} \right)^2 - \left(\frac{x}{l} \right) \right],$$

где f — стрела провеса нити в середине пролета, можно определить распор, изгибающий момент и напряжения в середине пролета нити. При заданной высоте сечения h и стреле провеса для нити, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, будем иметь:

$$H = \frac{q l^2}{8f} - \frac{48EI}{5l^2}; \quad M = EIy'' = EI f \frac{192}{20l^2}; \quad (8.56)$$

$$\sigma_r = \frac{q l^2}{8fA} - \frac{48EI}{5l^2 A}; \quad \sigma_i = \frac{48Efh}{10l^2}; \quad \sigma = \sigma_r + \sigma_i.$$

Дополнительная нагрузка вызывает перемещение нити, изменяет усилия в ней и возникает необходимость в совместном решении системы уравнений. В эту систему входят дифференциальное уравнение оси нити, загруженной постоянной нагрузкой (8.51), уравнение нити, загруженной полной расчетной нагрузкой, и зависимость между распорами и прогибами.

$$\frac{(H - H_q)l}{EA} = \frac{1}{2} \int_0^l y'^2(x) dx - \frac{1}{2} \int_0^l y_0'^2(x) dx, \quad (8.57)$$

где H , H_q — распор от полной и постоянной нагрузок, $y_0(x)$ и $y(x)$ — уравнения оси нити, загруженной постоянной и полной нагрузками.

Для определения компоновочных параметров нити задается рекомендуемой стрелой провеса f и высотой сечения нити h . Загружаем нить равномерной постоянной нагрузкой q , временной p по всему пролету и находим напряжения изгиба в середине пролета

$$\sigma_u = y'' \frac{h}{2} E = \frac{192 f h E}{20 l^2 \cdot 2} = \frac{24 f E h}{5 l^2}. \quad (8.58)$$

Из формулы (8.56), пренебрегая вторым членом, определим площадь сечения нити:

$$A = \frac{(q+p)l^2}{8f(R_y - \sigma_u)}, \quad (8.59)$$

Жесткость нити определим из допускаемых перемещений в четверти пролета. Предполагая дополнительные прогибы нити, загруженной временной нагрузкой на половине пролета подобными перемещению балки с пролетом $0,5l$, найдем жесткость нити

$$[\Delta f] = \frac{5 \cdot 0,5p(0,5l)^4}{384EI} = \frac{5pl^4}{384 \cdot 32EI},$$

откуда

$$EI = \frac{5pl^4}{384 \cdot 32[\Delta f]},$$

где Δf — допускаемый прогиб в четверти пролета нити;

$$I = \frac{5pl^4}{384 \cdot 32 \cdot E[\Delta f]}. \quad (8.60)$$

Требуемые площадь сечения и момент инерции позволяют подобрать необходимый профиль по сортаменту.

Пример 8.2. Нить пролетом $l=65$ м загружена постоянной нагрузкой $q=3,5$ кН/м и временной $p=1,5$ кН/м. Расчетное сопротивление материала нити $R_y=36,5$ кН/см². Задаемся стрелой провеса нити и высотой ее сечения

$$f = \frac{1}{20}l = \frac{1}{20}65 = 3,25 \text{ м}; h \approx \frac{1}{300}l \approx \frac{1}{300}6500 = 20 \text{ см}.$$

Найдем напряжение изгиба

$$\sigma_u = \frac{24fEh}{5l^2} = \frac{24 \cdot 325 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 20}{5 \cdot 65 \cdot 10^4} = 15,21 \text{ кН/см}^2.$$

Площадь сечения нити

$$A = \frac{ql^2}{8f(R_y - R_u)} = \frac{5 \cdot 65^2}{8 \cdot 3,25 \cdot 21,3} = 38,14 \text{ см}^2.$$

Определим жесткость нити из условия загружения покрытия временной нагрузкой на половине пролета

$$EI = \frac{5 \cdot 0,5P(0,5l)^4}{384EI[\Delta f]} = \frac{5 \cdot Pl^4}{384 \cdot 32[\Delta f]},$$

Допускаемый прогиб в четверти пролета

$$\Delta f = \frac{1}{200}l = \frac{1}{200}65 = 0,325 \text{ м};$$

$$EI = \frac{5 \cdot 1,5 \cdot 65^4 \cdot 10^8}{384 \cdot 100 \cdot 32 \cdot 32,5} = 44,68 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$I = \frac{44,68 \cdot 10^6}{E} = \frac{44,68 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^4} = 2169 \text{ см}^4.$$

Принимаем нить из двутавра №20 с площадью сечения $A=38,95 \text{ см}^2$ и моментом инерции $I=2660 \text{ см}^4$.

Для определения напряженного состояния нити необходимо уточнить стрелу провеса. Приближенно величина прогиба при равномерной нагрузке по всему пролету

$$\Delta f = \frac{3}{128} \frac{Pl^4}{EA} \frac{\mu^2}{f^2}, \quad (8.61)$$

где $\mu \approx 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 = 1,0066$; $\mu^2 = 1,0132$;

$$\Delta f = \frac{3 \cdot 1,5 \cdot 65^4 \cdot 10^8 \cdot 1,0132}{128 \cdot 100 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 38,95 \cdot 3,25^2 \cdot 10^4} = 7,3 \text{ см};$$

$$\sigma_r = \frac{ql^2}{8(f + \Delta f)A} - \frac{48EI}{5l^2A} = \frac{5 \cdot 65^2}{8(3,25 + 0,073)38,95} - \frac{48 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 2660}{5 \cdot 65^2 \cdot 10^4 \cdot 38,95} = 20,1 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_i = \frac{48E(f + \Delta f)h}{10l^2} = \frac{48 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 332 \cdot 20}{10 \cdot 65^2 \cdot 10^4} = 15,54 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma = \sigma_r + \sigma_i = 20,1 + 15,54 = 35,64 \text{ кН/см}^2.$$

При известных параметрах поперечного сечения нити можно определить стрелу провеса, обеспечивающую минимальные напряжения в несущих элементах.

Полные напряжения в нити по формулам (8.56) равны

$$\sigma = \frac{ql^2}{8fA} - \frac{48EI}{5l^2A} + \frac{48Efh}{10l^2}.$$

Приравнивая производную $\frac{d\sigma}{df}$ нулю $\left(\frac{ql^2}{8f^2A} + \frac{48Eh}{10l^2} = 0 \right)$, получим

$$f = \sqrt{\frac{5q^4}{192EAh}}. \quad (8.62)$$

Пример 8.3. Определим оптимальную стрелу провеса для нити, выполненной из двутавра №20. Площадь сечения $A=38,95 \text{ см}^2$, высота сечения $h=20 \text{ см}$, пролет $l=65 \text{ м}$, нагрузка по всему пролету $q=5 \text{ кН/м}$:

$$f = \sqrt{\frac{5 \cdot 5 \cdot 64 \cdot 10^8}{192 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 38,95 \cdot 20}} = 380,578 \text{ см.}$$

Напряжения в нити в этом случае будут равны

$$\sigma_i = 17,8 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_r = 17,5 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma = 35,31 \text{ кН/см}^2.$$

8.4.3. Нити, не испытывающие изгиба под влиянием постоянной нагрузки

В нити не возникают изгибающие моменты, если очертание ее оси определяется уравнением квадратной параболы

$$y_0 = \frac{4fx(l-x)}{l^2}. \quad (8.63)$$

Распор от постоянной нагрузки q равен $H_q = \frac{q l^2}{8f}$. Высоту стенки таких нитей назначают в пределах $h=(1/60\dots 1/90)$ пролета, если сечение сплошное и $h=(1/25\dots 1/40)$ пролета при сквозных сечениях.

Если нить выполнена в виде фермы или балки параболического очертания, то ее при расчете разбивают на отдельные участки. Дифференциальное уравнение оси нити на каждом участке, имеющее вид

$$EIy''(x) - Hy_0(x) - Hy(x) = M(x), \quad (8.64)$$

решают совместно с уравнением зависимости между распором и прогибом

$$\frac{H - H_q}{EA} \mu l = \frac{8f}{l^2} \int_0^l y(x) dx, \quad (8.65)$$

где

$$\mu = \left[\frac{5}{8} + 4 \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right] \sqrt{1 + 16 \left(\frac{f}{l} \right)^2} + \frac{3l}{32f} \ln \left[4 \frac{f}{l} + \sqrt{1 + 16 \left(\frac{f}{l} \right)^2} \right].$$

Для определения компоновочных параметров нити задаются стрелой провеса f и высотой сечения нити. Деформации и перемещения нити при загружении ее временной нагрузкой по всему пролету невелики, поэтому наибольшее растягивающее усилие и площадь сечения можно определить по формулам:

$$T = \frac{H}{\cos \varphi} = \frac{(q+p)l^2}{8f} \left(1 + \frac{8f^2}{l^2} \right); \quad A = \frac{T}{0.9R_y}. \quad (8.66)$$

Жесткость нити и необходимый момент инерции определяют по формуле (8.60) при загружении половины пролета временной нагрузкой с учетом допускаемых прогибов в четверти пролета. Скомпоновав сечение нити, необходимо выполнить его проверку. Для этого определяют приращение стрелы провеса Δf в середине пролета [формула (8.61)], напряжения изгиба и растяжения:

$$\sigma_i = \frac{\Delta f \cdot 24 Eh}{5l^2}; \quad (8.67)$$

$$\sigma_r = \frac{(q+p)l^2}{8(f+\Delta f)} - \frac{48EI \cdot \Delta f}{5(f+\Delta f)^2 A}. \quad (8.68)$$

Пример 8.4. Нить пролетом $l = 65$ м загружена постоянной нагрузкой $q = 12$ кН/м и временной нагрузкой $p = 8$ кН/м. Стrelа провеса нити $f = 3,20$ м, расчетное сопротивление материала $R_y = 24$ кН/см².

Высота сечения нити $h = (1/50...1/90)65 = 0,7$ см.

Площадь сечения нити

$$A = \frac{(q+p)l^2}{8f \cdot 0,9R_y} \left(1 + \frac{8f^2}{l^2} \right) = \frac{20 \cdot 65^2}{8 \cdot 3,20 \cdot 0,9 \cdot 24} \left(1 + \frac{8 \cdot 3,20^2}{65^2} \right) = 155,71 \text{ см}^2.$$

Жесткость нити и ее момент инерции, которые обеспечивают необходимые прогибы $[\Delta f] = \frac{1}{200} l$ от действия временной нагрузки на половине пролета, равны:

$$EI = \frac{5pl^4}{384 \cdot 32[\Delta f]},$$

$$I = \frac{5 \cdot 8 \cdot 65^4 \cdot 10^8 \cdot 200}{384 \cdot 100 \cdot 32 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 65 \cdot 10^2} = 86792 \text{ см}^4.$$

Принимаем сечение нити из двутавра с площадью $A = 164,7$ см² и моментом инерции $I = 125930$ см⁴. Увеличение стрелы провеса:

$$\Delta f = \frac{3 \cdot 8 \cdot 65^4 \cdot 10^8 \cdot 1,013}{128 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 164,7 \cdot 3,2^2 \cdot 10^4 \cdot 10^2} = 9,92 \text{ см}.$$

Напряжения изгиба и растяжения (8.67), (8.68):

$$\sigma_i = y'E \frac{h}{2} = \frac{9,92 \cdot 192 \cdot 70 \cdot 2,06 \cdot 10^4}{20 \cdot 65^2 \cdot 10^4 \cdot 2} = 1,62 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_r = \frac{20 \cdot 65^2}{8 \cdot (3,2 + 0,092) \cdot 164,7} - \frac{48 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 125930 \cdot 9,92}{5(3,2 + 0,092)65^2 \cdot 10^4 \cdot 164,7 \cdot 10^2} = 19,39 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma = \sigma_r + \sigma_i = 19,39 + 1,62 = 21,01 \text{ кН/см}^2 < 0,9 \cdot 24 = 21,6 \text{ кН/см}^2.$$

Точные расчеты конструкций с нитями конечной изгибной жесткости приводятся в литературе [8, 17, 19].

8.5. Двухпоясные системы покрытий

8.5.1. Общая характеристика и конструктивные особенности

Двухпоясными называют конструкции покрытий, состоящие из двух систем нитей, расположенных параллельно или радиально. Одна из них является несущей и ее работа, по существу, не отличается от работы однопо-

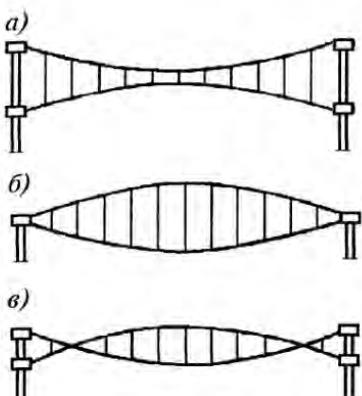


Рис. 8.29. Схемы двухпоясных систем

ясных систем. Другая система нитей, связанная с помощью тяжей или распорок с первой, обеспечивает стабилизацию покрытия за счет предварительного напряжения. Стабилизирующие нити путем натяжения несущих как бы имитируют действие временной нагрузки и при отсутствии таковой не позволяют несущим нитям вернуться в исходное положение, что дает возможность существенно снизить деформативность покрытия от временной нагрузки.

Взаимное расположение несущих и стабилизирующих нитей может быть осуществлено по трем схемам, показанным на рис. 8.29.

При расположении несущей нити выше стабилизирующей по схеме рис. 8.29, *а* соединяющие нити элементы работают на растяжение, что дает возможность выполнить их из тросов или круглой стали. Однако при таком решении покрытия увеличивается строительная высота помещения и возникает необходимость организации двух опорных контуров отдельно для несущих и стабилизирующих нитей.

Расположение нитей по схеме рис. 8.29, *б* позволяет устроить один общий опорный контур и создает условия для организации наружного водостока. Вместе с тем элементы, соединяющие поясы в этой системе, работают на сжатие, что существенно усложняет их конструкцию и приводит к повышению металлоемкости.

Схеме рис. 8.29, *в* присущи как преимущества, так и недостатки первых двух схем. Длина сжатых элементов здесь может быть уменьшена. Возможно также устройство наружного водостока (рис. 8.30).

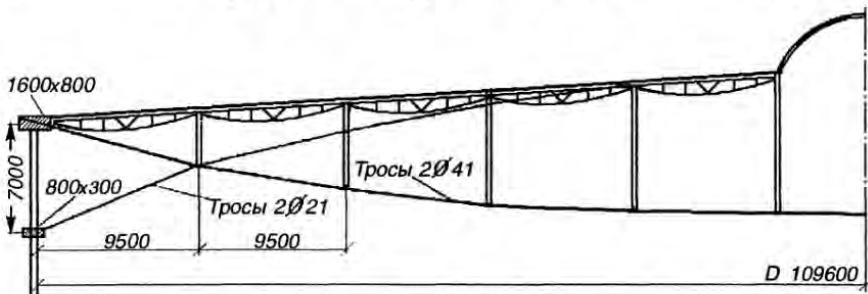


Рис. 8.30. Разрез по покрытию спортивной арены

Очертание нитей выбирают в соответствии с характером распределения внешней нагрузки. Основная нагрузка на покрытие — равномерно распределенная, поэтому при параллельном расположении нитей они будут загружены равномерно распределенной линейной нагрузкой q и в соответствии с формулой (8.3), очертание несущей нити должно следовать квадратной параболе:

$$y(x) = 4f \frac{x}{l} \left(1 - \frac{x}{l}\right), \quad (8.69)$$

где f — стрелка провеса в середине пролета.

Для того чтобы исключить кинематические перемещения от сил взаимодействия несущих и стабилизирующих нитей, передаваемых через растяжки (распорки), надо, чтобы эти силы были равномерно распределены по пролету. Это может быть достигнуто приданием стабилизирующей нити также очертания по квадратной параболе (8.69) с той же или иной стрелкой.

При радиальном расположении нитей линейная нагрузка будет треугольной, следовательно, очертания несущих и стабилизирующих нитей должны следовать кубическим параболам вида:

$$y(x) = 6f \frac{x}{l} \left[1 - 2\frac{x}{l} + \frac{4}{3}\left(\frac{x}{l}\right)^2\right]. \quad (8.70)$$

Количество растяжек (распорок) должно быть достаточно большим, чтобы они могли имитировать равномерно распределенную нагрузку. Расстояние между ними назначают в пределах 1,5...6 м и более, обычно увязывая его с размерами панелей покрытия или с шагом прогонов.

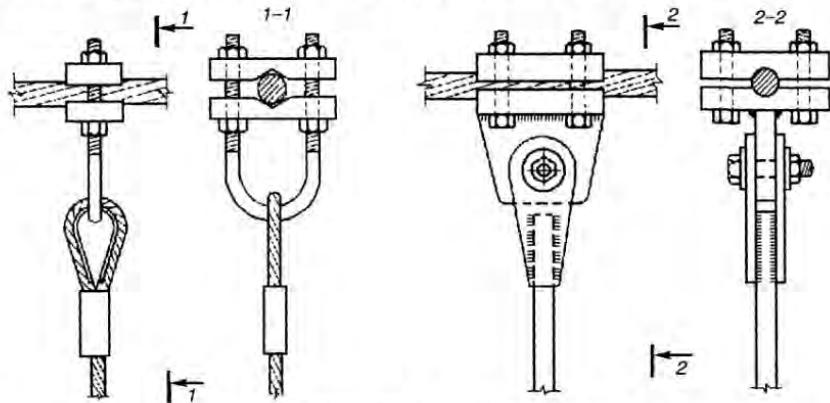


Рис. 8.31. Крепления растяжек к нитям

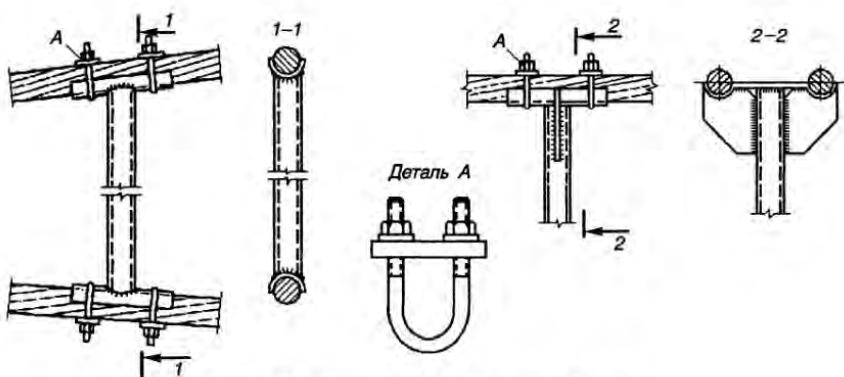


Рис. 8.32. Крепления распорок к нитям

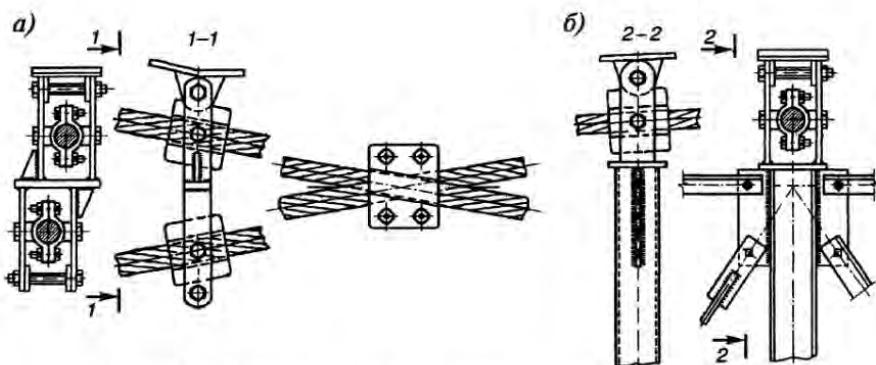


Рис. 8.33. Распорки большепролетных двухпоясных систем:

a — в непосредственной близости от узла пересечения нитей; *б* — рядовая распорка и связи

Некоторые варианты крепления растяжек к нитям показаны на рис.8.31, а распорок — на рис.8.32. При взаимном расположении несущих и стабилизирующих нитей по схеме *в* (см.рис.8.29) они оказываются в разных плоскостях. С этим нужно считаться при проектировании распорок, установленных в непосредственной близости от узла взаимного пересечения нитей, предусматривая смещение осей (рис.8.33, *а*). Остальные распорки можно проектировать прямыми (рис.8.33, *б*). Для обеспечения пространственной работы покрытия и закрепления сжатых распорок от смещений из плоскостей нитей могут быть предусмотрены вертикальные связи между распорками (рис.8.33, *б*).

Предварительное напряжение покрытия можно создать путем натяжения нитей домкратами, как и в однопоясных системах, либо путем напряжения растяжек (распорок). В последнем случае напрягающие усилия

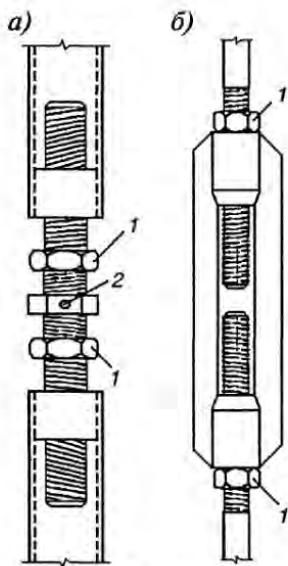


Рис. 8.34. Винтовые муфты для напряжения двухпоясных систем:

а — в распорках; б — в растяжках; 1 — контргайка; 2 — отверстие под штырь для вращения болта.

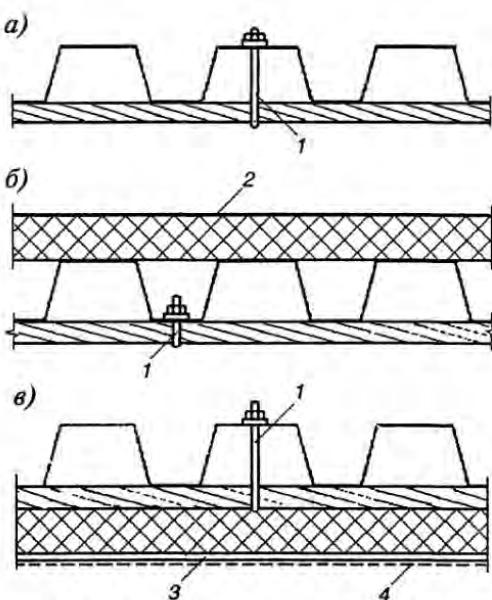


Рис. 8.35. Конструкция кровли из профилированных листов:

а — без утеплителя; б — с верхним расположением утеплителя; в — с размещением утеплителя под настилом; 1 — болт с крюком; 2 — гидроизоляционный ковер; 3 — пароизоляция; 4 — поддерживающая сетка

лия будут незначительны и их можно реализовать без применения домкратов, используя винтовые муфты с правой и левой резьбой (рис. 8.34). Чтобы муфты не раскручивались, их после напряжения затягивают контргайками.

В двухпоясных системах покрытий применяют легкие ограждающие конструкции в виде настилов и панелей на основе профилированных листов из стали, алюминиевых сплавов, стеклопластиков и других материалов. Находят применение деревянные заполнения. В случае использования для холодного покрытия прозрачного полизэфирного стеклопластика или органического стекла в здании обеспечивается естественное освещение.

Настил укладывают непосредственно на нити, реже на прогоны. Обычно утеплитель располагают над настилом и предусматривают защиту его кровельным ковром (рис. 8.35, б). Если профилированный настил, кроме несущей функции, выполняет роль гидроизоляции, то утеплитель располагают под настилом (рис. 8.35, в). В этом случае при использова-

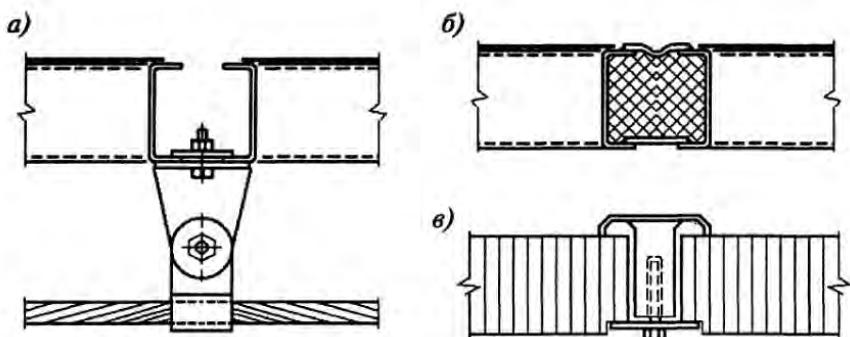


Рис. 8.36. Детали стыков плит:

a — опирание плит на столик; *б* — сварной стык стальных плит; *в* — стык с нащельником для стеклопластиковых плит

нии минераловатного утеплителя пароизоляцию выполняют из фольги, наклеенной на картон, а снизу предусматривают сетку.

Панели и плиты покрытия (прямоугольной формы для систем с параллельными нитями и трапециевидной — с радиальными) не имеют принципиальных особенностей по сравнению с обычными панелями. Узлы сопряжений и стыки панелей показаны на рис.8.36; конструкция столика при узловом опирании панелей — на рис.8.33, б.

8.5.2. Основы расчета двухпоясных систем

Расчетная схема нитей до их загружения временной нагрузкой приведена на рис.8.37, *а*. За счет предварительного напряжения системы растяжки (распорки) передают на несущую и стабилизирующую нити равномерно распределенную линейную нагрузку интенсивностью q_0 . Величину этой контактной нагрузки назначают так, чтобы при появлении временной нагрузки p , которая будет додгружать несущую нить и разгружать стабилизирующую, как показано на схеме рис. 8.37, *б*, последняя не выключалась из работы.

Изменение распора стабилизирующей нити ΔH_s при загружении системы какой-нибудь нагрузкой p будет пропорционально изменению распора несущей нити ΔH_n от той же нагрузки, т.е.

$$\Delta H_s = -\alpha \Delta H_n. \quad (8.71)$$

Поскольку стрелки дополнительных провесов нитей, объединенных растяжками (распорками), при этом изменятся на одинаковую величину, мы можем записать, используя формулы (8.15), (8.71) и принимая во внимание зависимости $\Delta H_n = \Delta p l^2 / (8f_n)$; $\Delta H_s = \Delta p l^2 / (8f_s)$, следующее равенство:

$$\frac{3}{16} \frac{m_n^2 l^2}{E_n A_n f_n} \Delta H_n = \frac{3}{16} \frac{m_s^2 l^2}{E_s A_s f_s} \alpha \cdot \Delta H_n.$$

Отсюда найдем коэффициент α

$$\alpha = \frac{m_n^2 E_s A_s f_s}{m_s^2 E_n A_n f_n}. \quad (8.72)$$

При изменении контактной нагрузки на величину q изменятся распоры в несущей и стабилизирующей нитях:

$$\Delta H_n = \frac{(p-q)l^2}{8f_n}; \quad \Delta H_s = \frac{ql^2}{8f_s}. \quad (8.73)$$

Решая совместно уравнения (8.71)...(8.73), определим искомое изменение контактной нагрузки при загружении системы временной нагрузкой p

$$q = p \frac{\alpha f_s}{f_n + \alpha f_s}. \quad (8.74)$$

Для сокращения построений мы проделали преобразования для висячих систем с параллельными нитями. Повторив эти преобразования применительно к системам с радиальными нитями, вы можете убедиться, что конечная формула (8.74) при этом не изменится. В дальнейшем изменения формул для систем с радиальными нитями мы будем оговаривать.

Остаточное натяжение стабилизирующей нити $\Delta T_s \approx \Delta H_s$ принимают в пределах 20...30% от возможного изменения ее начального распора ΔH_s .

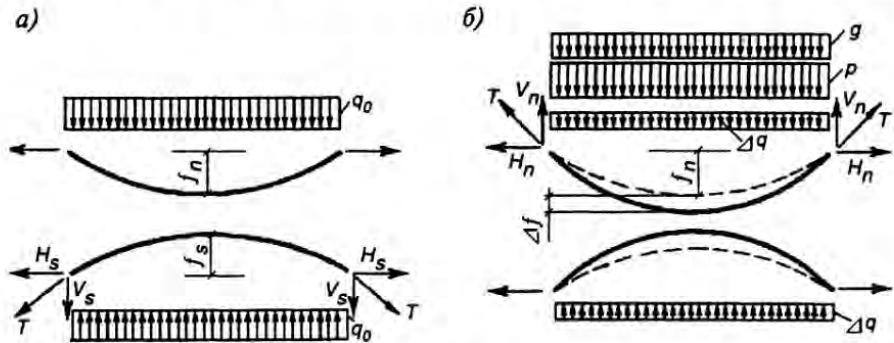


Рис. 8.37. Расчетная схема двухлонжеронной системы:

а — в стадии предварительного напряжения; *б* — в стадии действия расчетных нагрузок

т.е. остаточную Δq и начальную q_0 контактные нагрузки можно назначить равными:

$$\Delta q = (0,2 \dots 0,3)q; \quad q_0 = \dot{q} + \Delta q = (1,2 \dots 1,3)q. \quad (8.75)$$

Дальнейший расчет нитей на прочность не представляет затруднений. Нити рассчитывают независимо одна от другой: несущую нить рассчитывают по общим правилам на нагрузку $(g + p + \Delta q)$, а стабилизирующую — на нагрузку q_0 . Если ветровой отсос превышает собственный вес покрытия, то при расчете стабилизирующей нити следует учесть разницу $(p_w - g)$, где p_w — линейная ветровая нагрузка на нить. С некоторым запасом вы можете передать эту разницу на стабилизирующую нить целиком, т.е. просто добавить ее к нагрузке q_0 . На самом деле нагрузка $(p_w - g)$ будет передаваться на систему нитей, поэтому при более точном расчете нужно найти по формуле (8.74) изменение контактной нагрузки при ветре и выполнить остальные операции.

Отметим еще одно возможное уточнение расчета, которое также не существенно сказывается на изменении конечного результата. Оно связано с учетом изменения стрелок провесов нитей при переходе от одной нагрузки к другой. При этом вначале находят распоры для разных этапов работы системы от нагрузок p_i , а затем их алгебраически суммируют. При переходе от состояния i к состоянию $i+1$ распор находят по формуле $H_{i+1} = M_i / f_i \pm M_{i+1} / (f_i \pm \Delta f_i)$. Приращение стрелки Δf_i от нагрузки p_i можно определить на основании равенства (8.15) по формуле

$$\Delta f_i = k \frac{p_i l^4}{(1 + \alpha f_s / f_n) EA_n f_n^2}, \quad (8.76)$$

где $k = 3/128$ — для параллельных систем нитей; $k = 5/864$ — для радиальных систем.

Расчет распорок (растяжек) и опорных конструкций (балок, колец) не имеет особенностей по сравнению с общими правилами расчета элементов стальных конструкций.

Точный расчет висячих покрытий с определением вертикальных и горизонтальных перемещений всех его характерных точек выполняют на ЭВМ. Мы рассмотрели лишь вопросы расчета двухпоясных систем на прочность, что обеспечивает безопасность конструкций покрытия. Однако вопросы его долговечности (в особенности кровли), связанные с деформативностью покрытия, выпали из поля такого рассмотрения. Это объясняется не столько громоздкостью подобных расчетов при разных вариантах загружения покрытия временной нагрузкой, сколько отсутствием

вием научно обоснованных норм ограничения предельных перемещений. В литературе нет единого мнения по этому вопросу, скорее всего следует ориентироваться на предельное приращение стрелки провеса при действии нормативной временной нагрузки, равное 1/200 от пролета. При полном загружении покрытия временной нагрузкой вы можете найти приращение стрелки в середине пролета по формуле (8.76) и сравнить его с указанным предельным значением. Если у вас возникнет желание сделать более обстоятельный анализ деформативности покрытия в разных точках при полном и частичных загружениях его временными нагрузками, то обратитесь к учебному пособию [3] или к специальной литературе.

Последовательность расчета

1. Назначьте состав ограждающих конструкций, определите постоянную и временные нагрузки.
2. Задайтесь стрелками провесов несущей и стабилизирующей нитей в пределах 1/8...1/20 пролета, ориентируясь на полюбившийся вам аналог, либо выполните вариантное проектирование для разных стрелок, всякий раз повторяя приведенный здесь расчет.
3. Задайтесь коэффициентом $\alpha = 0,1 \dots 0,15$ в первом приближении; определите падение контактной нагрузки.

Если покрытие выполнено по схеме *a* (см. рис.8.29), то предварительное напряжение целесообразно осуществлять после монтажа ограждающих конструкций, т.е. после приложения постоянной нагрузки *g*. В этом случае величину контактной нагрузки нужно назначать из условия невыключения из работы стабилизирующих нитей после приложения снежной нагрузки. Тогда падение контактной нагрузки будет равно

$$q = p \frac{\alpha f_s}{f_n + \alpha f_s}.$$

В покрытиях, выполненных по схемам *b*, *v* (см. рис.8.29), предварительное напряжение удобно производить до монтажа ограждающих конструкций, при этом величину контактной нагрузки приходится назначать несколько больше, исходя из ее падения при загружении покрытия собственным весом и снегом

$$q = (g + p) \frac{\alpha f_s}{f_n + \alpha f_s}.$$

Определив падение контактной нагрузки тем или иным способом, назначьте ее величину

$$q_0 = q + \Delta q, \quad \text{где} \quad \Delta q = (0,2 \dots 0,3) q.$$

4. Подберите в первом приближении сечение стабилизирующей нити из расчета восприятия ей распора от контактной нагрузки:

$$T_s = \sqrt{H_s^2 + V_s^2}; \quad A_s > 1,6T_s / (k_p R_{un});$$

в покрытиях с параллельными нитями $H_s = q_0 l^2 / 8f_s$; $V_s = q_0 l / 2$;

в покрытиях с радиальными нитями $H_s = q_0 l^2 / 24f_s$; $V_s = q_0 l / 4$.

Если натяжение стабилизирующих нитей осуществляют после приложения постоянной нагрузки, то к контактной нагрузке q_0 следует добавить ветровой отсос.

5. Подберите в первом приближении сечение несущей нити:

$$T_n = \sqrt{H_n^2 + V_n^2}; \quad A_n > 1,6T_n / (k_p R_{un});$$

в покрытиях с параллельными нитями

$$H_n = (g+p+\Delta q) l^2 / 8f_n; \quad V_n = (g+p+\Delta q) l / 2;$$

в покрытиях с радиальными нитями

$$H_n = (g+p+Dq) l^2 / 24f_n; \quad V_n = (g+p+Dq) l / 4.$$

При малых стрелках, выполняя первое приближение расчетов по пп. 4, 5, вы можете подбирать сечение нити по распору H , не вычисляя вертикальной составляющей тяжения V . Однако, когда вы будете возвращаться к этим пунктам при точных проверках, нужно ориентироваться на тяжение T .

6. Вычислите по формуле (8.72) коэффициент α и уточните контактную нагрузку (8.74):

$$\alpha = \frac{m_n^2 E_s A_s f_s}{m_s^2 E_n A_n f_n}; \quad q = p \frac{\alpha f_s}{f_n + \alpha f_s}; \quad \Delta q = (0,2 \dots 0,3)q; \quad q_0 = q + \Delta q.$$

Здесь под p понимается временная нагрузка или суммарная нагрузка $g+p$, в зависимости от условий предварительного напряжения системы (см. п.3).

7. Вернитесь к пп. 4, 5 и повторите изложенные там вычисления при новых значениях контактных нагрузок. Выберите подходящие канаты для несущей и стабилизирующей нитей. Найдите длины исходных заготовок для этих нитей по формуле (8.14)

* Приведенный здесь расчет ориентирован на случай предварительного напряжения системы до приложения постоянной нагрузки при условии, что ветровой отсос меньше постоянной нагрузки. В противном случае к контактной нагрузке q_0 нужно добавить разницу между ветровым отсосом и постоянной нагрузкой.

$$L = l \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 - \frac{H}{EA} \right].$$

8. Оцените деформативность покрытия в приближенном варианте по формуле (8.76)

$$\Delta f_i = k \frac{p_i l^4}{(1 + \alpha f_s / f_n) E A_n f_n^2} \leq \frac{1}{200} l$$

или выполните более обстоятельный анализ.

9. Определите усилия в распорках $N = (g + p + \Delta q)a$ или растяжках $N = q_0 a$, где a — шаг распорок (растяжек), и подберите их сечение.

10. Определите линейную нагрузку на балки (кольца) опорного контура от распоров несущей и стабилизирующей нитей, назначьте состав и подберите размеры поперечного сечения элементов опорного контура, выполните необходимые проверки на прочность и устойчивость.

Пример 8.4. Рассчитаем двухпоясное покрытие плавательного бассейна, рассмотренного в примере 8.1, но с иным составом ограждающих конструкций, которые примем из профилированного настила, фенольного пенопласта и рулонного ковра [15]. Поперечный разрез здания приведен на рис. 8.38. Шаг нитей — 3 м, шаг распорок — 3 м.

Расчетная постоянная нагрузка (табл. 8.5) составляет $0,52 \text{ кН}/\text{м}^2$. Линейная постоянная нагрузка на нити $g = 0,52 \cdot 3 = 1,56 \text{ кН}/\text{м}$. Снеговая нагрузка для III снегоходного района $s = 1,0 \text{ кН}/\text{м}^2$. Коэффициент надежности по нагрузке при отношении нормативной нагрузки от собственного веса покрытия к нормативной снеговой нагрузке $0,52/1,0 = 0,52 < 8$ равен $\gamma_c = 1,6$. Расчетная снеговая нагрузка $p = 1,6 \cdot 1 \cdot 3 = 4,8 \text{ кН}/\text{м}$.

Назначаем стрелки: несущий нити $f_n = (1/20) l = 3,25 \approx 3 \text{ м}$; стабилизирующей нити $f_s = (1/30) l \approx 2 \text{ м}$. Принимаем в первом приближении коэффициент $\alpha = 0,1$.

Определяем падение контактной нагрузки при загружении покрытия постоянной и снеговой нагрузками $q = (g + p)\alpha f_s / (f_n + \alpha f_s) = 6,36 \cdot 0,1 \cdot 2 / (3 + 0,1 \cdot 2) = 0,4 \text{ кН}/\text{м}$.

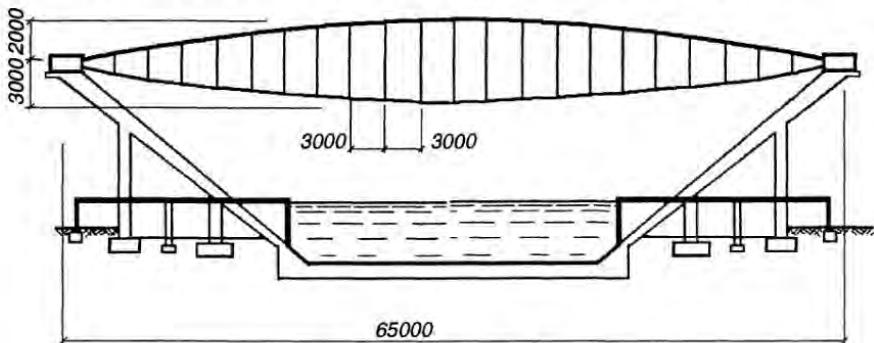


Рис. 8.38. К примеру 8.4

Таблица 8.5 Нагрузка на 1 м² покрытия (к примеру 8.4)

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная нагрузка			
Гидроизоляция (двухслойный рулонный ковер)	0,08	1,3	1,04
Слой припененного рубероида	0,012	1,2	0,014
Теплоизоляция (фенольный пенопласт толщиной 5 см, плотностью 60 кг/м ³)	0,30	1,2	0,36
Стальной профилированный настил Н60-782-1	0,133	1,1	0,146
Стальные канаты и распорки	0,2	1,1	0,22
Итого	0,455	—	0,520
Временная нагрузка			
Снеговая нагрузка для III района	1,0	1,6	1,6
Итого	1,455		2,12

Принимаем остаточную контактную нагрузку при полном загружении покрытия $\Delta q=0,25q = 0,25 \cdot 0,4 = 0,1$ кН/м, тогда начальная контактная нагрузка будет равна $q_0=q+\Delta q=0,4+0,1=0,5$ кН/м.

Подбираем ориентировочную площадь сечения нитей.

Несущая нить

$$H_n=(g+p+\Delta q)^2 / (8f_n) = (1,56+4,8+0,1) \cdot 65^2 / (8 \cdot 3) = 1137 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь сечения каната двойной свивки ЛК-РО при нормативном сопротивлении проволок $R_{un}=156,8$ кН/см²

$$A_n=1,6H_n / k_p R_{un} = 1,6 \cdot 1137 / (0,75 \cdot 156,8) = 15,47 \text{ см}^2 = 1547 \text{ мм}^2.$$

Назначаем (табл. П8.1) канат диаметром 61,5 мм с площадью сечения $A_n=1782,25$ мм². Модуль упругости (табл. 8.4) $E=1,5 \cdot 10^5$ Н/см².

Стабилизирующая нить

$$H_s=q_0 l^2 / (8f_s) = 0,5 \cdot 65^2 / (8 \cdot 2) = 132 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь поперечного сечения спирального каната ЛК-Р при $R_{un}=137,2$ кН/см²

$$A_s = 1,6 \cdot 132 / (0,81 \cdot 137,2) = 1,9 \text{ см}^2 = 190 \text{ мм}^2.$$

Назначаем канат диаметром 20,5 мм, для которого $A=192,11$ см²; $E=1,5 \cdot 10^5$ кН/см².

Для уточнения коэффициента α предварительно находим отношение длин нитей к пролету

$$m_n = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_n}{l} \right)^2 = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{3}{65} \right)^2 = 1,0057; \quad m_s = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{3}{65} \right)^2 = 1,0025.$$

Коэффициент α по формуле (8.72) равен

$$\alpha = \frac{m_s^2 A_s f_s}{m_s^2 A_n f_n} = \frac{1,0057^2 \cdot 1,9 \cdot 10^{-4} \cdot 2}{1,0025^2 \cdot 15,47 \cdot 10^{-4} \cdot 3} = 0,0824.$$

Уточняем значения контактных нагрузок

$$q = (1,56 + 4,8) \frac{0,0824 \cdot 2}{3 + 0,824 \cdot 2} = 0,331 \text{ кН/м}; \quad \Delta q = 0,25 \cdot 0,331 = 0,083 \text{ кН/м};$$

$$q_0 = 0,331 + 0,083 = 0,414 \text{ кН/м}.$$

Производим повторный подбор сечений нитей.

Расчет несущей нити: $H_n = 1134 \text{ кН}$; $V_n = 209,4 \text{ кН}$; $T_n = 1153,2 \text{ кН}$; $A_n = 1570 \text{ мм}^2$. Назначаем канат ЛК-РО конструкции 6x36 диаметром 61,5 мм с временными сопротивлениями проволок 156,8 кН/см² ($A_n = 1782,55 \text{ мм}^2$).

Расчет стабилизирующей нити: $H_s = 109,3 \text{ кН}$; $V_s = 13,46 \text{ кН}$; $T_s = 110,13 \text{ кН}$; $A_s = 158,6 \text{ мм}^2$. Назначаем спиральный канат ЛК-Р конструкции 6x19 диаметром 19 мм с временными сопротивлениями проволок 137,2 см². ($A = 165,68 \text{ см}^2$).

Для оценки деформативности покрытия находим дополнительную стрелку провеса в середине пролета от нормативной снеговой нагрузки

$$\Delta f_i = k \frac{p_i l^4}{(1 + \alpha f_s / f_n) E A_n f_n^2} = \frac{3}{128} \frac{(1 \cdot 10^{-4} \cdot 300) \cdot 6500^4}{(1 + 0,824 \cdot 2,00 / 300) 15 \cdot 10^3 \cdot 17,8 \cdot 300^2} =$$

$$= 49,51 \text{ см} > (1/200)l = 32,5 \text{ см}.$$

Покрытие не удовлетворяет условию жесткости, а это может привести к снижению его долговечности.

Увеличим контактную нагрузку до $q_0 = 0,7 \text{ кН/м}^2$. Падение контактной нагрузки при загружении покрытия постоянной нагрузкой и снегом сохранит прежнее значение, поэтому остаточная контактная нагрузка будет равна $\Delta q = 0,7 - 0,4 = 0,3 \text{ кН/м}^2$. Повторяя подбор сечений нитей при новом значении q_0 , и, следовательно, распоров, обратите внимание, что предпочтение нужно отдавать канатам с небольшими значениями временного сопротивления проволок разрыву. Это связано с тем, что жесткость системы зависит от площади сечения канатов и не зависит от их прочности. Поэтому условие прочности канатов ($1,6T/A$, $k_p R_{u,n}$) следует обеспечить путем увеличения их диаметров при одновременном снижении предела прочности проволок.

Выбирая $R_{y,n} = 117,6 \text{ кН/см}^2$ и повторяя расчет, назначаем канаты: для несущей нити — ЛК-РО диаметром 72 мм ($A_n = 23,16 \text{ см}^2$); для стабилизирующей нити — ЛК-Р диаметром 27 мм ($A_s = 3,38 \text{ см}^2$).

Дополнительная стрелка провеса в середине пролета от нормативной снеговой нагрузки будет равна 37,4 см. Таким образом, мы существенно уменьшили деформативность покрытия, но не получили желаемого результата, так как новое значение стрелки превышает нормируемую величину 32,5 см.

Увеличим начальную стрелку несущей нити до 3,3 м. Тогда:

$$m_n = 1 + \frac{8 \left(\frac{3,3}{65} \right)^2}{3} = 1,0069; \quad \alpha = \frac{1,0069^2 \cdot 3,38 \cdot 14^{-4} \cdot 2}{1,0025^2 \cdot 23,16 \cdot 10^{-4} \cdot 3,3} = 0,089;$$

$$\Delta f = \frac{3 \cdot 3 \cdot 65^4}{128(1 + 0,089 \cdot 2/3,3) 15000 \cdot 10^4 \cdot 23,16 \cdot 10^{-4} \cdot 3,3^2} = 0,315 < 0,325 \text{ м}.$$

Условие жесткости обеспечено. Формально далее нужно повторить расчет и оценить прочность канатов при новом значении стрелки провеса несущей нити. Мы не будем этого делать, полагая, что увеличение стрелки на 10% приведет к запасу прочности несущей нити

в таких же пределах. Вы можете поступить иначе и не исключено, что сумеете принять катан меньшего диаметра. Но в этом случае не забудьте еще раз проверить деформативность, т.к. при меньшем диаметре каната она станет несколько большей.

Определим длины исходных заготовок для нитей, для чего предварительно вычислим распоры в нитях от контактной нагрузки:

$$H_n = q_0 \cdot l^2 / (8f_n) = 0,414 \cdot 65^2 / (8 \cdot 3) = 72,88 \text{ кН};$$

$$H_s = q_0 \cdot l^2 / (8f_s) = 0,414 \cdot 65^2 / (8 \cdot 2) = 109,32 \text{ кН}.$$

Искомые длины исходных заготовок будут равны:

$$L_n = l \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_n}{l} \right)^2 - \frac{H_n}{EA_n} \right] = 6500 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{330}{6500} \right)^2 - \frac{72,88}{15 \cdot 10^3 \cdot 17,8} \right] = 6542,9 \text{ см.}$$

$$L_s = l \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_s}{l} \right)^2 - \frac{H_s}{EA_n} \right] = 6500 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{200}{6500} \right)^2 - \frac{109,32}{15 \cdot 10^3 \cdot 16,57} \right] = 6513,55 \text{ см.}$$

Подбор сечения распорок.

Сжимающее усилие при шаге распорок 3 м

$$N = (q+p+\Delta q)a = (1,56+4,8+0,3)3 = 19,98 \text{ кН.}$$

Назначаем сечение распорки по предельной гибкости $l_{lim}=150$. Требуемый радиус инерции сечения $i = l_0 / l_{lim} = 500 / 150 = 3,33$ см. По сортаменту (табл. П11.12 [1]) выбираем гнуто-сварной замкнутый профиль 100х100х3 / ТУ 36-2287-80 ($A=11,64 \text{ см}^2$; $i=3,96 \text{ см}$). Проверяем устойчивость распорки

$$\lambda = 500 / 3,96 = 126,26; \varphi = 0,39; N / (\varphi A) = 19,98 / (0,39 \cdot 11,64) = 4,4 < R_v \gamma_c$$

8.5.3. Вантовые предварительно напряженные фермы

Замена растяжек зигзагообразной канатной решеткой в двухпоясной системе превращает ее в вантовую ферму (рис. 8.39, а). Такая система является более жесткой, она способна воспринимать сдвигающие усилия и эффективно работает на неравномерно распределенные нагрузки. Предварительное натяжение канатов при монтаже производят с таким расчетом, чтобы самые интенсивные снеговые и ветровые нагрузки не снижали до конца эффекта предварительного напряжения и в элементах, работающих на сжатие, оставались небольшие растягивающие усилия. Понятно, что в этом случае усилия от внешней нагрузки в растянутых элементах будут суммироваться с весьма значительными усилиями предварительного напряжения. Однако некоторое повышение металлоемкости растянутых элементов с избытком компенсируется отсутствием значительно более металлоемких сжатых элементов.

Конструкции на основе тросовых ферм в зарубежной практике принято называть системами Яверта. Не умаляя заслуг талантливого шведского инженера, отметим справедливости ради, что такая система впервые была предложена инж. Я.А. Осташевским в 1940 г. и применена в 1953 г.

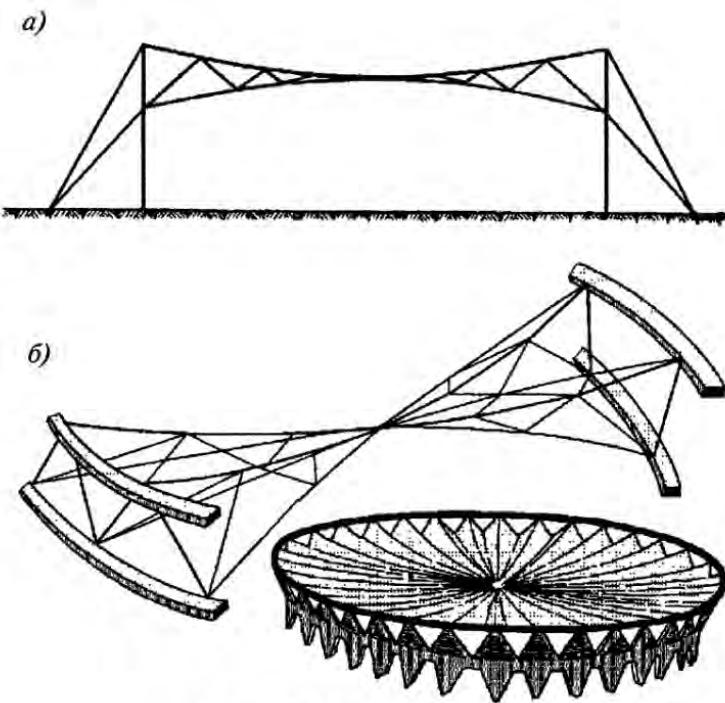


Рис. 8.39. Вантовые фермы:
а — в прямоугольных зданиях; б — в круглых зданиях

инж. Г.Д. Поповым и В.М. Вахуркиным для подвесной канатной дороги пролетом 874 м у Волгограда.

Тросовые фермы применяют для перекрытия однопролетных и многопролетных зданий с прямоугольным планом, а также круглых зданий. Фермы обычно располагают на расстоянии 3...6 м одну от другой в зависимости от несущей способности кровельных панелей или настила. Прикрепленный к канатам настил или кровельные панели заменяют поперечные связи между фермами. Кровля, уложенная по провисающему верхнему канату, получает цилиндрическое очертание, что дает простое решение отвода атмосферных вод вдоль здания путем изменения отметок расположения соседних ферм. Размеры панелей ферм назначают независимо от размеров кровельных плит покрытия, так как внеузловая передача сравнительно небольшой нагрузки на мощный растянутый трос практически не отражается на его работе. Стрелки провесов поясов вантовых ферм, благодаря их относительно высокой жесткости, назначают несколько большими, чем в двухпоясных системах. Фермы могут быть рас-

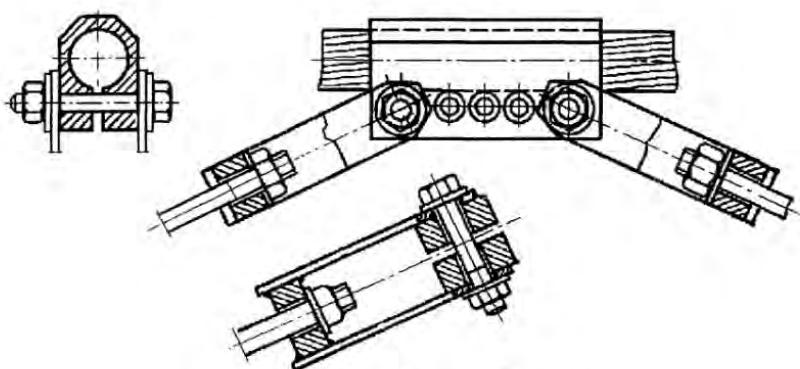


Рис. 8.40. Узел вантовой фермы

положены наклонно (рис. 8.39, б), что благоприятно сказывается на общей пространственной жесткости покрытия.

Конструктивные решения ограждающих конструкций и узлы их креплений к несущим канатам не имеют принципиальных отличий от двухпоясных систем с прямыми растяжками. Сопряжения раскосов тросовых ферм с поясами осуществляют с помощью устройств, подобных показанному на рис. 8.40.

Основы расчета вантовых ферм. При расчете вантовых ферм обычно пренебрегают изменением их геометрии от кинематических перемещений вследствие малости последних. Это делает возможным рассматривать тросовую ферму как обычную стержневую систему с использованием принципа ее отвердения, а следовательно, и принципа независимости действия сил.

В общем случае ферма, закрепленная на пилонах пять раз, статически неопределенна, однако, если не учитывать работу пилона на изгиб, что весьма мало сказывается на результатах расчета, то будем иметь три неизвестных. Для увеличения жесткости системы верхний и нижний пояса фермы в середине пролета обычно стягивают в один узел, поэтому остается только два лишних неизвестных: распор X_1 и поперечная сила X_2 . Определив усилия в k стержнях фермы (в основной статически определимой системе) N_1, N_2 — от единичных неизвестных $X_1=1, X_2=1$ и N_p — от внешней нагрузки, можно найти перемещения

$$\delta_{ij} = \sum_k N_i N_j \frac{l_k}{EA_k}, \quad (8.77)$$

а затем решить систему канонических уравнений метода сил:

$$\begin{aligned}\delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1p} &= 0; \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2p} &= 0.\end{aligned}\quad (8.78)$$

Искомые усилия в стержнях фермы от внешней нагрузки будут равны

$$N = N_p + N_1 X_1 + N_2 X_2. \quad (8.79)$$

Аналогично находят усилия в стержнях фермы от единичных загружений ее силами предварительного напряжения, после чего определяют эти силы так, чтобы стержни, работающие от внешней нагрузки на сжатие, всегда оставались растянутыми.

Последовательность расчета

1. Для грубого определения жесткостей элементов фермы [EA_k в формуле (8.77)] выполните предварительный ее расчет на прочность как двухпоясной системы с растяжками (см. 8.5.2).

2. Определите по формулам (8.77)...(8.79) усилия в стержнях фермы от загружения ее постоянной и снеговой нагрузками.

3. Последовательно заменяя раскосы единичными силами предварительного напряжения и рассматривая эти силы как внешнюю нагрузку, повторите всякий раз расчет по п.2.

Составьте таблицу возможных комбинаций усилий предварительного напряжения и подберите эти усилия так, чтобы в сжатых от постоянной и полезной нагрузок стержнях при суммарном действии всех внешних сил имело место растяжение, составляющее 20... 30% от начального. Этим самым вы найдете силы предварительного напряжения, которые нужно будет реализовать в процессе монтажа конструкций. Коэффициенты надежности по нагрузкам принимайте больше или меньше единицы в зависимости от того, что увеличивает расчетное усилие.

4. Подберите сечение элементов фермы по максимальным усилиям, для чего при расчете каждого элемента суммируйте все усилия от предварительного напряжения с учетом или без учета усилий от полезной нагрузки.

5. Оцените деформативность фермы. Для этого приложите в направлении искомого перемещения единичную силу и определите усилия в стержнях фермы \bar{N}_k по формулам (8.77)...(8.79). Проделайте то же самое и найдите усилия $N_{k,p}$ от полезной нагрузки, загрузив ферму или ее часть нормативной нагрузкой. Определите по формуле Мора и сравните с допускаемой стрелку перемещения от нормативной нагрузки

$$\Delta f = \sum N_{k,p} \bar{N}_k \frac{l_k}{EA_k} \leq \frac{1}{200} l. \quad (8.80)$$

Если вы ограничитеесь только проверкой перемещений фермы от снеговой нагрузки по всему пролету, то ее статический расчет на нормативную снеговую нагрузку можно не производить, поскольку усилия в стержнях фермы при таком загружении будут отличаться от ранее найденных усилий от суммарной (постоянной и снеговой) нагрузки на коэффициент $k = p_n / (g + p)$, где p_n — нормативная снеговая нагрузка; g — расчетная постоянная нагрузка; p — расчетная снеговая нагрузка.

8.6. Перекрестные системы двоякой кривизны

8.6.1. Компоновка и работа несущих систем

Такие системы образуют двумя взаимно перпендикулярными семействами параллельных нитей (несущих и стабилизирующих); поверхность покрытия при этом имеет седловидную форму (см. рис. 8.4, в). Усилия предварительного напряжения в стабилизирующих нитях передаются на несущие нити в виде сосредоточенных сил, приложенных в узлах пересечения. Эти силы назначают такими, чтобы при отсутствии временной нагрузки они имитировали ее действие и не позволяли несущим нитям вернуться к первоначальной форме. Этим обеспечивается стабилизация фермы покрытия.

Постоянная нагрузка на покрытие — равномерно распределенная, снег также распределен по покрытию примерно одинаково, поэтому форма несущей нити должна соответствовать квадратной параболе. Стабилизирующие нити, призванные имитировать временную и, следовательно, равномерно распределенную нагрузку, также должны иметь формы квадратных парабол. Этому отвечает поверхность в виде гиперболического параболоида — «гипара» (рис. 8.41):

$$z = f_n \frac{x^2}{a^2} + f_s \frac{y^2}{b^2}, \quad (8.81)$$

где f_n — стрелка провеса несущих нитей; f_s — стрелка подъема стабилизирующих нитей; a и b — полупролеты в направлении осей x и y .

Сечения гипара вертикальными плоскостями, параллельными главным координатным плоскостям, дают систему параллельных квадратных парабол с одинаковым отношением f^2/l , вогнутых в плоскостях, параллельных плоскости $z0x$, и выпуклых в плоскостях, параллельных плоскости $z0y$. Сечения поверхности наклонными плоскостями, параллельными осям $0y$, дают гиперболы. По мере увеличения угла наклона секущей плоскости по отношению к вертикали гиперболы заостряются и переходят в две прямые, когда секущая плоскость станет касательной к главной па-

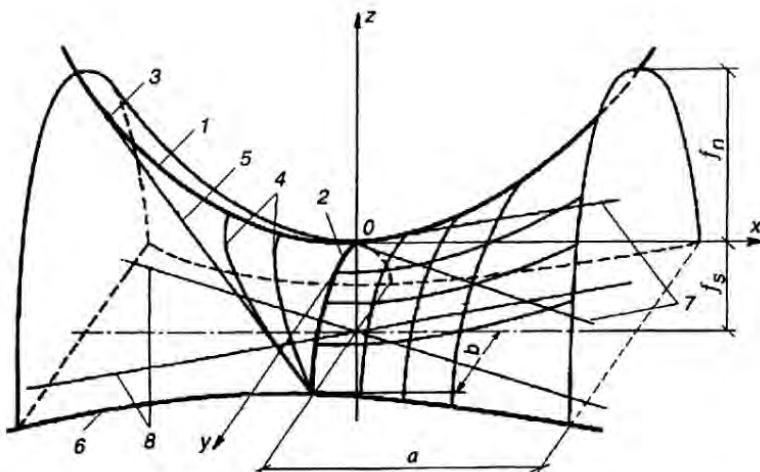


Рис. 8.41. Гиперболический параболоид:

1 — главная несущая парабола; 2 — главная стабилизирующая парабола; 3 — точка касания секущей плоскости с главной несущей параболой; 4 — гиперболы; 5 — след секущей плоскости с прямолинейной образующей; 6 — главная гипербола; 7 — прямолинейные образующие в точке 0; 8 — асимптоты главной гиперболы

боле, лежащей в плоскости $z0x$. Секущие плоскости, параллельные плоскости $x0y$, дают в сечении гиперболы, причем в секущей плоскости, проходящей через центр поверхности (точка 0 по оси oz), гипербола превращается в две прямые. Кроме того, через любую точку гипара можно провести две перекрещивающиеся в этой точке прямые, лежащие на данной поверхности.

Выбирая на поверхности гипара произвольный замкнутый контур при сохранении направления несущих нитей параллельно плоскости $z0x$ и стабилизирующих — параллельно плоскости $x0y$, вы можете создавать покрытия самой причудливой формы с художественно выразительными решениями зданий различного функционального назначения. Причем, все нити каждого семейства (несущих и ограждающих) будут работать одинаково и иметь постоянные для каждой нити отношения

$$\frac{f_{n,i}}{l_{n,i}^2} = \text{const}; \quad \frac{f_{s,j}}{l_{s,j}^2} = \text{const}. \quad (8.82)$$

На рис. 8.2, 8.4, 8, и 8.5 были показаны различные покрытия с опорными контурами в виде арок. Все они близки, но не полностью соответствуют сечениям гипара наклонными плоскостями, так как с точки зрения работы арки наилучшим будет ее параболическое, а не гиперболическое очертание. Если придать арке форму параболы, то будут нарушены ха-

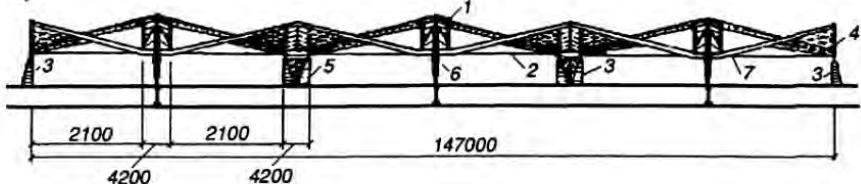
рактерные для гипара соотношения, поэтому нужен выбор: либо создавать сеть нитей в форме гипара и реализовать все присущие ему преимущества, теряя прелести плоской параболической арки, либо обеспечивать хорошую работу опорного контура, несолько теряя преимущества гипара. Обычно следуют второму «либо», так как некоторое нарушение условий (8.82) не очень сильно влияет на работу покрытия. Арки выполняют преимущественно из железобетона, их собственный вес частично или полностью погашает распор нитей. Равновесие покрытия обеспечивают колонны, стойки витражка или оттяжки в плоскости наружных стен. Для опорного контура можно использовать не две, а больше арок. Широко применяют систему из трех арок. При этом среднюю арку устанавливают вертикально, а боковые арки — горизонтально или наклонно.

Если угол наклона секущей плоскости к вертикали равен $\varphi = \operatorname{arctg} l/4f$, то гипербола преобразуется в две прямые, что позволяет организовать прямолинейный опорный контур. На рис.8.42 показано многопролетное покрытие над железнодорожной платформой, выполненное из гипаров с прямолинейными опорными контурами.

Располагая план овального здания на плоскости xOy симметрично относительно начала координат и мысленно выдвигая его стены вверх, вы получите криволинейный опорный контур в виде изогнутого в пространстве круглого или эллиптического кольца (рис. 8.43).

Гипар является лучшей формой поверхности из сетки нитей с точки зрения работы покрытия, поэтому его следует использовать преимущественно.

a)



b)

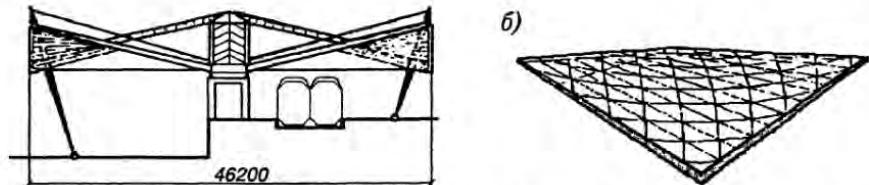


Рис. 8.42. Покрытие над железнодорожной платформой в Тилбурге (Нидерланды):

a — продольный и поперечный разрезы; *b* — схема оболочки; 1 — нить; 2 — стальная затяжка; 3 — железобетонная опора; 4 — решетка покрытия; 5 — ленточный фонарь верхнего света; 6 — стальной пilon; 7 — опорный контур гипара

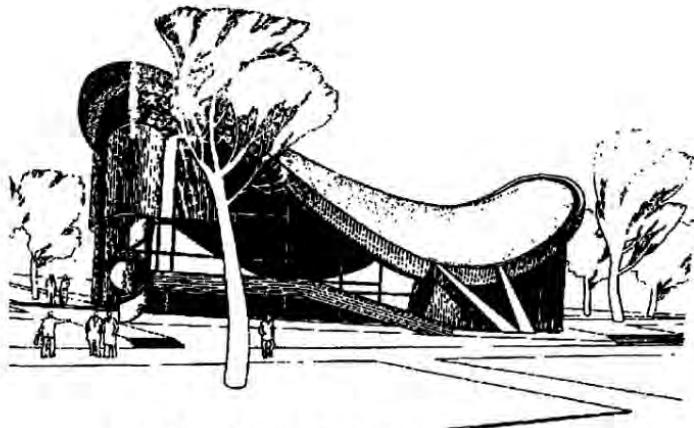


Рис. 8.43. Гипар с криволинейным контуром

венно для капитальных сооружений с относительно большой постоянной нагрузкой. С точки зрения удобства монтажа предпочтительнее так называемая самообразующая поверхность, в которой нити расположены по геодезическим линиям на поверхности, т.е. по линиям кратчайших расстояний между двумя соседними точками. В этом случае нити расположены в непараллельных друг другу плоскостях. Их расчет производят по условным приближенным схемам.

Нити в сетке располагают на равных расстояниях. Шаг несущих и стабилизирующих нитей назначают в зависимости от конструкции кровли от 1 м для тентовых и пленочных покрытий до 2...3 м для щитовых покрытий.

В узлах пересечения нити скрепляют друг с другом хомутами или накладками (рис.8.44). Конструкция узлов пересечения несущих и стабилизирующих нитей должна обеспечивать их взаимное проскальзывание во время сборки и предварительного напряжения сети, но надежно закреплять их в период эксплуатации. При использовании двойных хомутов из круглой стали (рис.8.44, а) канаты защищают от повреждений кожухами из оцинкованной стали или капрона. Гайки хомутов окончательно затягивают после предварительного напряжения сети. Если доля временной нагрузки относительно постоянной мала, незначительны скатные составляющие узловых нагрузок и для надежной фиксации канатов в узлах достаточно сил трения, то стабилизирующие нити можно укладывать в седла из отрезков труб, приваренных к пластинам (рис.8.44, б). В этом случае отпадает надобность в двухкратном затягивании гаек. Штампованные стальные наладки в узлах пересечения канатов и опорные листы с хомутами при ни-

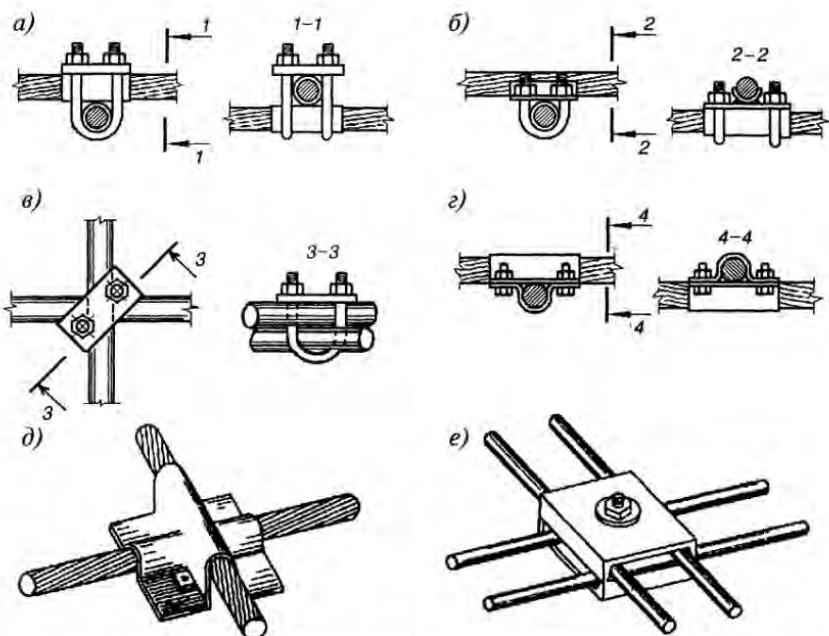


Рис. 8.44. Сопряжения нитей в перекрестных системах:

a — на двойных хомутах; *б* — на двойных хомутах с «седлом»; *в* — на одиночных хомутах; *г* — с двумя штампованными накладками; *д* — с одиночной штампованной накладкой; *е* — при парных нитях

тях из круглой стали (рис. 8.44, *г...е*) одновременно используют как столики для плит кровли. Одиночные штампованые накладки должны иметь два желоба. Накладки с одним желобом устанавливают сдвоенно. Для закрепления парных арматурных стержней применяют гнутые накладки со стяжным болтом (рис. 8.44, *е*). Кровлю по нитям делают легкой конструкции, как в двухпоясных системах покрытий (см. рис. 8.35).

Стрелки провеса по главным осям поверхности принимают для несущих нитей $f_n = (1/8 \dots 1/15) l_n$ для стабилизирующих — $f_s = (1/10 \dots 1/25) l_s$. Увеличение стрелки несущих и уменьшение стабилизирующих нитей ведет к уменьшению прогибов покрытия и усилий в несущих нитях, но одновременно увеличивает изгибающие моменты в опорной конструкции на стадии предварительного напряжения, что нежелательно.

Наиболее индустриальным методом предварительного напряжения является одновременное натяжение всей сети. В этом случае нити закрепляют в опорном контуре наглухо без использования регулировочных шайб, нарезных приспособлений и других устройств. Натяжение в гипарах осуществляют путем опускания конструкций опорного контура, например поворота арки вокруг опорного шарнира. Недостатками такого

способа предварительного напряжения являются усложнения конструкции опорного контура и необходимость очень точного обеспечения длин исходных заготовок всех нитей.

Предварительное напряжение сети путем последовательного натяжения каждой стабилизирующей нити в отдельности является наиболее простым и распространенным методом. При таком способе один конец стабилизирующей нити закрепляют наглухо (см. рис. 8.19, а, б), а на другом конце предусматривают приспособление для механического натяжения динамометрическим гаечным ключом при усилии до 350 кН (см. рис. 8.34) или домкратом (см. рис. 8.24, б).

8.6.2. Особенности расчета перекрестных систем

Универсальными способами расчета сетей произвольного вида являются численные методы. В весьма приближенных вариантах расчета нерастяжимой нити такие методы основаны на уравнениях равновесия, которые могут быть записаны для каждого узла сети. В эти уравнения входит узловая нагрузка и вертикальные составляющие тяжений нитей, выраженные через распоры $V = H \cdot \operatorname{tg}\beta = H(w_i - w_j)$. Если задаться распорами в первом приближении, то поверхность сетки в этом приближении может быть найдена из решения линейной относительно w системы уравнений с числом неизвестных, равным количеству узлов сети. В более обоснованных методах, учитывающих удлинения стержней, но только от вертикальных перемещений узлов, задача сводится к решению системы кубических уравнений с тем же числом неизвестных. При учете горизонтальных составляющих узловых перемещений задача становится еще более сложной. Таким образом, расчет произвольной сети возможен только при использовании вычислительной техники. Вместе с тем при расчете сети в форме гипара задача статического расчета существенно упрощается.

При выполнении условий (8.82) будут одинаковы распоры всех несущих нитей от равномерной нагрузки на покрытие. Будут одинаковы также давления стабилизирующих нитей на несущие, что отвечает равномерной контактной нагрузке. Пользуясь этим, можно выделить одну несущую нить, по работе не отличающуюся от остальных, а действие всех стабилизирующих нитей заменить одной фиктивной нитью, расположенной параллельно несущей. Таким образом будет получена двухпоясная система с фиктивной нитью. При этом длины реальной и фиктивной стабилизирующей нитей различны, поэтому в расчетных формулах появится дополнительный множитель $(l_r/l_s)^2$.

Напомним, что приведенный выше расчет двухпоясных систем является приближенным, так как он не учитывает изменение расчетной схемы

нитей после их упругих деформаций и податливость опорного контура. В такой же мере будет приближенным расчет перекрестных систем в форме гипара при соблюдении условий (8.82). Более точный расчет, в том числе с учетом податливости опорного контура, вы можете найти в учебном пособии [3].

Таким образом, статический расчет висячих перекрестных систем в форме гипара вы можете производить в последовательности, изложенной в п. 8.5.2, но часть расчетных формул в пп. 3, 6, 8 при этом изменится. Ниже указаны номера измененных пунктов и записаны формулы в виде, пригодном для расчета гипаров.

3. Коэффициент α следует предварительно принимать в пределах 0,5...1,0, а падение контактной нагрузки определять по формуле

$$q = (g + p) \frac{\alpha f_s}{f_n(l_s^2 / l_n^2) + \alpha f_s} \frac{a_s}{a_n}, \quad (8.83)$$

где a_s , a_n — шаг стабилизирующих и несущих нитей.

$$6. \quad \alpha = \frac{m_n^2 E_s A_s}{m_s^2 E_n A_n} \frac{f_s}{f_n} \left(\frac{l_n^2}{l_s^2} \right); \quad (8.84)$$

$$q = (g + p) \frac{\alpha f_s}{f_n(l_s^2 / l_n^2) + \alpha f_s} \frac{a_s}{a_n}. \quad (8.85)$$

$$8. \quad \Delta f = \frac{3}{128} \left[\frac{p l_n^4}{1 + \alpha \frac{f_s}{f_n} \left(\frac{l_n^2}{l_s^2} \right)} \right] E A_n f_n^2 \leq \frac{1}{200} l_n. \quad (8.86)$$

В приведенных здесь формулах намеренно не выполнены сокращения одинаковых величин в дробях с тем, чтобы подчеркнуть их смысл.

Пример 8.5. Круглое в плане здание, аналогичное изображенному на рис.8.43, диаметром 65 м перекрыто перекрестной системой нитей при шаге несущих нитей 3 м, стабилизирующих — 2 м. Кровля и сугревая нагрузка такие же, как в примере 8.4: расчетная постоянная нагрузка 0,52 кН/м², нормативная сугревая нагрузка — 1 кН/м², коэффициент надежности для сугревой нагрузки — 1,6.

1. Определяем линейные нагрузки на несущую нить: расчетная постоянная нагрузка $g = 0,52 \cdot 2 = 1,04$ кН/м; расчетная сугревая нагрузка $p = 1,6 \cdot 1 \cdot 2 = 3,2$ кН/м.

2. Задаемся стрелками провеса (подъема) нитей: $f_n = l_n / 20 = 65 / 20 = 3,25$ м; $f_s = l_s / 10 = 65 / 10 = 6,5$ м.

3. Задаемся коэффициентом $\alpha = 0,5$, тогда падение контактной нагрузки (3) при загружении покрытия постоянной и сугревой нагрузкой будет

$$q = (1,04 + 3,2) \frac{0,5 \cdot 6,5}{3,25(65^2 / 65^2) + 0,5 \cdot 6,5} \cdot \frac{3}{2} = 3,18 \text{ кН/м};$$

$$\Delta q = 0,3q = 0,98 \text{ кН/м}; \quad q = 3,18 + 0,95 = 4,13 \text{ кН/м}.$$

4. Подбираем канат для стабилизирующей нити $H_s = 4,13 \cdot 65^2 / (8 \cdot 6,5) = 336$ кН; $V_s = 4,13 \cdot 65 / 2 = 135$ кН; $T = (336^2 + 135^2)^{1/2} = 362$ кН. Требуемая площадь сечения каната ЛК-Р (см. табл. П8.1) при временном сопротивлении разрыву его проволок $R_{un} = 176,4$ кН/см² и $k_p = 0,81$

$$A_s = \frac{1,6 \cdot 362}{0,81 \cdot 176,4} = 4,053 \text{ см}^2 = 405,3 \text{ мм}^2.$$

Назначаем канат диаметром 29,5 мм ($A = 491,5$ мм²).

5. Подбираем канат для несущей нити $H_n = (1,04 + 3,2 + 0,95) 65^2 / (8 \cdot 3,25) = 843,4$ кН; $V_n = (1,04 + 3,2 + 0,95) 65 / 2 = 168,7$ кН; $T = (843,4^2 + 168,7^2)^{1/2} = 860,1$ кН; $A = 1,6 \cdot 860,1 / (0,81 \times 176,4) = 9,63$ см².

Назначаем канат ЛК-Р диаметром 46,5 мм ($A = 988,71$ мм²).

6. Уточняем коэффициент α по формуле (4):

$$m_n = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{3,5}{65} \right)^2 = 1,0067; \quad m_s = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{6,5}{65} \right)^2 = 1,027; \quad \alpha = \frac{1,0067^2}{1,027^2} \frac{4,91 \cdot 6,5 \cdot 65^2}{9,89 \cdot 3,25 \cdot 65^2} = 0,95.$$

Коэффициент α весьма сильно отличается от первоначально заданного, поэтому требуется повторный расчет при $\alpha = 0,95$. Опуская вычисления, приведем окончательные результаты расчетов по п. 7:

$q = 4,17$ кН/м; $\Delta q = 1,24$ кН/м; $q_0 = 5,41$ кН/м; $H_s = 439,6$ кН; $V_s = 175,8$ кН; $T_s = 473$ кН; $A_s = 5,31$ см². Назначен канат диаметром 36 мм ($A = 589,81$ мм²).

$H_n = 890,5$ кН; $V_n = 178,1$ кН; $T_n = 908$ кН; $A_n = 10,17$ см². Назначен канат диаметром 49,5 мм; ($A = 1117,11$ мм²); $\alpha = 1,01$.

На этом можно было прекратить дальнейшие уточнения, приняв назначенные во втором приближении канаты. Некоторое увеличение $\alpha = 1,01$ по сравнению с $\alpha = 0,95$ приведет к небольшому росту усилий в канатах, но оно должно компенсироваться значительным увеличением сечений принятых по сортаменту канатов по сравнению с расчетными. Тем не менее, для определенности оценим величину напряжений в канатах, приняв за основу $\alpha = 1,01$ $q = 4,25$ кН/м; $\Delta q = 1,27$ кН/м; $q_0 = 5,5$ кН/м; $H_s = 447$ кН; $V_s = 178,7$ кН; $T_s = 481,4$ кН; $\sigma = 1,6 \cdot 481,4 / (0,81 \cdot 5,9) = 161 < 176,4$ кН/см²; $H_n = 893,7$ кН; $V_n = 179$ кН; $T_n = 911,4$ кН; $\sigma = 1,6 \cdot 911,4 / (0,81 \cdot 11,2) = 160,7 < 176,4$ кН/см². Имеющийся запас по несущей способности позволяет принять канаты прежних диаметров, но с меньшим времененным сопротивлением проволок разрыву $R_{un} = 166,6$ кН/см².

8. Оценим деформативность покрытия по формуле (8.86)

$$\frac{3}{128} \frac{2 \cdot 65^4}{\left[1 + 1,01 \frac{6,5}{3,25} \left(\frac{65^2}{65^2} \right) \right] (16 \cdot 10^3 \cdot 10^4) \cdot 11,17 \cdot 10^{-4} \cdot 3,25^2} = 0,147 < \frac{65}{200} = 0,325 \text{ м.}$$

8.7. Металлические висячие оболочки-мембранны

8.7.1. Общие положения

Мембранные оболочки, выполняемые из тонких провисающих листов, сочетают в себе несущие и ограждающие функции. Конструкция мембранны обычено состоит из монтажных элементов в виде гибких нитей, объединенных в сетку с заданной поверхностью, на которые укладывают

лепестки, заранее раскроенные, сваренные и свернутые на заводе в рулоны. Монтажные элементы обычно включают в работу и используют для стабилизации мембранны. В последнем случае их выполняют в виде нитей конечной жесткости или вантовых ферм. Возможна сборка мембранны на земле и последующий подъем ее на заданную отметку.

Детали крепления листов в мембранных покрытиях показаны на рис. 8.45. В пролетной конструкции возможно устройство проемов для установки зенитных фонарей, размещения воронок для сбора воды, пропуска коммуникаций и т.п. Проемы рекомендуется размещать в местах, удаленных от опорного контура, и обрамлять листом в плоскости мембранны, либо применять конструкцию по типу рис. 8.45, г.

Имея малую толщину, мембранные оболочки работают на растяжение с равномерным распределением нормальных напряжений по толщине сечения. Точнее говоря, моментами и, следовательно, неравномерным рас-

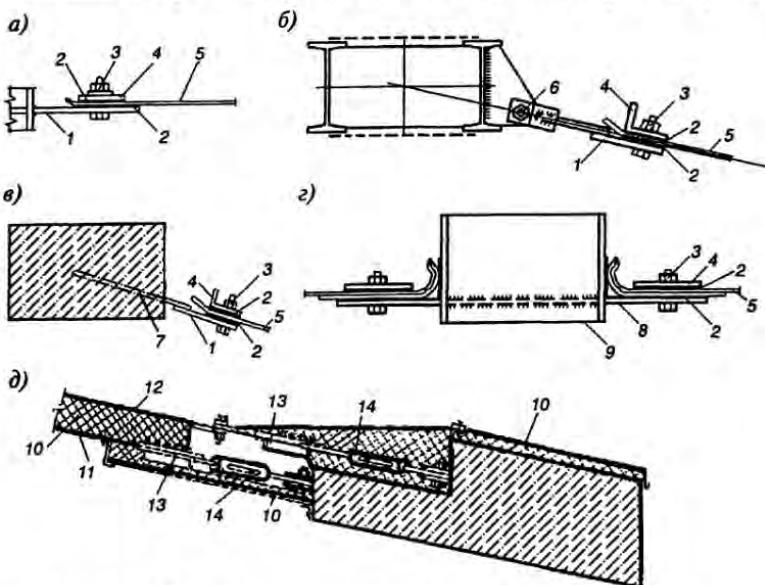


Рис. 8.45. Детали крепления лент в мембранных покрытиях:

а — непосредственное крепление к стальному опорному контуру; б — выносное присоединение к стальному опорному контуру; в — то же, к железобетонному; г — обрамление отверстия; д — крепление двухслойной мембрани к железобетонному бортовому элементу; 1 — нижний прижимной элемент (стальная полоса); 2 — фрикционный слой (плёнка толщиной 1 мм из эпоксидного клея с присыпкой корундовой крошки или кварцевым песком); 3 — высокопрочный болт; 4 — верхний прижимной элемент; 5 — тонкая лента из стали (не допускающая сварки) или из алюминиевого сплава; 6 — болтовой шарнир; 7 — анкер; 8 — фланец из стального листа; 9 — элемент обрамления отверстия; 10 — утеплитель; 11 — несущая лента мембрани; 12 — то же, стабилизирующая; 13 — прижимной захват; 14 — на-
тяжное устройство

пределением напряжений, как правило, пренебрегают вследствие их малости, поэтому мембранные оболочки называют также *безмоментными*.

Форму поверхности оболочки обычно характеризуют знаком гауссовой кривизны, которая равна произведению главных кривизн $\Gamma = k_1 k_2$. Если $\Gamma > 0$, то кривизны k_1 и k_2 имеют одинаковый знак, а это означает, что центры кривизн находятся по одну сторону от поверхности. Примером таких оболочек является эллиптическая, в частности сферическая. Наоборот, при $\Gamma < 0$ центры кривизн лежат по разные стороны от поверхности, которая имеет седлообразную форму, в частности форму гипара. Наконец, в случае $\Gamma = 0$ одна из кривизн обращается в нуль, следовательно, радиус кривизны — в бесконечность. Это относится, например, к цилиндрической и конической оболочкам.

Все мембранные покрытия, кроме цилиндрических, работают в двух направлениях и сопротивляются деформациям сдвига, поэтому их жесткость существенно выше жесткости аналогичных висячих конструкций с гибкими нитями. К недостаткам мембран относятся большая поверхность металла, подверженного коррозии, и относительно невысокая (0,78 ч) огнестойкость, что иногда требует принятия соответствующих мер и удорожает стоимость покрытия.

Кровлю мембранных покрытий выполняют по обычной схеме: утеплитель, выравнивающий слой, рулонный ковер. Если утеплитель, кроме основного назначения, используют для стабилизации покрытия, то его делают в виде бетонной рубашки или жесткий плитный утеплитель укладывают с зазорами 10...12 см, которые затем в короткий промежуток времени заливают расширяющимся раствором. Мембрану можно использовать в качестве гидроизоляции, выполняя ее из атмосферостойкой стали 10ХНДП или алюминиевых сплавов. В этом случае утеплитель крепят к мемbrane снизу, устраивают пароизоляцию из фольгоизола или другого подобного материала и предусматривают защитную сетку. Попытки применения нержавеющей стали толщиной 2 мм не всегда оправдывают себя из-за хлопунов — местных выпуклостей, которые образуются при сварке тонких листов. При изменении температуры наружного воздуха в местах расположения этих хлопунов происходит потеря местной устойчивости с громкими хлопками.

По способу формообразования мембранные оболочки разделяют на покрытия с первоначально заданной стрелой провеса и первоначально плоские. Покрытия с заданной стрелой провеса собирают навесным способом на предварительно смонтированной системе вспомогательных элементов (постели), которая должна быть выверена и прикреплена к опорному контуру. Раскатку свернутых в рулон полотнищ мембранные произво-

дят с помощью лебедок. Станок с барабаном устанавливают на опорный контур и тянут лебедкой конец листа по постели, протягивая его на весь пролет. После этого одну из коротких сторон крепят к опорному контуру постоянным соединением и вытягивают лист, создавая в нем напряжение порядка 15...20 МПа для устранения хлопунов и обеспечения совместной работы с элементами постели. После этого прикрепляют к опорному контуру вторую короткую сторону листа. В процессе производства работ продольные кромки листа следует временно крепить к направляющим с помощью кляммер, установленных с шагом не менее 6 м, иначе лист может сорвать ветер. При небольших пролетах рулоны раскатывают по постели вручную. Возможен также монтаж предварительно собранных на земле блоков на весь пролет.

Первоначально плоские мембранные покрытия собирают на спланированной площадке или подмостях, а затем целиком поднимают на проектную отметку. После подъема и раскруживания покрытие провисает под действием собственного веса, который может быть дополнен пригрузами до полной расчетной нагрузки с частичным переводом стали в пластическую стадию для придания покрытию благоприятной равновесной формы.

Особенности расчета. Напряженное состояние оболочек является достаточно сложным. Кроме нормальных и сдвигающих усилий (рис. 8.46, а) в оболочке присутствуют изгибающие и крутящие моменты, а также поперечные силы (рис. 8.46, б). Однако в тонких и следовательно гибких оболочках (мембранных) моменты и поперечные силы пренебрежимо малы по сравнению с нормальными и сдвигающими усилиями. В свою очередь, сдвигающие усилия по сравнению с нормальными несущественно влияют на прочность тонких оболочек. Все это позволяет рассчиты-

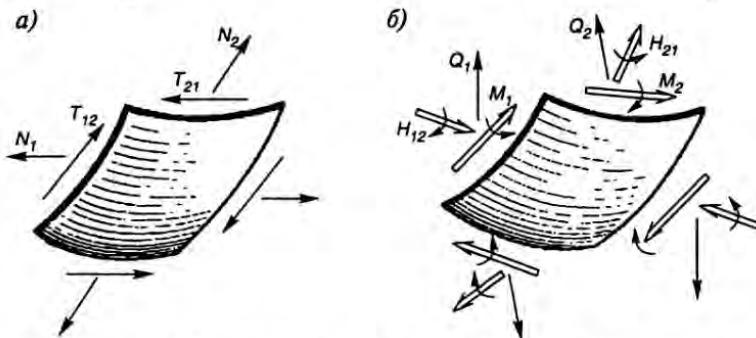


Рис. 8.46. Усилия в элементе оболочки:

а — при безмоментном напряженном состоянии; б — то же, при моментном

вать мембранны по безмоментной теории, принимая во внимание только нормальные усилия N_1 и N_2 . Лишь в местах примыкания мембранны к опорному контуру нужно обращать внимание на быстро затухающие напряжения краевого эффекта с компонентами моментного напряженного состояния, с которыми нужно считаться, либо мириться, оставив их в неизвестности и допустив развитие неопределенных пластических деформаций.

Нормальное усилие N_1 , действующее в направлении меридиана и соответствующее ему напряжение $\sigma_1 = N_1 / t$, называют *меридиональным усилием (напряжением)*, а усилие N_2 и напряжение $\sigma_2 = N_2 / t$ — *кольцевым*. Проектируя усилия и внешнюю нагрузку на нормаль к элементу оболочки, можно записать уравнение равновесия, которое после несложных преобразований будет иметь вид уравнения Лапласа

$$N_1 / R_1 + N_2 / R_2 = p, \quad (8.87)$$

где R_1 , R_2 — меридиональный и кольцевой радиусы кривизны оболочки; p — проекция внешней нагрузки на нормаль к поверхности оболочки.

Мембрана находится в двухосном напряженном состоянии и ее прочность следует проверять по формулам:

$$\begin{aligned} \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2} &\leq R_y \gamma_c; \\ \sigma_1 &\leq R_y \gamma_c, \end{aligned} \quad (8.88)$$

где σ_1 , σ_2 — главные нормальные напряжения в мемbrane; γ_c — коэффициент условий работы, равный 1 при пролетах до 120 м и 0,8 — при пролетах покрытия свыше 120 м; R_y — расчетное сопротивление материала мембранны.

Вопросы определения напряжений σ_1 , σ_2 применительно к тем или иным типам мембран будут рассмотрены при описании конкретных покрытий. Эти вопросы не всегда решаются просто, особенно при наличии стабилизирующих конструкций, несимметричных нагрузках, учете деформаций опорного контура и т.д. Для любознательных студентов сообщим некоторые подробности.

Расчет мембранных покрытий можно выполнять аналитическим и численным методами [14]. Точность результатов аналитических методов расчета, в частности вариационных, в большой мере определяется удачным подбором аппроксимирующих функций. Для систем с простой геометрией поверхности (привисающие оболочки на прямоугольном и круглом планах) и классическими граничными условиями (кромки мембранны несмещаемы) вариационные методы дают результаты с достаточной для инженерных целей точностью. Для систем со сложной геометрией поверхности и очертанием в плане, податливым контуром, а также при наличии дополнительных конструктивных особенностей (элементов подкрепления, переменной толщины мембранны, отверстий и т.д.) применение вариационных методов

осложнено необходимостью преодоления многих серьезных проблем. Главная из них связана с правильным выбором аппроксимирующих функций, которые, с одной стороны, должны достаточно точно отражать сложное деформированное состояние системы, а с другой — не приводить к непреодолимым математическим трудностям.

На стадии рабочего проектирования расчет мембранный конструкции рекомендуется выполнять как единой пространственной системы с учетом: продольной, изгибной и крутильной жесткостей опорного контура, связи контура с поддерживающими конструкциями, эксцентрикитетов крепления к контуру мембранны, неупругой работы материала контура, а также деформаций от усадки и ползучести в железобетонном контуре, которые приводят к увеличению стрелы провеса мембранны при длительной эксплуатации. При этом расчет нужно производить на различные виды нагружения (включая температурные воздействия) с учетом конструктивных особенностей системы (геометрии поверхности, начальной стрелы провеса, переменной толщины мембранны, наличия элементов подкрепления, проемов, местного изменения жесткости контура вследствие образования трещин в сечении железобетонного опорного контура). Понятно, что такой расчет возможен только численными методами на ЭВМ с использованием метода конечных элементов (МКЭ) или метода стержневой аппроксимации (МСА). Точность результатов расчета зависит от густоты сетки дискретной расчетной модели. Для покрытий с податливым контуром густоту сетки в первом приближении рекомендуется принимать не менее 24, а для мембранны с несмешающим контуром ее можно снизить до 12...14. Для мембранны, подкрепленных ребрами, формирование расчетной системы следует производить так, чтобы пояса ячеек совпадали с ребрами. При этом ребра, обладающие наряду с продольной также и изгибной жесткостью, рекомендуется в расчетной модели аппроксимировать отдельными стержнями.

Усилия и перемещения на стадии рабочего проектирования сложных систем рекомендуется определять с использованием численных методов расчета на ЭВМ. На стадии компоновочных расчетов и при проектировании простых систем для покрытий зданий с невысокой степенью ответственности можно пользоваться приведенными ниже рекомендациями.

8.7.2. Цилиндрические мембранны

Цилиндрические мембранны, применяемые для перекрытия зданий прямоугольного плана, являются системами изменяемыми, поэтому для уменьшения деформативности замоноличиваютстыки утеплителя расширяющимся цементным раствором или устраивают дополнительную стабилизирующую конструкцию. Чаще всего такую конструкцию делают в виде ребер из фасонного проката, выполняющих функцию нити конечной жесткости, которую используют также при монтаже в качестве постели. Очертания продольных ребер должно следовать очертанию оболочки в направлении ребер, обычно это квадратная парабола. Конструкция ребер может быть в виде балки или фермы с высотой поперечного сечения 1/70...1/90 от пролета. Включение в работу мембранны продольных ребер, способных воспринимать изгибающие моменты, стабилизирует форму покрытия, но не исключает волнобразное искривление мембранны

на участках между ребрами. Для устранения подобного изгиба предусматривают легкие поперечные ребра с шагом порядка удвоенного расстояния между продольными ребрами.

В состав сечения ребер при расчете включают часть мембранны, приходящуюся на одну нить. В остальном расчет покрытия не отличается от расчета однопоясных систем.

Интересный пример использования цилиндрических мембран с безызгибной работой опорного контура на постоянную нагрузку реализован в покрытии универсального спортивного зала на 5000 зрителей в Измайлово (Москва), сооруженного к Олимпийским играм 1980 г. Основной зал размером 66x72 м перекрыт одной мембраной, тренировочный размером 36x72 м — двумя мембранными. Впоследствии такие покрытия получили названия мембранны-лучевых. На их основе разработаны конструктивные схемы зданий повторного применения для предприятий торговли. Эти системы представляют собой 4 сопряженные цилиндрические оболочки (рис. 8.47), укладываемые по двум сторонам на провисающие диагональные полосы (лучи) и по третьей — на серповидный опорный контур. Лучевые элементы в продольном направлении выполняют из двух частей, которые могут перемещаться друг относительно друга в плоскости покрытия. Это дает возможность, меняя зазор между частями лучей, регулировать форму поверхности оболочки.

Собранные на земле плоское покрытие крепится по концам лучей к подъемным устройствам и поднимается в проектное положение. После отрыва плоского покрытия от земли части лучевых элементов раздвигают на фиксированную величину, при этом первоначально плоские сектора мембранны прогибаются под действием собственного веса и приобретают

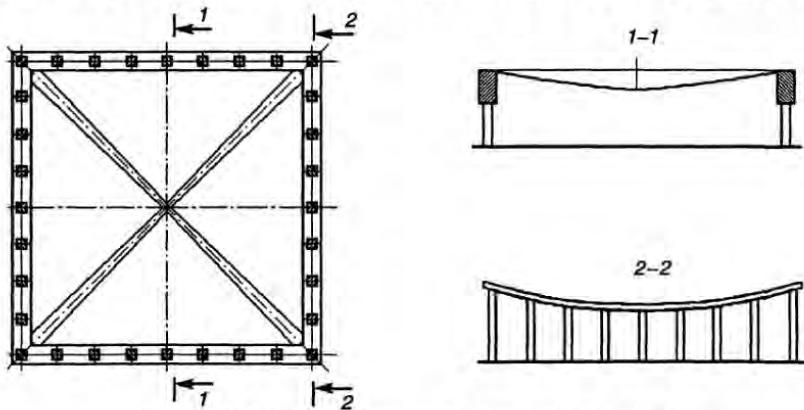


Рис. 8.47. Мембранны-лучевая система покрытия

цилиндрическую поверхность. При достижении заданной геометрии части лучей сваривают между собой стопорными планками, поднимают покрытие на проектную отметку и заваривают зазоры в лучах клиновидными вставками.

Распор в лучевом диагональном элементе от постоянной равномерно распределенной нагрузки можно определить по формуле

$$H = \frac{gl_a^2 l_b^2}{8L} \left(\frac{1}{f_a} + \frac{1}{f_b} \right), \quad (8.89)$$

где g — постоянная нагрузка на покрытие; l_a и l_b — размеры сторон покрытия; f_a и f_b — стрелы провеса наружных краев цилиндрических мембран у опорного контура;

$$L = l \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]; \quad l = \sqrt{l_a^2 + l_b^2},$$

f — стрела провеса диагонального элемента.

Как уже отмечалось, цилиндрические мембранны имеют нулевую гауссову кривизну. При круглом плане здания этому условию будет соответствовать коническая оболочка.

8.7.3. Провисающие мембранны

Провисающие мембранны используют в покрытиях круглых и эллиптических в плане зданий. Поверхность покрытия может быть выполнена в форме параболоида вращения, сферы, эллиптического параболоида и даже конуса, хотя в последнем случае имеет место уже иной класс оболочек с нулевой гауссовой кривизной и, следовательно, с одноосным напряженным состоянием. Внешне все они похожи друг на друга, а в работе имеют некоторые различия. Тем не менее трудно выделить какую-то форму, наиболее рациональную по всем показателям. В каждом конкретном случае объективным критерием может быть только вариантное проектирование.

Как и цилиндрические мембранны, все перечисленные типы оболочек для уменьшения деформативности требуют стабилизации. Кроме указанных для цилиндрических оболочек способов, в оболочках на круглом плане широко практикуют использование технологических нагрузок. Так, в покрытии цеха металлоконструкций в Австрии коническая мембрана стабилизована весом мостовых кранов, одна из опор которых передает свои усилия в центр мембранны. На рис. 8.48, а показана сферическая мембрана покрытия универсального спортивного зала в С.-Петербур-

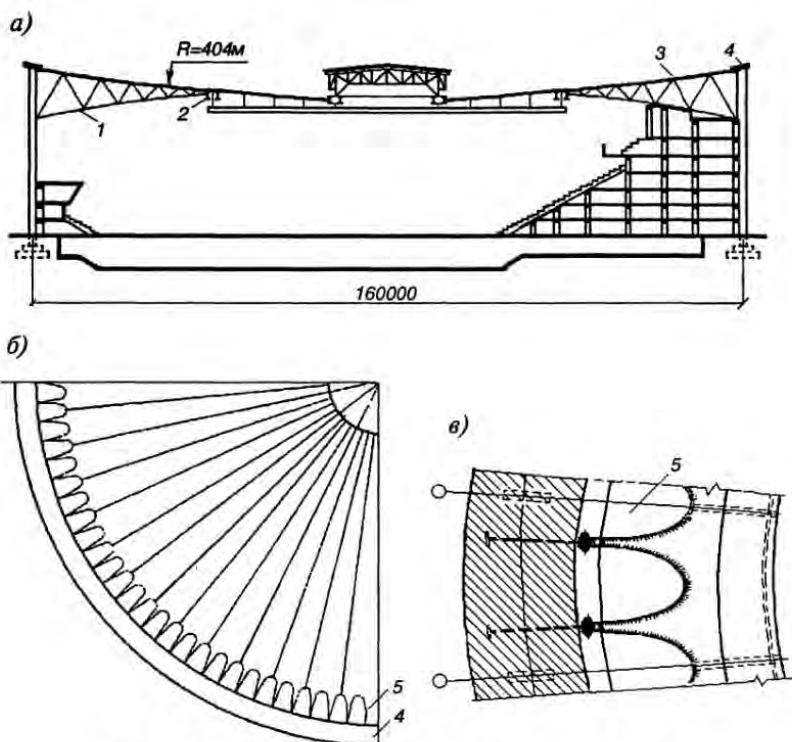


Рис. 8.48. Мембранные покрытие спортивного зала:

1 — стабилизирующая форма; 2 — промежуточное кольцо; 3 — мембрана; 4 — опорное кольцо;
5 — вырезы в мемbrane

бурге из стального листа толщиной 6 мм, стабилизированная в середине покрытия тяжелой железобетонной плитой с размещением на ней технологического оборудования. Дополнительно мембрана стабилизована 56 радиальными тросовыми фермами с верхними поясами из швеллера, который одновременно служит направляющим элементом монтажной постели. Нижний пояс фермы прикреплен к кольцу диаметром 72 м, свободно подвешенному к мемbrane и устроенному для того, чтобы не передавать сосредоточенных усилий в поясах ферм на мембрану. При проектировании этого покрытия были предусмотрены эллиптические вырезы (рис. 8.48, б, в), для устранения влияния местных напряжений краевого эффекта и обеспечения свободы кольцевых деформаций мембранны. Практика возведения подобных покрытий показала, что влияние краевого эффекта не столь значительно, поэтому от вырезов в околовоконтурной зоне можно отказаться.

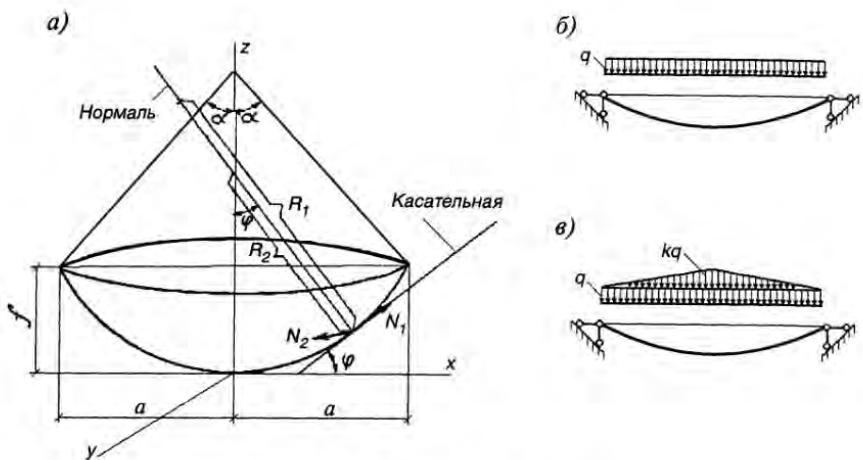


Рис. 8.49. Параболоид вращения:

а — расчетная схема; б — загружение постоянной нагрузкой; в — то же, снеговой

Для круглых в плане зданий при равномерно распределенной по покрытию нагрузке равновесной формой будет параболоид

$$z = f \left(\frac{x}{a} \right)^2 + f \left(\frac{y}{a} \right)^2, \quad (8.90)$$

где a — радиус покрытия; f — стрела провеса мембранны. Такая форма поверхности обеспечивает равномерное распределение меридиональных и кольцевых усилий по поверхности мембранны, что позволяет делать ее всю одинаковой толщины.

Для проверки прочности мембранны по формулам (8.88) нужно найти усилия с помощью уравнения Лапласа (8.87), а для этого надо предварительно вычислить радиусы кривизны и некоторые другие геометрические характеристики поверхности мембранны, к определению которых мы и перейдем.

Сечение поверхности (рис. 8.49, а), описываемой уравнением (8.90), вертикальными плоскостями, проходящими через ось 0z, дает параболы $z = f(x/a)^2$ с радиусами кривизны в вертикальной плоскости, равными:

$$R_1 = \frac{\left[1 + (z')^2 \right]^{3/2}}{z'} = \frac{\left[a^4 + (2fx)^2 \right] \sqrt{1 + \left(\frac{2fx}{a^2} \right)^2}}{2fa^2}; \quad (8.91)$$

$$R_2 = x / \sin \varphi.$$

Нормальная к поверхности мембранны составляющая внешней нагрузки

$$p = q \cos \varphi. \quad (8.92)$$

Функции угла φ , входящие в равенства (8.91), (8.92), можно определить по известным формулам:

$$\sin \varphi = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}}; \quad \cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}}; \quad \operatorname{tg} \varphi = z' = \frac{2f}{a^2} x. \quad (8.93)$$

Вначале определим усилия в мемbrane от равномерно распределенной нагрузки (рис. 8.49, б). Меридиональное усилие найдем из условия равновесия отсеченной горизонтальной плоскостью части мембранны: $2\pi x N_1 \sin \varphi = G = \pi x^2 q$, откуда

$$N_1 = qx / (2 \sin \varphi). \quad (8.94)$$

Подставляя это значение в уравнение (8.87), определим кольцевое усилие

$$N_2 = \left(p - \frac{N_1}{R_1} \right) R_2. \quad (8.95)$$

Поступая аналогичным образом, можно найти усилия в мемbrane от снеговой нагрузки (рис. 8.49, в), нормальная к поверхности составляющая которой распределена по закону

$$p = q \left[1 + k \left(1 - \frac{x}{a} \right) \right] \cos \varphi. \quad (8.96)$$

Будем иметь

$$N_1 = \frac{qx}{2 \sin \varphi} \left[1 + k \left(1 - \frac{2x}{3a} \right) \right]. \quad (8.97)$$

Формула для определения кольцевого усилия (8.95) не меняется, но в нее должны быть подставлены значения p и N_1 , вычисленные по формулам (8.96), (8.97).

Перемещение оболочки по нормали w [3] от действия равномерно распределенной нагрузки по рис. 8.49, б

$$w = \frac{a^4}{4f^2} \frac{q}{EI} \left[\nu \left(1 - \frac{\cos \varphi}{\cos \alpha} + \frac{1}{2 \cos^2 \varphi} \right) - \frac{3}{4 \cos \varphi} - \frac{\cos \varphi}{4 \cos^2 \alpha} + \frac{1}{2 \cos^2 \varphi} \right]. \quad (8.98)$$

Стрелка перемещения в середине оболочки при $\varphi = 0$ будет равна

$$w = \frac{a^4}{4f^2} \frac{q}{EI} \left[\nu \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{\cos \alpha} \right) - \frac{1}{4} \left(1 + \frac{1}{\cos^2 \alpha} \right) \right]. \quad (8.99)$$

Пример 8.6. Рассчитать мембранные покрытие диаметром 200 м в форме квадратично-го параболоида. Район строительства — Москва. Материал покрытия — сталь С235. Стре-ла провеса мембранны 12 м.

Таблица 8.6. Нагрузки на 1 м² покрытия (к примеру 8.6)

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная нагрузка			
Гидроизоляция (трехслойный рулонный ковер)	0,1	1,3	0,13
Цементная стяжка 2 см, плотностью 1800 кг/м ³	0,36	1,3	0,468
Теплоизоляция (пенобетон толщиной 12 см, плотностью 600 кг/м ³)	0,60	1,2	0,72
Стальная мембрана толщиной 6 мм (плотность стали 7850 кг/м ³)	0,471	1,1	0,518
Итого	1,531	—	1,836
Временная нагрузка			
Снеговая нагрузка для III района	1,0	1,4	1,4
Итого	2,531	—	3,236

Нагрузки на покрытие приведены в табл.8.6.

Определим усилия в средней части мембранны на окружности радиусом 15 м.

Предварительно находим геометрические характеристики мембранны по формулам (8.91)...(8.93)

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{2 \cdot 12}{100^2} \cdot 15 = 0,036; \quad \sin \varphi = \frac{0,036}{\sqrt{1 + 0,036^2}} = 0,036; \quad \cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,036^2}} = 1;$$

$$R_1 = \frac{\left[100^4 + (2 \cdot 12 \cdot 15)^2 \right] \sqrt{1 + \left(\frac{2 \cdot 12 \cdot 15}{100^2} \right)^2}}{2 \cdot 12 \cdot 100^2} = 417,47 \text{ м};$$

$$R_2 = 15 / 0,036 = 416,67 \text{ м.}$$

В примере рассмотрим расчет покрытия только при первом варианте его загружения снеговой нагрузкой (см. рис. 8.49, б), т.е. принимая ее равномерно распределенной по всему покрытию. Тогда полная (постоянная и временная) расчетная нагрузка будет равна 3,236 кН/м². Нормальную к поверхности мембранны составляющую внешней нагрузки определим по формуле (8.92) $p = q = 3,236 \text{ кН/м}^2$.

Меридиональное и кольцевое усилия найдем по формулам (8.94), (8.95):

$$N_1 = qx / (2 \sin \varphi) = 3,236 \cdot 15 / (2 \cdot 0,036) = 674,17 \text{ кН/м};$$

$$N_2 = \left(p - \frac{N_1}{R_1} \right) R_2 = \left(3,236 - \frac{674,17}{417,47} \right) 416,67 = 675,47 \text{ кН/м.}$$

В данном примере можно было сразу найти усилия N_1 , N_2 , обратив внимание на приблизительное равенство радиусов кривизны в меридиональном и кольцевом направлениях

$R_1 \approx R_2 = R_{\max} = 417,47$ м. Тогда в соответствии с уравнением Лапласа $N_1 \approx N_2 = pR_{\max}/2 = 3,236 \cdot 417,47/2 = 675,47$ кН/м.

Определим усилия в районе кольца мембранны, для чего повторим все вычисления при $x=100$ м. Будем иметь:

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,24; \sin \varphi = 0,2334; \cos \varphi = 0,9724; p = 3,15 \text{ кН/м}^2;$$

$$R_1 = 453,18 \text{ м}; R_2 = 428,45 \text{ м}; N_1 = 674,81 \text{ кН/м}; N_2 = 711,63 \text{ кН/м}.$$

Найдем толщину мембранны по наибольшему усилию $N_2 = 711,63$ кН/м; $t \geq N_2/(R_2 \gamma_c) = 711,63/(23 \cdot 0,8 \cdot 100) = 0,387$ см. Назначаем толщину мембранны 4 мм.

Проверим прочность мембранны по приведенным напряжениям:

$$\sigma_1 = N_1/t = 674,81/(0,4 \cdot 100) = 16,87 \text{ кН/см}^2; \sigma_2 = 711,63/(0,4 \cdot 100) = 17,79 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sqrt{16,87^2 + 16,87 \cdot 17,79 + 17,79^2} = 17,35 \text{ кН/см}^2 < 23 \cdot 0,8 = 18,4 \text{ кН/см}^2.$$

Определим по формуле (8.99) перемещение оболочки в середине пролета от нормативной снеговой нагрузки

$$w = \frac{10000^4}{4 \cdot 1200^2} \frac{1 \cdot 10^{-4}}{21000 \cdot 0,4} \left[0,3 \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{0,9724} \right) - \frac{1}{4} \left(1 + \frac{1}{0,9724^2} \right) \right] = -7,7 \text{ см},$$

что значительно меньше величины $l/200$.

Столь малая величина перемещения оболочки объясняется тем, что оно вызвано снеговой нагрузкой с таким же законом распределения ее по покрытию как и постоянная нагрузка, поэтому обусловлено лишь упругими деформациями без кинематических перемещений. Перемещение оболочки от нагрузки, расположенной на части покрытия, может быть существенно большим, поэтому на стадии рабочего проектирования следует оценить деформативность покрытия при всех возможных видах загружения его снеговой нагрузкой, что можно сделать на основе численных расчетов.

8.7.4. Шатровые мембранны

Шатровым мембранным присущи все особенности шатровых покрытий с гибкими нитями. Здесь также присутствует центральная опора, на которую опирается внутреннее кольцо. Эту опору выполняют из толстостенной железобетонной трубы большого диаметра или из расположенных по кругу стоек, объединенных ригелями. На верхнюю обвязку укладывают стальное кольцо и крепят к нему мембранию. В направлении меридiana оболочке придают форму кубической параболы (рис. 8.50)

$$z = xt \operatorname{tg} \beta + \frac{8}{3} \frac{f}{a} x \left(1 - \frac{x^2}{a^2} \right), \quad (8.100)$$

для чего длины исходных заготовок для направляющих монтажных элементов принимают равными

$$L \approx a \left[1 + \frac{\operatorname{tg}^2 \beta}{2} + \frac{128}{45} \left(\frac{f}{a} \right)^2 \right]. \quad (8.101)$$

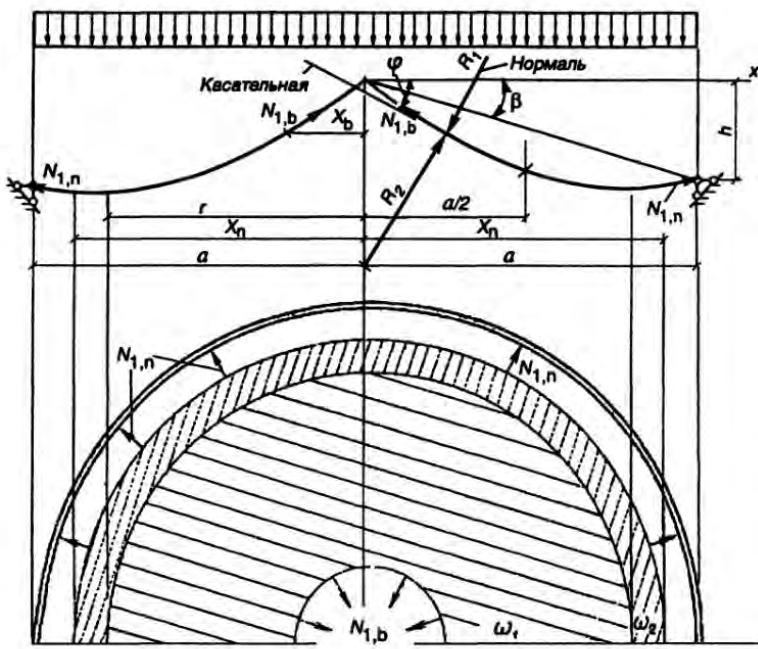


Рис. 8.50. Расчетная схема шатровой мембранны

При желании иметь наружный водосток, высоту внутренней опоры и стрелку нужно назначить так, чтобы выполнялось условие

$$h/a \geq (16/3)(f/a). \quad (8.102)$$

В этом случае центральная опора и внутренняя часть мембранны будут сильно нагружены, а наружное кольцо станет не только воспринимать распор, но и вертикальную составляющую тяжения, направленную снизу вверх и отрывающую кольцо от колонн. Стрелку провеса при таком варианте назначают $f = (1/15...1/20)a$. Большая толщина листов внутренней части покрытия приводит к повышению металлоемкости и часто не позволяет рулонировать заготовки.

Если уменьшить высоту средней опоры или увеличить стрелку так, чтобы не выполнялось условие (8.102), то часть покрытия будет провисать ниже уровня наружного кольца. При таком решении покрытия придется делать внутренний водостовод. Это приводит к известным трудностям, но они преодолимы: водосточные трубы можно прикрыть декоративным подвесным сектором или совместить их с подвесным осветительным оборудованием. Стрелку провеса в этом варианте покрытия назначают $f = (1/20...1/25)a$.

Уравнение поверхности шатровой мембранны имеет вид

$$z = \left(x^2 + y^2\right)^2 \left\{ \operatorname{tg}\beta + \frac{8f}{3a} \left[1 - \left(\frac{x}{a}\right)^2 \right] \left[1 - \frac{y}{a} \right]^2 \right\}. \quad (8.103)$$

Ее расчет, как и провисающей мембранны, начинают с определения некоторых геометрических характеристик поверхности (рис.8.50):

$$\operatorname{tg}\varphi = z' = \operatorname{tg}\beta + \frac{8f}{3a} \left[1 - 3 \left(\frac{x}{a} \right)^2 \right]; \quad (8.104)$$

$$\sin \varphi = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}}; \quad \cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}}. \quad (8.105)$$

Радиусы кривизн в меридиональном и кольцевом направлениях

$$R_1 = \frac{\left[1 + (z')^2 \right]^{3/2}}{z'} = \frac{a^3 (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)}{16fx} \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}; \quad (8.106)$$

$$R_2 = x / \sin \varphi.$$

При невыполнении условия (8.102) оболочка разделится на две части: внутреннюю, передающую свою нагрузку на верхнее кольцо и центральную опору, и наружную, передающую свою нагрузку на нижнее кольцо и колонны. На рис.8.50 эти области выделены соответственно редкой и частой штриховками. Граница раздела может быть определена из выражения (8.104) при $\operatorname{tg} \varphi = 0$, т.е.

$$x = r = \frac{a}{2} \sqrt{\frac{4}{3} + \frac{atg\beta}{2f}}. \quad (8.107)$$

Дальнейший расчет производят отдельно для внутренней и наружной частей мембранны.

При расчете внутренней части мембранны или покрытия в целом, если выполняется условие (8.102), нагрузку с площади ω_1 (или со всего покрытия) передают на центральную опору с помощью меридиональных усилий

$$2\pi x_b N_1 \sin \varphi = G = q\pi(r^2 - x_b^2),$$

откуда получаем

$$N_1 = \frac{q(r^2 - x_b^2)}{2x_b \sin \varphi}. \quad (8.108)$$

В наружной части мембранны при $r < x_n < a$ нагрузка с площади ω_2 передается на наружное кольцо с помощью также меридиональных усилий в этой части оболочки $2\pi x_n N_1 \sin \varphi = G = q\pi(x_n^2 - r^2)$, поэтому

$$N_1 = \frac{q(x_n^2 - r^2)}{2x_n \sin \varphi}. \quad (8.109)$$

Кольцевые усилия в соответствии с уравнением Лапласа будут зависеть от нормальной составляющей нагрузки

$$p = q \cos \varphi \quad (8.110)$$

и меридиональных усилий в соответствующих частях оболочки

$$N_2 = \left(p - \frac{N_1}{R_1} \right) R_2. \quad (8.111)$$

Пример 8.7. Определить усилия в оболочке шатровой мембранны по данным примера 8.6 ($a = 100$ м, $q = 3,236$ кН/м²). Диаметр верхнего опорного кольца 18 м.

Назначаем возвышение внутреннего кольца над наружным $h = 22$ м при стрелке провеса $f = 6$ м. В соответствии с условием (8.102) при таких размерах необходимо устраивать внутренний водосток с расположением воронок на границе раздела оболочки на две части. Расстояние этой границы от центра покрытия можно определить по формуле (8.107)

$$x = r = \frac{100}{2} \sqrt{\frac{4}{3} + \frac{22}{2 \cdot 6}} = 88,971 \text{ м.}$$

Определяем усилия во внутренней части мембранны у внутреннего опорного кольца при $x_b = 9$ м

$$\operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} \beta + \frac{8f}{3a} \left[1 - 3 \left(\frac{x}{a} \right)^2 \right] = \frac{22}{100} + \frac{8 \cdot 6}{3 \cdot 100} \left[1 - 3 \left(\frac{9}{100} \right)^2 \right] = 0,376;$$

$$\sin \varphi = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}} = \frac{0,376}{\sqrt{1 + 0,376^2}} = 0,352; \quad \cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}} = 0,936;$$

$$R_1 = \frac{a^3(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)}{16fx} \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi} = \frac{100^3(1 + 0,376^2)}{16 \cdot 6 \cdot 9} \sqrt{1 + 0,376^2} = 1411,33 \text{ м};$$

$$R_2 = x / \sin \varphi = 9 / 0,352 = 25,57 \text{ м};$$

$$p = q \cos \varphi = 3,236 \cdot 0,936 = 3,029 \text{ кН/м}^2;$$

$$N_1 = \frac{q(r^2 - x_b^2)}{2x_b \sin \varphi} = \frac{3,236(88,971^2 - 9^2)}{2 \cdot 9 \cdot 0,352} = 4001,41 \text{ кН/м};$$

$$N_2 = \left(p - \frac{N_1}{R_1} \right) R_2 = \left(3,029 - \frac{4001,41}{1411,33} \right) 25,57 = 4,955 \text{ кН/м.}$$

Для определения усилий в наружной части мембранны повторим эти вычисления при $x=95$ м. Будем иметь:

$$\begin{aligned}\operatorname{tg} \varphi &= -0,0532; \sin \varphi = -0,0531; \cos \varphi = 0,998; R_1 = 110,11 \text{ м}; \\ R_2 &= -1788,2 \text{ м}; p = 3,23 \text{ кН/м}^2; N_1 = 351,4 \text{ кН/м}; N_2 = 16,12 \text{ кН/м}.\end{aligned}$$

По этим усилиям вы можете подобрать толщины листов мембранны для ее внутренней и наружной частей, а также запроектировать кольца. Этот компоненточный расчет может быть уточнен на основе численных методов.

8.7.5. Гипары

Оболочки с поверхностью гиперболического параболоида (8.81) имеют равные отношения f / l параболических полосок, параллельных главным осям поверхности, в следствие чего обладают замечательным свойством иметь одинаковые усилия от равномерно распределенной нагрузки в каждой точке каждого из таких направлений. Причем, в направлении, где покрытие обращено выпуклостью вниз, эти усилия будут растягивающими, а в перпендикулярном направлении — сжимающими.

Усилия сжатия не столь опасны с точки зрения потери местной устойчивости, как это кажется на первый взгляд, поскольку неустойчивости мембранны препятствует ее растяжение в перпендикулярном направлении и распределенная по покрытию поперечная нагрузка. В угловых зонах покрытия потеря местной устойчивости проявляется в форме образования мелких гофр, которые не оказывают влияния на работу мембранны в целом. Наличие одновременного растяжения и сжатия в двух направлениях в большей мере влияет на прочность, так как приводит к плоскому напряженному состоянию с разнозначными напряжениями, а это ускоряет развитие пластических деформаций, так что не забудьте проверить прочность оболочки по приведенным напряжениям (8.88).

Поскольку поверхность гипара как бы состоит из отдельных параболических полосок, при расчете мембранны эти полоски можно рассматривать как отдельные гибкие нити и определять усилия по общим правилам расчета нитей. Стрелку провеса в направлении вогнутой вниз поверхности назначают $1/15 \dots 1/20$ от пролета, в перпендикулярном направлении стрелка подъема покрытия в конструктивном отношении не имеет большого значения и ее можно установить исходя из архитектурных соображений. При расчете опорного контура обратите внимание, что кольцевые и меридиональные усилия в оболочке при передаче на контурные конструкции суммируются.

Гипар можно выполнить из двух слоев металлических лент и утеплителя между ними (рис. 8.51). Полосы нижнего слоя, обращенного вогнутостью вниз, работают на растяжение и являются несущими, полосы верхнего — ограждающими и стабилизирующими. Эти полосы работают на сжатие и это сжатие без одновременного растяжения в другом направ-



Рис. 8.51. Двухслойное мембранные покрытие в форме гипара

лении, в отличие от ранее рассмотренного случая, является опасным. Если сжимающие усилия в полосах, обращенных выпуклостью вверх, которые возникнут там от полной расчетной нагрузки, погасить при монтаже путем их предварительного натяжения, то можно обеспечить работу всего покрытия только на растяжение и исключить опасность потери устойчивости оболочки. Усилие предварительного напряжения назначают так, чтобы при действии снеговой нагрузки в стабилизирующих полосах оставались растягивающие усилия порядка 10...20% от начальных. Понятно, что при этом в несущих полосах (обращенных выпуклостью вниз) усилия будут увеличены более чем в два раза по сравнению с усилиями без стабилизации покрытия.

Монтаж полос покрытия ведут в два этапа. Вначале создают сетку из редко расположенных лент того и другого направлений, которая обеспечит заданную форму и будет противостоять ветровому отсосу при монтаже конструкций. Затем к этой системе снизу притягивают все несущие ленты (попарно от середины к краям). После рихтовки несущих лент на них укладывают при необходимости пароизоляцию и плитный утеплитель (с пределом прочности на сжатие не ниже $100 \text{ кН}/\text{м}^2$), начиная с верхних участков покрытия. Заделав щели между плитами, наклеивают слой гидростеклоизола и укладывают два слоя полиэтиленовой пленки со смазкой между слоями, которая снижает силу трения при натяжении стабилизирующих лент. Стабилизирующие ленты монтируют от середины покрытия к краям, укладывая их внахлестку с заделкой кромок каучуковым герметиком. Предварительное напряжение осуществляют последовательным натяжением стабилизирующих лент за несколько проходов так, чтобы усилия в лентах отличались от расчетных не более чем на 5...10%.

Расчет двухслойных гипаров с четким разделением функций несущих и стабилизирующих лент не имеет особенностей по сравнению с расчетом гипаров на основе гибких нитей, который был рассмотрен выше. Если стабилизирующие ленты выполнены из алюминиевых сплавов, то при определении контактной нагрузки и назначении усилий монтажного на-

тяжения лент следует учесть самонапряжение лент в зимний период времени за счет разных значений термического расширения алюминиевого сплава и материала опорного контура.

Литература к гл. 8

- 1...7. См. основную литературу.
8. Качурин В.К. Теория висячих систем.— М.: Госстройиздат, 1962.
9. Кирсанов Н.М. Висячие и вантовые конструкции.— М.: Стройиздат, 1981.
10. Кирсанов Н.М. Висячие системы повышенной жесткости.— М.: Стройиздат, 1973.
11. Косенко И.С. Висячие конструкции покрытий.— М.: Стройиздат, 1966.
12. Лилеев А.Ф., Селезнева Е.Н. Методы расчета пространственных вантовых систем.— М.: Стройиздат, 1964.
13. Москалев Н.С. Конструкции висячих покрытий.— М.: Стройиздат, 1980.
14. Трофимов В. И., Каминский А.М. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений.— М.: Наука, 1997.
15. Трушев А.Г. Пространственные металлические конструкции.— М.: Стройиздат, 1983.
16. Руководство по применению стальных канатов и анкерных устройств в конструкциях зданий.— М.: Стройиздат, 1978.
17. Рекомендации по проектированию висячих конструкций ЦНИИСК им. Кучеренко.— М.: 1974.
18. Пространственные покрытия. Пер. с нем.; под общей ред. Рюле Г.— М.: Стройиздат, 1974.
19. Шимановский В.Н., Смирнов Ю.В., Харченко Р.Б. Расчет висячих конструкций (нитей конечной жесткости).— Киев: Будівельник, 1973.
20. Шимановский В.Н. Висячие системы.— Киев: Будівельник, 1984.

Глава 9

РЕМОНТ И РЕКОНСТРУКЦИЯ СТАЛЬНЫХ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ

В нашей стране эксплуатируется более 100 млн. тонн металлических конструкций в зданиях различного назначения (жилых, общественных, производственных), построенных еще в прошлом веке и до наших дней. Со временем происходит физический и моральный износ конструкций.

Под *физическими износом* понимают потерю эксплуатационной надежности конструкций со временем в результате механических, температурных и агрессивных воздействий. Для поддержания эксплуатационной надежности выполняют ремонт конструкций (исправляют повреждения).

Под *моральным износом* (старением) понимают потерю соответствия конструкций здания современным требованиям (экологическим, производственным, уровню комфорта и т.д.).

Реконструкция здания — это комплекс работ по переустройству здания в связи с изменением условий эксплуатации. Реконструкция производственного здания может выполняться в связи с заменой морально устаревшего и физически изношенного оборудования, механизацией и автоматизацией производства, изменением характера выпускаемой продукции, улучшением условий труда работающих, охраны окружающей среды и т.д. Реконструкция жилых зданий вызывается необходимостью повышения качества условий проживания, изменением функций здания.

Наибольший объем и разнообразие форм металлических конструкций приходится на производственные здания. Для этих зданий характерны более интенсивный физический и моральный износ, что объясняется более сложными условиями эксплуатации и высокими темпами совершенствования промышленных технологий.

Реконструкция здания, как правило, включает в себя ремонт сохраняемых конструкций. Характер и последовательность работ по ремонту и реконструкции практически совпадают, поэтому мы будем рассматривать их совместно.

Решение о возможности эксплуатации конструкций и необходимости их усиления принимают в результате оценки технического состояния. Если конструкции не соответствуют эксплуатационным требованиям (су-

ществующим или планируемым в результате реконструкции), разрабатывают проект их усиления.

9.1. Оценка технического состояния конструкций

Техническое состояние конструкций оценивают по результатам обследований и проверочных расчетов. В необходимых случаях производят испытания конструкций.

9.1.1. Обследование металлических конструкций

В результате обследования конструкций должны быть получены данные, необходимые для выполнения проверочных расчетов и разработки проекта усиления конструкций.

Обследование конструкций включает в себя сбор и анализ технической документации; обмер конструкций; выявление дефектов и повреждений; определение качества стали; определение действующих нагрузок; уточнение расчетной схемы.

Необходимые сведения содержатся в следующих документах: паспорте на здание, комплекте общестроительных и рабочих чертежей КМ и КМД; актах промежуточного контроля и приемке работ; журналах производства работ и авторского надзора; сертификатах, технических паспортах и других документах, удостоверяющих качество стали конструкций, болтов, заклепок, сварных соединений; материалах геодезической съемки положения конструкций; техническом журнале по эксплуатации здания и актах о результатах периодических осмотров; материалах о текущих и капитальных ремонтах; материалах, характеризующих фактические технологические нагрузки и воздействия (паспорт на оборудование, крановые книги); отчетах и заключениях о ранее выполненных обследованиях.

От полноты и качества полученной исходной информации зависит состав и объем работ по обследованию. При наличии комплекта чертежей конструкций здания достаточно проверить соответствие проектных размеров фактическим. Если чертежи отсутствуют, то на основании обмеров составляют обмерочные чертежи несущих конструкций со всеми необходимыми для расчетов и разработки проекта усилия размерами. Сечения измеряют в трех местах по длине элемента. Для расчета на прочность принимают меньшие размеры сечений, а для расчетов на устойчивость — средние.

При обследовании выявляют также дефекты и повреждения конструкций. *Дефект* — это несовершенство конструкции, допущенное на

стадиях проектирования, изготовления и монтажа. *Повреждение* — несовершенство конструкции, приобретенное в процессе эксплуатации. Дефекты характеризуют состояние конструкций перед началом эксплуатации и способствуют появлению повреждений. Появление и развитие повреждений зависят от срока и качества эксплуатации, вида и интенсивности воздействий. Эксплуатационные воздействия, приводящие к возникновению и развитию повреждений, могут быть разделены на четыре вида: 1) силовые, 2) механические, 3) коррозионные, 4) температурные.

Силовые воздействия являются результатом работы конструкций под нагрузками, на которые они рассчитаны [9].

Повреждения, вызванные механическими воздействиями, это, как правило, результат нарушений правил технической эксплуатации: удары транспортируемых грузов, использование конструкций для подвески блоков и опирания домкратов при ремонтах без соответствующих расчетов и необходимого усиления, вырезка отверстий в элементах конструкций и связей для пропуска коммуникаций и т.д.

Повреждения от коррозионных воздействий проявляются в виде разрушения защитных покрытий и коррозии металла. Скорость коррозии (мм/год) зависит от агрессивности среды. Показателями, определяющими степень агрессивности среды, являются: относительная влажность, температура, состав и концентрация газов и пыли и т.д. (см. п. 1.5).

Повреждения от воздействия температуры могут быть результатом изменения свойств металла или появления дополнительных усилий в статически неопределеных конструкциях.

9.1.2. Дефекты и повреждения металлических конструкций

Прогоны. Прогибы в плоскости наибольшей жесткости и в плоскости скатной составляющей превышают нормативные значения. Основной причиной этих повреждений является превышение фактических (постоянной и снеговой) нагрузок над проектными. Причиной значительных смещений в плоскости скатной составляющей также может служить отсутствие тяжей или плохое их закрепление. В условиях средне- и сильноагрессивной среды возможны коррозионные повреждения.

Стропильные фермы. Основные дефекты и повреждения показаны на рис.9.1. Наиболее часто наблюдается искривление стержней в плоскости и из плоскости фермы. Большую опасность (из-за возможности потери устойчивости) представляют искривленные сжатые стержни. Если количество искривленных растянутых и сжатых стержней примерно одинак-

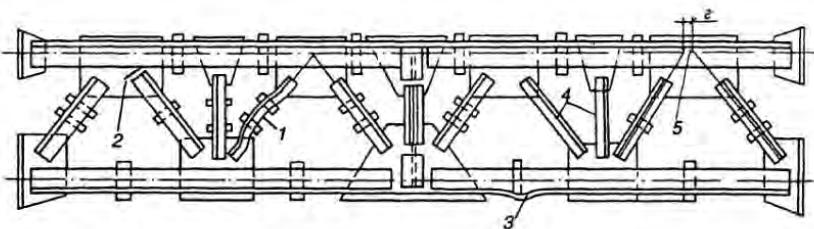


Рис. 9.1. Дефекты и повреждения стропильных ферм:

1 — искривление стержня; 2 — трещина в фасонке; 3 — вмятина; 4 — отсутствие соединительных прокладок; 5 — расцентровка стержней в узле фермы

ково, то можно считать, что эти искривления — дефекты, вызванные остаточными сварочными деформациями, а также случайными механическими воздействиями при перевозке и монтаже ферм. Если больше искривлено сжатых стержней, то это свидетельствует о том, что искривление — результат работы под нагрузкой, и несущая способность поврежденных сжатых стержней не обеспечена. Причиной может быть превышение нагрузок или недостаточное сечение элемента.

Весьма опасным дефектом с угрозой аварии является трещина в фасонке стропильной фермы, которая может появиться при изготовлении, перевозке и монтаже. Условия, способствующие появлению трещины: недостаточный зазор (< 40 мм) между торцом уголка решетки и поясом фермы, обварка торца уголка, применение для фасонки кипящей стали.

Отсутствие или недостаточное количество соединительных прокладок между уголками, внеузловое опирание прогонов или панелей покрытия, расцентровка стержней решетки в узлах ферм также могут представлять серьезную угрозу и требуют проверки расчетом.

Балки покрытий и перекрытий. Характерный дефект — недопустимый (больше установленного нормами) прогиб балок, вызванный превышением фактической нагрузки над проектной. Для балок перекрытий жилых зданий в зонах размещения санузлов характерны коррозионные повреждения.

Подкрановые балки. Долговечность подкрановых балок в основном определяется интенсивностью работы мостовых кранов. При кранах режимных групп 1К-5К подкрановые балки после значительного срока эксплуатации (30 лет и более) обычно не имеют существенных повреждений. В зданиях с мостовыми кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы (группы режимов 6К-8К) подкрановые балки являются наиболее повреждаемыми конструкциями каркаса. Первые повреждения

появляются в них через 3...5 лет эксплуатации, а срок службы не превышает 10...15 лет.

Основные дефекты и повреждения подкрановых балок показаны на рис.9.2. Наиболее характерное повреждение балок — трещины в верхнем поясном шве и окколошовной зоне. Эти трещины носят усталостный характер. Появлению их способствуют непровары швов, эксцентрикитеты рельса, удары колес крана на стыках рельсов, имеющих зазоры и перепады высот. Во многом состояние подкрановых балок зависит от состояния мостовых кранов: перекос путей и крана в вертикальной плоскости приводит к увеличению вертикального давления колеса, а перекос крана в горизонтальной плоскости приводит к увеличению горизонтальной поперечной силы на колесе. Остальные повреждения (вырезы, вмятины поясных листов и т.д.) являются, как правило, результатом некачественной эксплуатации.

К основным повреждениям балок путей подвесных кранов относится абразивный износ по ширине и толщине ездовой полки и толщине стенки.

Связи. Основные повреждения связей по покрытию: искривление и вырезы элементов, отсутствие болтов крепления связей к фермам. Все это результат низкого качества монтажа и эксплуатации конструкций. Опасны повреждения горизонтальных поперечных связей по нижним поясам стропильных ферм в торцах здания, воспринимающих ветровую нагрузку. Отсутствие или повреждение распорок по верхним поясам стропильных ферм под фонарем увеличивает расчетную длину сжатого пояса фермы из плоскости и может привести к потери устойчивости пояса и аварии фермы. К искривлению сжатой опорной панели нижнего пояса стропильных ферм из плоскости может привести отсутствие распорок по нижним поясам ферм, закрепляющих опорную панель нижнего пояса из плоскости, при жестком сопряжении ригеля с колонной. Повреждения вертикальных связей между колоннами (местные прогибы, искривления) могут быть результатом случайных механических воздействий при монтаже и

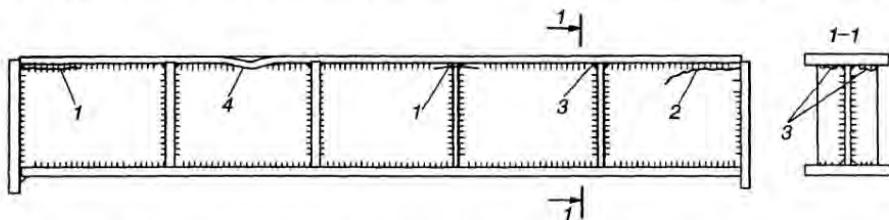


Рис. 9.2. Дефекты и повреждения подкрановых балок:

1 — трещина в поясном шве; 2 — то же, в окколошовной зоне стенки; 3 — то же, в швах крепления ребер жесткости к верхнему поясу балки; 4 — вмятина верхнего пояса

эксплуатации. Особенно опасно повреждение и разрушение вертикальных связей между нижними частями колонн, что может быть результатом значительных продольных воздействий от мостовых кранов (при торможении кранов, ударов об упоры), а также вследствие температурных воздействий.

9.1.3. Определение нагрузок

Определение (уточнение) нагрузок, действующих на каркас здания, производят по Нормам [6] и по результатам натурного обследования.

Постоянная нагрузка. Нормативную нагрузку от веса металлических конструкций определяют по чертежам КМД (с учетом контрольных замеров сечений), а при отсутствии рабочих чертежей — по результатам обмеров.

Вес конструкций по результатам обмеров определяют по формуле

$$G_n = \psi_c G_0, \quad (9.1)$$

где G_0 — вес основных элементов, ψ_c — строительный коэффициент веса, учитывающий вес остальных элементов; принимают по табл. 9.1.

Нормативные нагрузки от веса покрытия (перекрытия) надо определять по результатам вскрытия. Число мест вскрытия кровли (перекрытия) одной очереди строительства из условия обеспечения необходимой дос-

Таблица 9.1. Строительные коэффициенты веса

Тип конструкции	Основные элементы	Коэффициент ψ_c для конструкций	
		сварных	клепанных
Фермы стропильные, подстропильные и подкрановые	Пояса и стержни решетки	1,25...1,35	1,35...1,4
Колонны:			
сплошные	Пояса и стенка	1,3	1,35
сквозные	Пояса	1,7	1,8
Балки:			
прокатные	Пояса и стенка	1,05	1,25
составные	То же	1,2	1,25
Тормозные конструкции:			
сплошные	Пояс и тормозной лист	1,2	1,25
сквозные	Пояс и решетка	1,35	1,4

Причина. Пояс подкрановой балки в состав основных элементов тормозной конструкции не включается.

товорности среднего значения должно быть не менее 5. За нормативную нагрузку на 1 м² от каждого слоя покрытия (рубероидного ковра, цементной стяжки, утеплителя и т.д.) можно принять среднее арифметическое значение веса, определенное по результатам замера толщины слоя и взвешивания образцов. Для каждого слоя определяют расчетную нагрузку, как произведение полученной нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке γ. За расчетную нагрузку от веса покрытия следует принять большее из двух значений: сумму расчетных нагрузок от всех слоев или сумму фактических нагрузок от всех слоев. Такой подход соответствует работе элементов, воспринимающих нагрузки с небольшой площади (прогонов, стоек треугольной решетки стропильных ферм), и дает некоторый запас при проверочных расчетах колонн, пояслов стропильных ферм.

Если нормативные нагрузки от собственного веса стационарного оборудования определяют по паспортным данным с учетом фактической схемы их размещения и опирания на конструкции, то коэффициент надежности по нагрузке принимают равным 1.

Нагрузки от мостовых и подвесных кранов определяют по паспортам кранов и указаниям [6], [9].

9.1.4. Оценка качества стали эксплуатируемых конструкций. Определение расчетных сопротивлений материала и соединений

Оценка качества стали, составляющая один из этапов обследования зданий при реконструкции, включает в себя определение химического состава и прочности стали. Знание химического состава позволяет качественно оценить склонность стали к хрупкому разрушению, дать оценку ее свариваемости [1] (пп.2.1.1.; 4.3). Для конструкций, эксплуатируемых при пониженных температурах, в которых при обследовании обнаружены трещины, следует провести испытания по определению ударной вязкости.

В настоящее время в нашей стране еще эксплуатируются металлические конструкции, построенные в XIX и начале XX вв. В большинстве своем это балки перекрытий жилых зданий, конструкции покрытий общественных зданий. Большинство эксплуатируемых производственных зданий со стальными каркасами построены в 30-е годы XX в. и позже. Поэтому вам будет полезно познакомиться с наиболее распространенными материалами (железо, сталь), применявшимися для металлических конструкций в разные годы.

Таблица 9.2. Значение допускаемых напряжений

Год	Материал	$[\sigma]$, кг/см ²	Год	Материал	$[\sigma]$, кг/см ²
1896	Литое железо	1000	1931	Сталь 3	1400
1915	То же	1200	1934	То же	1400
1928	Сталь 3	1200	1942	»	1600
1930	То же	1400	1946	»	1600

В 1896 г. постановлением Съезда инженеров службы пути и зданий русских железных дорог для литого железа было установлено допускаемое напряжение 1000 кг/см² (табл.9.2). При этом временное сопротивление должно быть не менее 33 кг/мм² (толщина 4...20 мм, а относительное удлинение — не менее 20 %). До 1935 г. величину предела текучести не определяли.

В 1932 г. были введены первые общесоюзные нормативные документы. В соответствии с ОСТ 2897 для наиболее распространенной марки стали Ст3 временное сопротивление находилось в пределах 38...45 кг/мм², а предел текучести должен быть не менее 22 кг/мм². Среднее значение предела текучести составило 24 кг/мм², коэффициент запаса принимали равным 1,7, допускаемое напряжение — 14 кг/мм². В 30-е и 40-е годы широко применяли Ст3 пониж., имевшую отступления от требований Ст3 в меньшую сторону по удлинению. Такую сталь разрешалось приравнивать к Ст2 и принимать допускаемое напряжение 12 кг/мм².

В 1942 г. коэффициент запаса был снижен до 1,5 (по отношению к пределу текучести 24 кг/мм²) и для Ст3 принято допускаемое напряжение — 1600 кг/см². В Нормах и технических условиях 1946 г. (НиТУ 1-46) величина допускаемого напряжения для Ст3 также принята равной 1600 кг/см².

В НиТУ 121-55 (первых нормах, основанных на методе расчета по предельным состояниям) для Ст3 принято расчетное сопротивление $R = 2100$ кг/см².

В нормах проектирования стальных конструкций СНиП II-B.3-62 и СНиП II-B.3-72 величина расчетного сопротивления для Ст3 осталась прежней 2100 кг/см² (для толщины до 30 мм).

В СНиП II-23-81 «Стальные конструкции» расчетные сопротивления были увеличены и более дифференцированы в зависимости от толщины ([1] п.3.2 и приложение 1).

Важнейшей характеристикой прочности стали, необходимой для проведения проверочных расчетов, является расчетное сопротивление R_y . При наличии чертежей КМ, КМД и сертификатов на сталь его величину

для конструкций, запроектированных после 1955 г., можно принять в соответствии с Нормами, действовавшими в период проектирования. Так, для стали Ст3 в период с 1956 г. по 1982 г. $R_y = 21 \text{ кН/см}^2$ (для толщины 31...40 мм $R_y = 19 \text{ кН/см}^2$, выше 40 мм $R_y = 17 \text{ кН/см}^2$). При отсутствии документации для такой стали, не проводя испытаний, можно принять минимальное значение $R_y = 16,5 \text{ кН/см}^2$.

Во всех остальных случаях расчетное сопротивление стали следует определять по результатам испытаний образцов, вырезанных из конструкций. Количество образцов, вырезанных из однотипных элементов (пояса ферм, решетка ферм, пояса подкрановых балок и т.д.) одного вида проката (по номерам профилей, толщинам листа), должно быть не менее 10.

Расчетное сопротивление стали определяют делением нормативного сопротивления R_n (предела текучести R_{yn} или временного сопротивления R_{un}) на коэффициент надежности по материалу γ_m .

Стали, применявшиеся до 1932 г. (срока введения первых общесоюзных нормативных документов), имели большой разброс свойств, поэтому для них коэффициент надежности по материалу следует принимать 1,2.

После введения ОСТа на стали однородность металлопроката улучшилась, и для конструкций, изготовленных в период 1933—1982 гг., значение коэффициента γ_m можно снизить. Для сталей с пределом текучести $\sigma_y < 38 \text{ кН/см}^2$ γ_m принимают равным 1,1.

Для зданий, построенных после 1982 г. и запроектированных по СНиП II-23-81, коэффициент надежности по материалу следует принимать в соответствии с действующими Нормами [7].

Нормативное сопротивление стали R_n по результатам испытаний определяют по формуле:

$$R_n = \sigma_n - \alpha S, \quad (9.2)$$

где $\sigma_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_i$ — среднее арифметическое значение предела текучести или временного сопротивления испытанных образцов; $\alpha = 1,65 \left(1 + \frac{0,91}{\sqrt{n}} + \frac{1,5}{n}\right)$ — коэффициент, учитывающий объем выборки;

$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\sigma_i - \sigma_n)^2}$ — среднее квадратическое отклонение результатов испытаний; σ_i — предел текучести или временное сопротивление i -го образца; n — число испытанных образцов.

Исследования показали, что прочность стали несколько снижается в результате коррозионных повреждений. Поэтому для элементов конст-

рукций, имеющих коррозионный износ с потерей более 25 % площади по-перечного сечения или остаточную после коррозии толщину 5 мм и ме-нее, расчетные сопротивления следует снижать, умножая их на коэффи-циент γ_d . Этот коэффициент в зависимости от степени агрессивности сре-ды принимают равным: для слабоагрессивной — 0,95; среднеагрессив-ной — 0,9; сильноагрессивной — 0,85.

Пример 9.1. Реконструируется 4-этажное жилое здание, построенное в начале XX в.

Требуется определить расчетное сопротивление R_y стали балок перекрытий (I №20). Для испытаний было вырезано 10 образцов из полок двутавров. Значения предела текучести σ_y , полученные в результате испытаний стандартных образцов на растяжение, приведены в табл. 9.3.

Таблица 9.3. Результаты испытаний

№№	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
σ_y , кН/см ²	22,1	22,4	22,0	22,6	23,0	21,8	22,4	22,5	22,7	22,6

Определяем среднее арифметическое значение предела текучести:

$$\sigma_{yn} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_{yi} = \frac{22,1 + 22,4 + 22,0 + 22,6 + 23,0 + 21,8 + 22,4 + 22,5 + 22,7 + 22,6}{10} + \\ + \frac{22,5 + 22,7 + 22,6}{10} = 22,4 \text{ кН/см}^2;$$

$$\alpha = 1,65 \left(1 + \frac{0,91}{\sqrt{n}} + \frac{1,5}{n} \right) = 1,65 \left(1 + \frac{0,91}{\sqrt{10}} + \frac{1,5}{10} \right) = 2,37.$$

Определяем среднее квадратическое отклонение (стандарт):

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\sigma_{yi} - \sigma_{yn})^2} = \sqrt{\frac{1,15}{9}} = 0,357 \text{ кН/см}^2.$$

Нормативное сопротивление R_{yn} определяем по формуле (9.2.):

$$R_{yn} = \sigma_{yn} - \alpha S = 22,4 - 2,37 \cdot 0,357 = 21,6 \text{ кН/см}^2.$$

Здание построено до 1933 г., поэтому принимаем $\gamma_m = 1,2$.

Определяем расчетное сопротивление:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{21,6}{1,2} = 18,0 \text{ кН/см}^2.$$

Расчетные сопротивления сварных соединений конструкций, под-лежащих реконструкции или ремонту, следует назначать с учетом марки стали, сварочных материалов, видов сварки, положения шва и способов контроля, примененных в конструкции.

При отсутствии установленных нормами необходимых данных до-пускается принять для угловых швов:

по металлу шва $R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}} \gamma_c$;

по металлу границы сплавления $R_{wz} = 0,45 R_{un} \gamma_c$, приняв $R_{wun} = R_{un}$, $\gamma_{wm} = 1,25$, $\gamma_c = 0,8$ и $\beta_f = 0,7$, $\beta_z = 1,0$.

Для растянутых стыковых швов при условии возможности применения электродов с тонкой обмазкой $R_{wy} = 0,65 R_y$. Это расчетное сопротивление можно принять для конструкций, построенных в 30 — 50-х годах. Для конструкций, построенных в 60-е годы и позже, $R_{wy} = 0,85 R_y$.

Расчетное сопротивление болтов принимают в соответствии с их классом прочности. Если невозможно установить класс прочности болтов, значение расчетных сопротивлений следует принимать как для болтов класса прочности 4.6 при расчете на срез и класса прочности 4.8 при расчете на растяжение.

В конструкциях зданий, построенных в начале XX в. до 40-х годов, в основном применялись заклепочные соединения ([1] п.4.4.2). Если в исполнительной документации отсутствуют указания о способе обработки отверстий и материале заклепок, расчетное сопротивление следует принимать как для соединения на заклепках группы С из стали Ст2: на срез $R_{rs} = 16 \text{ кН/см}^2$; растяжение (отрыв головки) $R_{rt} = 12 \text{ кН/см}^2$; смятие $R_{rp} = 1,7 R_y$ (R_y — расчетное сопротивление металла соединяемых элементов).

9.1.5. Проверочные расчеты конструкций

Проверочные расчеты конструкций выполняют с учетом выявленных дефектов и повреждений, уточненных нагрузок, расчетных схем и прочности материала.

Для элементов конструкций, имеющих коррозионный износ, за расчетное принимают сечение, полученное по результатам обмеров конструкции в местах, очищенных от продуктов коррозии.

Проверку прочности элементов, имеющих вырезы, производят по площади нетто с учетом эксцентрикитета от смещения центра тяжести ослабленного сечения относительно центра тяжести неповрежденного сечения.

При проектировании стержней решетки стропильных ферм с гибкостью $\lambda > 60$ возможность их случайных искривлений учитывают коэффициентом условий работы $\gamma_c = 0,8$. При проверочных расчетах эксплуатируемых стропильных ферм этот коэффициент может быть принят равным 1, а стержни рассчитаны с учетом фактических искривлений, выявленных

при обследовании. Такой же расчет проводят для всех сжатых элементов конструкций, имеющих искривления.

Сжатые сплошностенчатые элементы металлических конструкций, имеющие искривления, рассчитывают как внецентренно сжатые. Отличие работы искривленного стержня от внецентренно сжатого (рис. 9.3) рекомендуется учитывать умножением стрелки искривления в ненагруженном состоянии стержня f_0 на поправочный коэффициент k перехода от стрелки искривления к эквивалентному эксцентризитету e .

Стрелка искривления стержня в ненагруженном состоянии f_0 меньше стрелки искривления f , замеренной при обследовании конструкций, находящихся под нагрузкой. Ее значение определяют по формуле:

$$f_0 = \psi f, \quad (9.3)$$

где ψ — поправочный коэффициент, вычисляемый по формуле:

$$\psi = 1 - 0,1 \frac{\bar{\lambda}^2 \sigma}{R_y}, \quad (9.4)$$

$\sigma = N/A$ — напряжение в стержне во время замера стрелки f .

Если усилие в стержне N в момент замера стрелки определить невозможно, несколько в запас, коэффициент ψ можно принять равным 1.

Эквивалентный эксцентризитет e принимают равным произведению $e_0 = kf_0$. Поправочный коэффициент k вычисляют по формуле:

$$k = 0,82 + 0,1 \frac{\sqrt{\eta m f_0}}{\bar{\lambda}}. \quad (9.5)$$

В результате проверочный расчет искривленных стержней выполняют по формуле (6.85) [1].

Часто при обследовании стальных ферм обнаруживают сжатые стержни, имеющие искривления в двух плоскостях. Проверку устойчивости таких стержней следует выполнять по формуле:

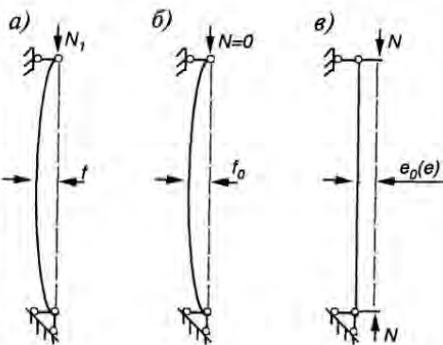


Рис. 9.3. К расчету искривленных сжатых стержней:

а — состояние при измерении стрелки искривления f под нагрузкой; б — ненагруженное состояние, характеризуемое стрелкой f_0 ; в — расчетная схема стержня с эксцентризитетом e

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{uv} A} \leq R_y \gamma_c, \quad (9.6)$$

где φ_{uv} — коэффициент снижения несущей способности сжатого стержня, имеющего искривления в двух плоскостях, определяемый по табл. 9.4, 9.5 в зависимости от условной гибкости в плоскости симметрии сечения $\bar{\lambda}_x = \frac{l_x}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, и условных относительных стрелок искривления в двух плоскостях:

$$\bar{U}_0 = \frac{f_{x0}}{l_x} \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad \bar{V}_0 = \frac{f_{y0}}{l_y} \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где l_x и l_y — расчетные длины стержней; f_{x0} и f_{y0} — стрелки искривления, определяемые по формуле (9.3).

Стержни, имеющие искривления только из плоскости фермы, рассчитывают аналогично, принимая $\bar{U}_0 = 0$.

Разработана методика учета вырезов и вмятин в полках уголков при проверке их устойчивости [8].

Проверочные расчеты соединений металлических конструкций проводят по тем же формулам, что и при проектировании, с учетом фактических размеров (сварных швов, болтов, заклепок) и расчетных сопротивлений, определенных в соответствии с п. 9.1.4.

Пример 9.2. Проверить устойчивость сжатого раскоса стропильной фермы, искривленного в плоскости фермы $f = 18$ мм (рис. 9.4). Расчетное сопротивление $R_y = 21$ кН/см². Сечение раскоса из двух уголков 90×8. Длина раскоса $l = 400$ см. Усилие в раскосе во время измерения стрелки искривления (отсутствовала снеговая нагрузка) $N_1 = 180$ кН. Расчетная нагрузка $N = 280$ кН.

Предварительно определяем необходимые геометрические характеристики сечения стержня: $A = 27,8$ см²; $J_x = 212$ см⁴; $i_x = 2,76$ см; $Z_0 = 2,51$ см; $l_x = 0,8 \cdot 400 = 320$ см;

$$W_x = \frac{J_x}{b_n - Z_0} = \frac{212}{9 - 2,51} = 32,6 \text{ см}^3; \quad \bar{\lambda}_x = \frac{l_x}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{320}{2,76} \sqrt{\frac{21}{20600}} = 3,7.$$

Определяем поправочный коэффициент ψ по формуле (9.4):

$$\psi = 1 - 0,1 \frac{\bar{\lambda}_x^2 \sigma}{R_y} = 1 - 0,1 \frac{3,7^2 \cdot 6,4}{21} = 0,58,$$

где $\sigma = N_1/A = 180/27,8 = 6,5$ кН/см².

По формуле (9.3) $f_0 = \psi f = 0,58 \cdot 1,8 = 1$ см. Поправочный коэффициент k для перехода от стрелки f_0 к эксцентриситету e вычисляем по формуле (9.5). Предварительно определяем $m_{f0} = \frac{f_0 A}{W} = \frac{1 \cdot 27,8}{32,6} = 0,85$. По табл. П8 [1] при $A_f/A_w = 1$ и $0,1 \leq m \leq 5$

$$\eta = (1,5 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda} = (1,5 - 0,1 \cdot 0,85) - 0,02 \cdot (5 - 0,85)3,7 = 1,108;$$

Таблица 9.4. Коэффициенты φ_{uv} для стержней из равнополочных уголков, шарнирно закрепленных в двух главных плоскостях ($\mu_x = 1$, $\mu_y = 1$)

λ_x	V_0	Коэффициенты φ_{uv} при \bar{U}_0 , равном										
		-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0	+0,1	+0,2	+0,3	+0,4	+0,5
1,0	0,05	725	761	799	842	889	896	842	752	680	620	571
	0,1	709	744	780	820	864	885	843	753	680	620	571
	0,2	682	710	743	779	816	835	852	756	682	622	572
	0,3	652	680	708	740	772	790	843	762	685	624	574
	0,4	625	649	678	704	734	747	792	774	690	628	576
	0,5	604	625	651	675	698	711	752	681	699	632	580
2,0	0,05	494	541	591	653	712	753	661	538	459	402	359
	0,1	480	521	567	621	688	729	664	540	460	402	359
	0,2	451	485	522	564	613	641	676	544	462	402	359
	0,3	425	453	483	504	542	563	648	552	466	406	361
	0,4	401	425	450	476	507	523	577	575	472	409	363
	0,5	379	400	421	444	465	480	510	545	482	414	366
3,0	0,05	331	361	422	481	562	580	481	379	317	275	243
	0,1	323	350	404	454	517	559	486	380	317	275	243
	0,2	306	335	368	405	447	473	497	383	319	276	244
	0,3	288	312	337	363	387	404	483	388	322	277	245
	0,4	270	290	311	333	355	369	413	400	325	279	246
	0,5	255	271	288	306	323	333	361	379	331	282	248
4,0	0,05	223	253	293	342	411	416	338	272	228	198	176
	0,1	221	250	286	329	383	418	347	272	228	198	176
	0,2	214	238	266	297	332	354	354	274	229	198	176
	0,3	204	224	245	267	292	302	363	277	230	199	177
	0,4	194	209	226	243	257	267	308	278	232	200	177
	0,5	183	196	209	218	232	240	266	277	233	201	178
5,0	0,05	158	178	205	242	295	298	246	202	171	149	133
	0,1	157	177	203	238	283	299	254	202	171	149	133
	0,2	155	173	195	222	251	268	256	203	171	149	133
	0,3	150	166	184	202	223	234	259	204	172	149	133
	0,4	144	157	171	185	200	204	233	204	172	150	133
	0,5	138	148	159	170	181	187	205	202	172	150	133

Примечания. 1. Значения коэффициента φ_{uv} в таблице увеличены в 1000 раз.

2. Значение V_0 принимается со знаком «+» при эксцентричности в сторону полок.

Таблица 9.5. Коэффициенты φ_{uv} для стержней из равнополочных уголков, упругозащемленных в плоскости симметрии и шарнирно закрепленных из этой плоскости ($\mu_x = 0,8$, $\mu_y = 1$)

$\bar{\lambda}_x$	\bar{v}_0	Коэффициенты φ_{uv} при \bar{U}_0 , равном										
		-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0	+0,1	+0,2	+0,3	+0,4	+0,5
1,0	0,05	674	713	756	804	854	871	809	707	629	566	515
	0,1	657	693	732	777	826	852	811	708	630	566	515
	0,2	623	656	691	727	768	789	825	712	631	568	516
	0,3	593	620	652	684	718	735	793	721	636	571	518
	0,4	565	592	618	645	674	689	737	745	645	575	521
	0,5	543	564	587	611	635	648	688	717	654	581	525
2,0	0,05	443	478	541	604	638	704	623	494	413	357	315
	0,1	428	468	512	561	627	646	626	496	414	357	315
	0,2	395	427	461	498	541	562	647	502	417	359	316
	0,3	367	383	420	448	480	497	552	515	422	362	318
	0,4	343	364	386	408	423	445	475	511	431	366	321
	0,5	321	399	357	375	392	402	420	440	460	373	325
3,0	0,05	294	337	386	433	514	560	459	450	287	245	215
	0,1	286	322	361	406	450	489	465	451	287	245	215
	0,2	266	293	320	349	381	392	457	357	290	246	215
	0,3	247	266	287	307	324	342	374	370	294	249	217
	0,4	229	245	260	277	287	301	325	338	300	252	219
	0,5	213	226	239	251	262	269	284	293	295	255	220
4,0	0,05	200	231	272	322	379	412	336	255	209	179	157
	0,1	197	226	260	291	330	359	339	251	205	179	157
	0,2	188	210	233	250	273	319	335	260	212	180	157
	0,3	177	193	208	224	235	248	273	266	214	181	158
	0,4	165	177	185	199	212	213	232	237	216	183	159
	0,5	154	163	172	181	190	193	202	206	204	183	160
5,0	0,05	143	164	193	233	275	298	248	192	159	137	120
	0,1	142	163	190	221	252	268	250	193	159	137	120
	0,2	139	156	175	193	209	218	247	195	160	137	120
	0,3	132	145	158	169	181	184	203	196	161	138	121
	0,4	125	134	143	152	157	164	171	175	160	138	121
	0,5	117	124	131	137	144	146	150	154	150	137	121

П р и м е ч а н и я: 1. Значения коэффициента φ_{uv} в таблице увеличены в 1000 раз.
2. Значение \bar{U}_0 принимается со знаком «+» при эксцентричности в сторону полок.

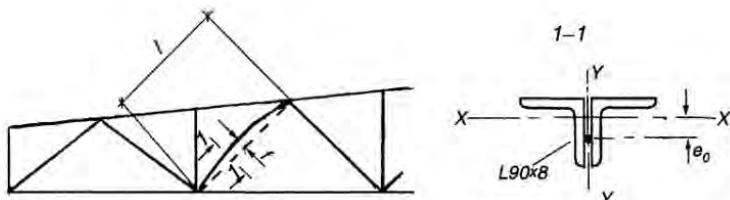


Рис. 9.4. К примеру 9.2

$$k = 0,82 + 0,1 \frac{\sqrt{\eta m_{f_0}}}{\bar{\lambda}_x} = 0,82 + 0,1 \frac{\sqrt{1,108 \cdot 0,85}}{3,7} = 0,85;$$

$$e_0 = kf_0 = 0,85 \cdot 1 = 0,85 \text{ см}; m_{ef} = \eta \frac{eA}{W} = 1,108 \frac{0,85 \cdot 27,8}{32,6} = 0,8.$$

По табл. П7.1 [1] при $m_{ef} = 0,8$ и $\bar{\lambda} = 3,7$ определяем $\varphi_e = 0,382$.

Проверяем устойчивость раскоса на действие расчетного усилия $N = 280$ кН:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} = \frac{280}{0,382 \cdot 27,8} = 26,4 \text{ кН/см}^2 > R_y = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость раскоса при действии расчетного усилия не обеспечена. При отсутствии снега $\sigma = \frac{180}{0,382 \cdot 27,8} = 16,9 \text{ кН/см}^2 < R_y$; устойчивость обеспечена.

Пример 9.3. Проверить устойчивость сжатого раскоса стропильной фермы, искривленного в двух плоскостях (рис. 9.5). Искривление в плоскости фермы (относительно оси $x-x$) $f_x = 15$ мм; искривление из плоскости фермы (относительно оси $y-y$) $f_y = 20$ мм. Расчетное сопротивление $R_y = 21 \text{ кН/см}^2$. Сечение раскоса из двух уголков 90×6 . Длина раскоса $l=450$ см. Усилие в раскосе во время измерения стрелок искривления $N_1 = 70$ кН. Расчетное усилие 120 кН.

Предварительно определяем необходимые геометрические характеристики стержня: $A = 21,2 \text{ см}^2$; $i_x = 2,78 \text{ см}$; $i_y = 4,04 \text{ см}$;

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_x}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0,8 \cdot 450}{2,78} \sqrt{\frac{21}{20600}} = 4,13; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{l_y}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{450}{4,04} \sqrt{\frac{21}{20600}} = 3,56.$$

Напряжение в стержне при замере стрелки искривления составило $\sigma = N_1 / A = 70 / 21,2 = 3,3 \text{ кН/см}^2$. Определяем поправочный коэффициент по формуле (9.4):

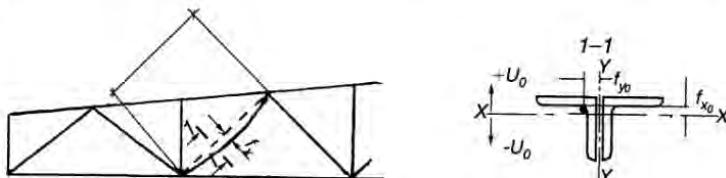


Рис. 9.5. К примеру 9.3

$$\psi_x = 1 - 0,1 \frac{\bar{\lambda} \sigma}{R_y} = 1 - 0,1 \frac{4,13^2 \cdot 3,3}{21} = 0,73, \quad \psi_y = 1 - 0,1 \frac{3,56^2 \cdot 3,3}{21} = 0,8.$$

По формуле (9.3) $f_{0x} = \psi_x f_x = 0,73 \cdot 1,5 = 1,1 \text{ см}; f_{0y} = 0,8 \cdot 2 = 1,6 \text{ см}$. Условные относительные искривления:

$$\bar{U}_0 = \frac{f_{x0}}{l_x} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \frac{1,1}{0,8 \cdot 450} \sqrt{\frac{20600}{21}} = 0,1; \quad \bar{V}_0 = \frac{1,6}{450} \sqrt{\frac{20600}{21}} = 0,11.$$

По табл. 9.5 определяем φ_{uv} при $\bar{\lambda}_x = 4,13, \bar{U}_0 = +0,1, \bar{V}_0 = 0,11; \varphi_{uv} = 0,327$. Производим проверку устойчивости стержня по формуле (9.6):

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{uv} A} = \frac{120}{0,327 \cdot 21,2} = 17,3 \text{ кН/см}^2 < R_y = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость стержня (с учетом искривлений) обеспечена.

9.1.6. Результаты оценки технического состояния конструкций

На основании результатов обследований и проверочных расчетов конструкций дают оценку их технического состояния. Эта оценка должна определить возможность дальнейшей эксплуатации конструкции, необходимость проведения мероприятий по ремонту и повышению их несущей способности. Учет фактического состояния конструкций и условий эксплуатации позволяет установить менее жесткие ограничения смещений и гибкости элементов сохраняемых конструкций, чем для новых. При этом основным критерием является возможность нормальной эксплуатации конструкций в конкретных условиях.

Различают три типа состояния здания, а также отдельных конструктивных элементов и узлов:

работоспособное — несмотря на имеющиеся отступления от норм, государственных стандартов и технической документации, нормальная эксплуатация конструкций обеспечивается в конкретных условиях рассматриваемого здания;

ограниченно работоспособное — для обеспечения функционирования конструкций необходимо проведение специальных (допустимых условиями эксплуатации) мероприятий по контролю за состоянием конструкций, параметрами технологического процесса, нагрузками или другими условиями эксплуатации (возможно с ограничением продолжительности функционирования);

неработоспособное (недопустимое) — существующее или прогнозируемое по расчету состояние конструкций является одним из предельных состояний и без усиления конструкции не могут быть допущены к эксплуатации.

Для реконструируемых производственных зданий, где планируется изменение величины и схемы нагрузок, прогнозируемое по расчету состояние часто превышает предельное. Вопрос замены конструкций или их сохранения с последующим усилением решается в результате технико-экономического анализа.

9.2. Усиление конструкций

Цель усиления конструкций — поддержать их эксплуатационную надежность или обеспечить несущую способность и нормальную эксплуатацию в новых условиях, вызванных реконструкцией. В некоторых случаях вы этого можете добиться не производя усиления, путем снижения действующих нагрузок (замены железобетонных плит покрытия профилированным настилом, ограничения сближения кранов, замены мостовых кранов напольным транспортом и т.д.). Техническое решение по усилению конструкций принимают на основании сравнения вариантов. Наиболее важным фактором, влияющим на выбор варианта усиления в условиях действующего производства, является проведение работ по усилению без остановки технологического процесса или с минимальной остановкой. Конструкции можно усиливать под нагрузкой или с предварительной разгрузкой. Естественно, что менее трудоемко усиление конструкций под нагрузкой. В этом случае важно обеспечить несущую способность конструкций в процессе проведения работ по усилению. Исследования показывают, что усиление под нагрузкой возможно, если напряжение в элементе или соединении не превышает $0,8R_y$. В большинстве случаев можно производить усиление не разгружая конструкции от постоянных нагрузок, так как доля временных нагрузок обычно больше 20 %.

Применяемые способы усиления конструкции можно разделить на две группы: увеличением сечения элементов (или площади сечения сварных швов в соединении); изменением конструктивной схемы или схемы приложения нагрузок. Возможно применение способов усиления, сочетающих обе эти группы.

9.2.1. Особенности расчета элементов и соединений, усиленных под нагрузкой

Работа элементов, усиленных с полной предварительной разгрузкой, не отличается от работы новых элементов, поэтому не отличается и их расчет. Особенность работы элементов, усиленных способом увеличения сечений под нагрузкой, заключается в том, что часть сечения находится в напряженном состоянии, воспринимая нагрузки, действующие до усиле-

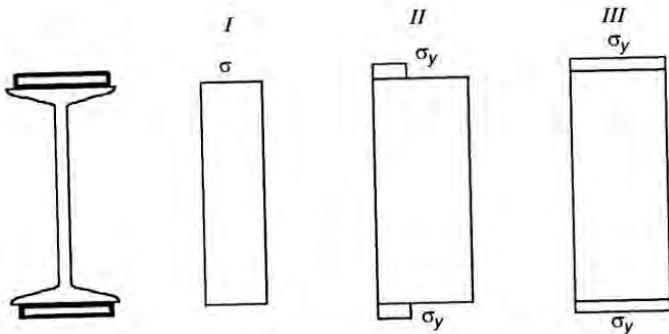


Рис. 9.6. Работа растянутого стержня, усиленного под нагрузкой увеличением сечения:
I-II — эпюры напряжений в сечении на разных стадиях работы (элементы усиления показаны жирной линией)

ния. Усиленный элемент воспринимает нагрузки, действующие после усиления. Соединение сохраняемого элемента с элементами усиления должно обеспечивать его работу как единого целого. Если расчетные сопротивления материала существующей конструкции и усиления значительно отличаются, расчет производят как бистальнойного элемента. Допускается принимать одно расчетное сопротивление, равное меньшему из них, если они отличаются не более чем на 15 %.

Расчет на прочность растянутых, сжатых и изгибаемых элементов в зависимости от свойств стали и условий эксплуатации производят в упругой или упруго пластической стадии. Пластические деформации раньше появляются в существовавшей до усиления части сечения. Работа растянутого стержня, усиленного под нагрузкой, представлена на рис. 9.6. На эпюре I показаны напряжения в элементе от нагрузок, приложенных до усиления. Упругой стадии работы усиленного сечения соответствует эпюра II, и для этого случая (напряжения в существующем металле достигли предела текучести) проверку прочности производят по формуле

$$\sigma = \frac{N_1}{A_o} + \frac{N_2}{A_o + A_{yc}} \leq R_y, \quad (9.7)$$

где N_1 и N_2 — усилия, приложенные к стержню соответственно до и после усиления; A_o и A_{yc} — площади сечения соответственно существующего элемента и элементов усиления; R_y — расчетное сопротивление стали существующего элемента.

Прочность металла усиления в этом случае используется не полностью, и применение для усиления сталей повышенной прочности нерационально.

У упругопластической стадии работы соответствует эпюра III, и проверку прочности производят по формуле:

$$\sigma = \frac{N_1 + N_2}{A_o + A_{yc}} \leq R_y, \quad (9.8)$$

где R_y — меньшее из двух расчетных сопротивлений: металла существующего элемента или элементов усиления (если они отличаются не более чем на 15 %).

На рис. 9.7 приведены эпюры напряжений, характеризующие работу изгибающего элемента, усиленного под нагрузкой:

I — до приложения нагрузки после усиления; напряжения в элементах усиления равны нулю; II — к усиленной балке приложена нагрузка; напряжения в сечении существующей балки достигли σ_y (предельное состояние для упругой стадии работы); III — нагрузка возрастает; напряжения в элементах усиления достигают предела текучести; IV — пластические деформации пронизывают все сечение; образуется «пластический шарнир».

В соответствии с эпюрой II расчет в упругой стадии производят по формуле:

$$\sigma = \frac{M_1}{J_o} y_o + \frac{M_2}{J_o + J_{yc}} y \leq R_y, \quad (9.9)$$

где M_1 и M_2 — изгибающие моменты, действующие соответственно до и после усиления; J_o и J_{yc} — моменты инерции поперечного сечения существующей балки и элементов усиления соответственно; y_o и y — расстояние от центра тяжести сечения балки до наиболее напряженной точки сущ-

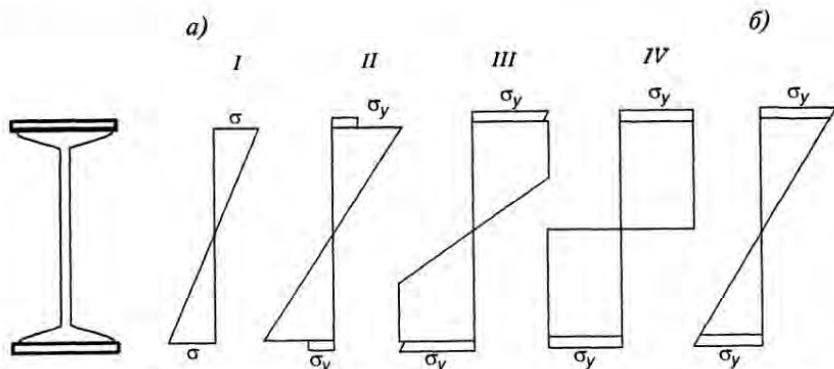


Рис. 9.7. Работа балки, усиленной под нагрузкой увеличением сечения:

a — эпюры напряжений в сечении на разных стадиях работы; *б* — эпюра, принятая для расчетов

ществующей части сечения соответственно до и после усиления (для балки с симметричным усилием $y_o = y$).

Упругопластической стадии работы соответствует эпюра III; в существующей части сечения балки развиваются пластические деформации. Проверку прочности несколько в запас можно выполнить в соответствии с эпюрой рис. 9.7, б по формуле:

$$\sigma = \frac{M_1 + M_2}{J_o + J_{yc}} y_{yc} \leq R_y, \quad (9.10)$$

где y_{yc} — расстояние от центра тяжести сечения усиленной балки до наиболее напряженной точки элемента усиления; R_y — меньшее из двух расчетных сопротивлений существующей балки и усиления.

Таким образом, формально расчет производят как бы в упругой стадии, а по существу, предполагают некоторое развитие пластических деформаций, не допуская образования пластического шарнира.

Так как в стенке балки появляются пластические деформации, то в ее средней четверти в местах, передающих сосредоточенные нагрузки, следует установить ребра жесткости, а проверку местной устойчивости в этой зоне проводить с учетом коэффициента условий работы $\gamma_c = 0,8$.

Если расчетные сопротивления существующих элементов усиления отличаются более чем на 15 %, расчет конструкций, усиленных способом увеличения сечения, следует выполнять с учетом разных расчетных сопротивлений (как бистальных элементов).

При проверке устойчивости сжатых стержней, усиленных под нагрузкой способом увеличения сечений, считают, что сварные швы (болты), связывающие элементы усиления с существующим стержнем, обеспечивают их совместную работу как единого целого. Работа сжатых стержней, усиленных под нагрузкой, отличается от работы стержней, нагружаемых с нуля. Эти отличия заключаются в более раннем появлении пластических деформаций в сечении усиленного стержня, увеличении эксцентрикитета из-за большей деформативности стержня до усиления и влияния остаточных сварочных деформаций, возникающих после приварки элементов усиления. В результате критические напряжения стержня, усиленного под нагрузкой, оказываются ниже критических напряжений стержней, нагружаемых с нуля. Неблагоприятное влияние этих факторов можно учесть коэффициентом условий работы $\gamma_c = 0,8$ и проверку устойчивости в плоскости действия момента произвести по формуле:

$$\sigma = \frac{N_1 + N_2}{A_o + A_{yc}} < \varphi_e R_y \gamma_c, \quad (9.11)$$

где φ_e — коэффициент, принимаемый по табл.П7.1[1]; R_y — расчетное сопротивление, равное меньшему значению расчетного сопротивления сохраняемого элемента усиления, если они отличаются не более чем на 15 % (в противном случае вам следует обратиться к п.20.16*[7]).

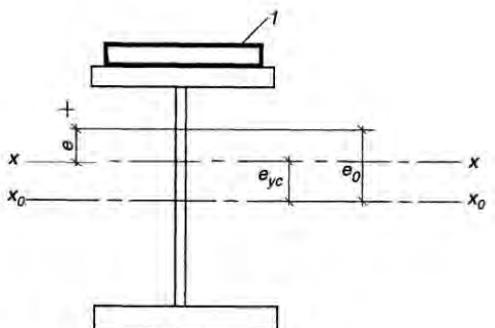


Рис. 9.8. К определению расчетного эксцентрикитета e :
1 — элемент усиления

Для определения коэффициента φ_e необходимо знать расчетный эксцентрикитет $e = e_o - e_{yc}$, где e_o — начальный эксцентрикитет сжатого стержня (для искривленного стержня определяемый по п. 9.1.5, для сжато-изгибаемого стержня $e_o = M/N$, где M и N соответственно расчетные значения изгибающего момента и продольной сжимающей силы; e_{yc} — эксцентрикитет, вызванный несимметричным усилением стержня (рис. 9.8.). Эксцентрикитеты e_o и e_{yc} принимают со своими знаками.

В частном случае, когда $e_o = 0$, а усиление центрально-сжатого стержня выполнено без смещения центра тяжести ($e_{yc} = 0$), проверку устойчивости усиленного стержня выполняют по формуле (9.11) с заменой коэффициента φ_e коэффициентом φ продольного изгиба, определяемым по приложению 6 [1].

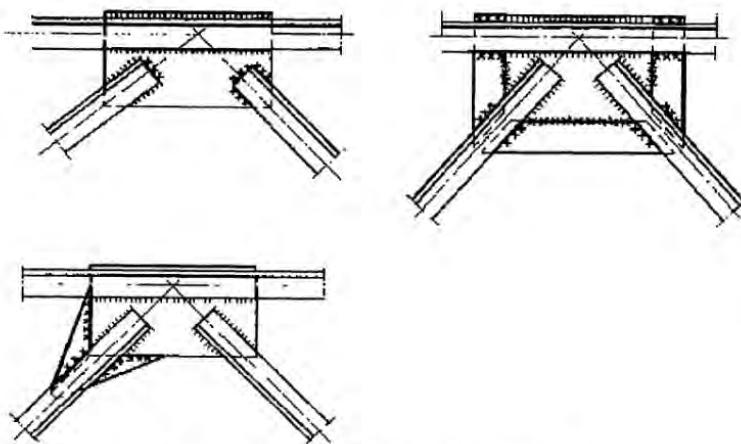


Рис. 9.9. Усиление сварных соединений

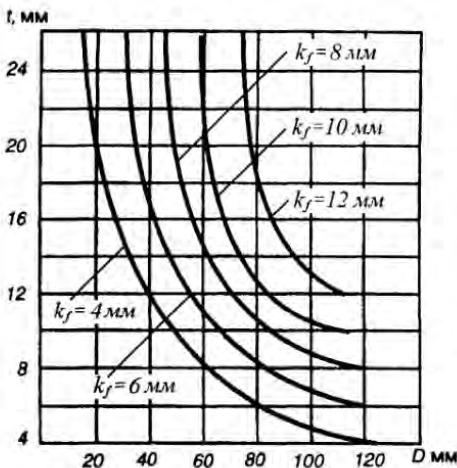


Рис. 9.10. Зависимость длины участка шва D , выключающегося из работы, от толщины свариваемого материала t и катета шва k_f

Усиление сварных соединений производят увеличением длины или толщины сварных швов (рис. 9.9). На период выполнения усиления должна быть обеспечена прочность существующих швов на действующие усилия. При увеличении толщины швов (наплавки дополнительных слоев) часть шва расплавляется или переходит в пластическое состояние. Поэтому усиление швов наплавкой дополнительных слоев допускается выполнять под нагрузкой, при которой действующее на шов усилие не превышает значения

$$N \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \beta_f k_f (l_w D), \quad (9.12)$$

где D — длина участка шва, выключающаяся из работы (зависит от толщины свариваемых элементов (t), существующего катета шва (k_f) и принимается по графику на рис. 9.10); $\beta_f = 0,7$ — коэффициент, принимаемый как для ручной сварки.

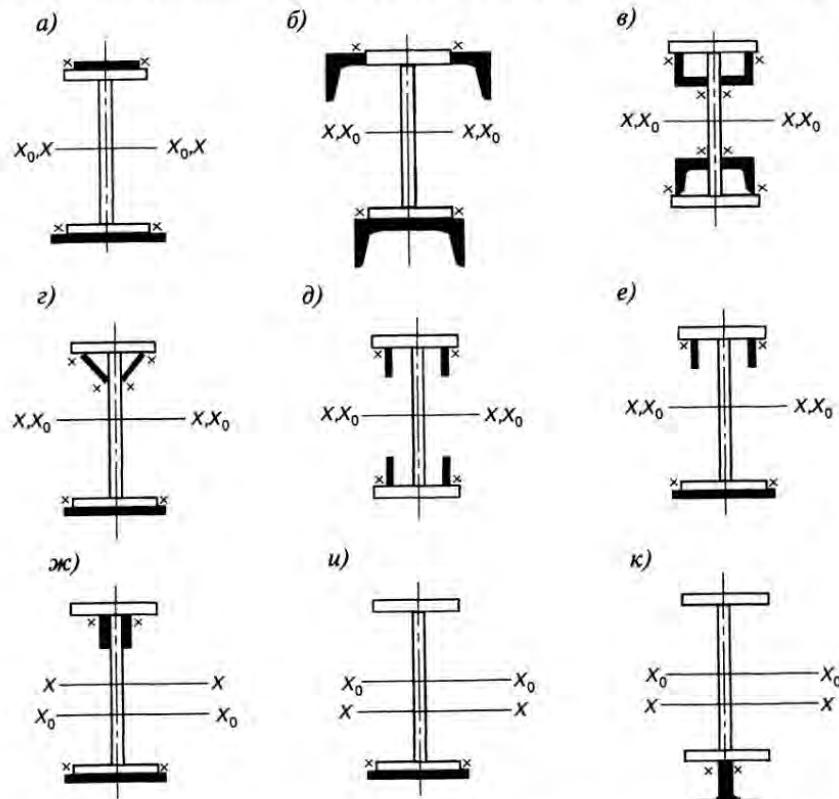
Проверку несущей способности угловых швов, усиленных наплавкой дополнительных слоев, можно выполнять по формулам п. 4.2.3 [1]. При этом особенности работы швов, усиленных под нагрузкой, рекомендуется учесть коэффициентом условия работы $\gamma'_c = 0,9$. За расчетное сопротивление сварного шва, усиленного наплавкой дополнительного слоя, следует принять расчетное сопротивление шва, подлежащего усилию.

Усилия в элементах конструкций, усиленных способом изменения конструктивной схемы, определяют в две или три стадии. На первой стадии усилия в элементах находят в соответствии с существующей расчетной схемой от нагрузок, приложенных до усиления, на второй — вычисляют усилия в стержнях по новой расчетной схеме на нагрузки, приложенные после усиления. В случае применения элементов усиления с предварительным напряжением дополнительно определяют усилия в существующей конструкции от предварительного напряжения. Расчетные усилия (напряжения) в элементах находят суммированием усилий (напряжений), определенных на всех стадиях работы конструкции.

9.2.2. Усиление балок

Увеличение сечений балок — традиционный и наиболее отработанный способ усиления. Некоторые варианты усиления этим способом показаны на рис. 9.11. Для эффективного использования металла усиления целесообразно располагать элементы усиления симметрично по возможности дальше от центра тяжести сечения балки (рис. 9.11, а, б). Применение того или иного варианта усиления зависит от места опирания элементов перекрытия или покрытия.

При опирании настила на верхний пояс могут быть применены схемы в...к (рис. 9.11). Если стенки балок укреплены ребрами жесткости, то проще выполнить усиление по схемам д, е (рис. 9.11). Вариант, представленный на рис. 9.11, жс, целесообразен, когда требуется увеличить не только несущую способность балки, но также обеспечить местную прочность и



а — к — варианты усиления (элементы усиления показаны жирными линиями)

устойчивость стенки. Несимметричное усиление (рис. 9.11, *и*) позволяет весьма незначительно повысить несущую способность и может быть применено при небольшом увеличении нагрузок и опирании настила по верхнему поясу. Если настил опирается на нижний пояс, то можно принять вариант (рис. 9.11, *к*). Достоинство способа усиления увеличением сечения — возможность его использования при ограниченной строительной высоте. Недостаток — большая длина сварных швов.

В подкрановых балках без тормозных конструкций при небольшом (до 10 %) увеличении крановых нагрузок может быть использована схема *а* (рис. 9.12), а при большем увеличении нагрузок — схема *б*. При увеличении подкрановых балок с тормозными конструкциями возможно применение схем *в* и *г* (рис. 9.12). Если усиление произведено по схеме *в* (рис. 9.12), то для обеспечения постоянного уровня головки рельса лист усиления верхнего пояса нужно устанавливать по всей длине балки. Вариант *г* можно применить при недостаточной прочности и устойчивости стенки. Для обеспечения плотного сопряжения листов и предотвращения выпучивания при сварке их стягивают болтами.

Показанные на рис. 9.13, *а...и* варианты усиления способом изменения конструктивной схемы можно применить как для балок покрытий (или перекрытий), так и для подкрановых балок. Достаточно просто и эффективно усиление превращением разрезных балок в неразрезные, что не увеличивает строительной высоты, но требует свободного доступа к узлам сопряжения балок (рис. 9.13, *а*). Варианты *б* и *в* — усиление поста-

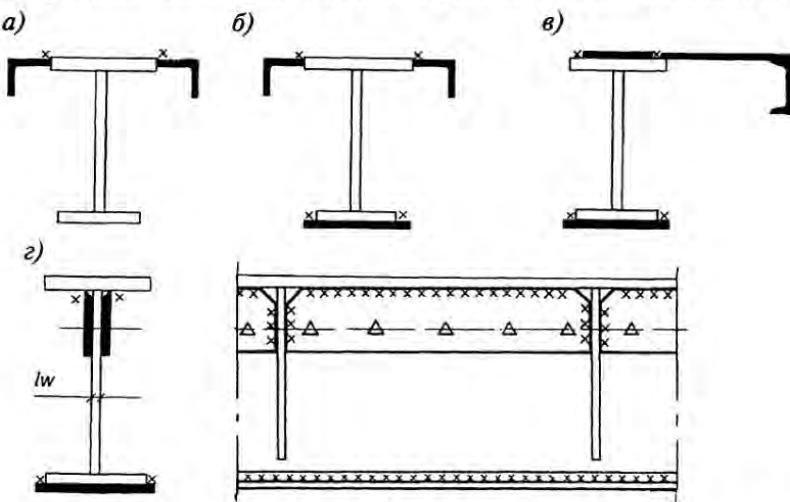


Рис. 9.12. Усиление подкрановых балок способом увеличения сечений

новкой дополнительных опор в виде подкосов. Расход стали на короткие подкосы меньше, чем на длинные, но при этом в колоннах при разной загрузке балок возникают дополнительные изгибающие моменты от горизонтальных составляющих усилий в подкосах. Избежать этого можно постановкой затяжек (рис. 9.13, г). Схема д позволяет производить усиление без разгрузки независимо от уровня напряжений в балках, но применить ее удается не всегда по технологическим причинам. Варианты усиления (рис. 9.13, е, ж, и) увеличивают строительную высоту балок. Эффективность их возрастает с применением предварительного напряжения шпренгелей (рис. 9.13, е, ж) и затяжки (рис. 9.13, и).

В последние годы при реконструкции и ремонтах жилых и общественных зданий применяют монолитные железобетонные покрытия со стальным профилированным настилом ([1] п.8.4). Профилированный настил укладывают по верхним поясам существующих (или вновь устанавливаемых) металлических балок (рис. 9.14). Он может быть использован как несъемная опалубка, а при обеспечении восприятия сдвигающих сил между настилом и бетоном — и в качестве внешней арматуры плиты. В качестве внешней арматуры монолитных железобетонных плит рекомендуется использовать стальной профилированный настил с выштампованными рифами марок Н80А-674-1,0 и Н80А-674-0,9. Толщина бетонной полки плиты перекрытия над профилированным настилом должна быть не менее 30 мм, а при отсутствии в конструкциях пола бетонной стяжки — не менее 50 мм. Длину пролета плиты обычно принимают в пределах 1,5...3 м. Стальной профилированный настил, используемый в качестве арматуры железобетонной плиты, должен быть оцинкованным или иметь другое покрытие,

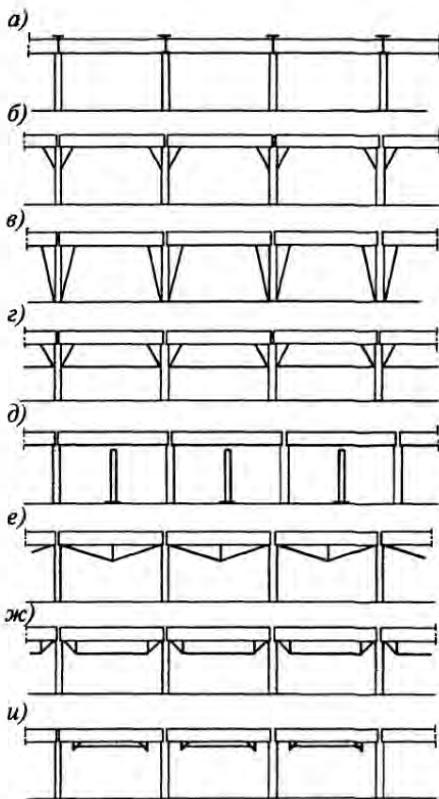


Рис. 9.13. Усиление балок способом изменения конструктивной схемы

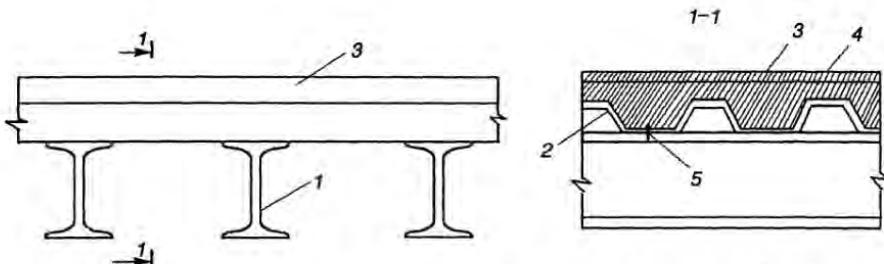


Рис. 9.14. Схема монолитного железобетонного перекрытия со стальным профилированным настилом:

1 — балка перекрытия; 2 — стальной профилированный настил; 3 — монолитная железобетонная плита; 4 — арматурная сетка; 5 — самонарезающие болты

обеспечивающее его коррозионную стойкость. Не допускается использовать стальной профилированный настил в качестве внешней арматуры железобетонной плиты при повышенной влажности и химической агрессии среды.

Огнестойкость однопролетных плит перекрытий с открытой снизу внешней арматурой в виде стального профилированного настила составляет 30 мин, многопролетных неразрезных плит перекрытия при расположении верхней арматуры по всей длине пролета — 45 мин [10].

9.2.3. Усиление стропильных ферм

Сечения стержней стропильных ферм, усиленных способом увеличения сечений, представлены на рис. 9.15. При проектировании усиления элементов желательно сохранить положение центра тяжести сечения стержня. Этому условию соответствуют усиления по схемам рис. 9.15, *в*, *д*, *е*, *ж*. Если в результате усиления расцентровка превышает 1,5 % высоты сечения стержня, его необходимо рассчитывать как внецентренно сжатый. При усилении искривленных сжатых стержней целесообразно располагать элементы усиления таким образом, чтобы увеличить радиус инерции сечения и уменьшить эксцентриситет приложения силы (рис. 9.15, *а*, *б*, *г*). В сжатых стержнях элементы усиления можно не заводить на фасонки, если обеспечена прочность неусиленных стержней. Элементы усиления растянутых стержней необходимо завести на фасонки на длину, достаточную для передачи воспринимаемого этими элементами усилия. Наиболее удобно усилить стержень по типу *б* (два шва, выполняемые в нижнем положении), но при этом заметно смещается центр тяжести сечения. Кроме того, при необходимости завести уголок на фасонку требуется устройство в нем прорези.

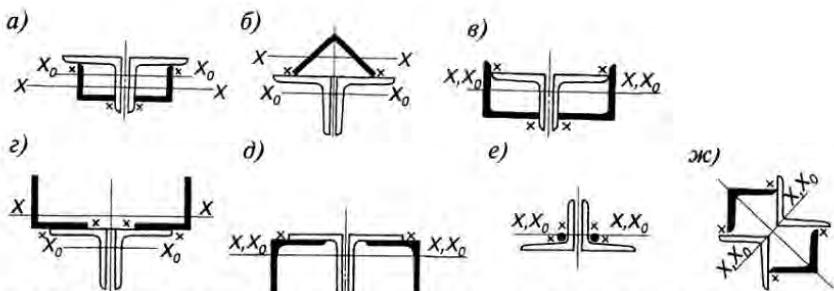


Рис. 9.15. Усиление стержней стропильных ферм способом увеличения сечений

Способом изменения конструктивной схемы можно усилить как отдельные стержни, так и ферму в целом. На рис. 9.16, а показано усиление сжатых стержней ферм постановкой шпренгелей, уменьшающих расчетную длину стержней в плоскости фермы. Такой метод усиления повышает устойчивость стержней только в плоскости фермы и его можно использовать при незначительном увеличении усилий в стержнях или при искривлении стержня в плоскости фермы. Раствинутый пояс фермы можно усилить предварительно напряженной затяжкой (рис. 9.16, б).

Рационально применять способы изменения конструктивной схемы, повышающие несущую способность нескольких или всех стержней фермы. Применение этого метода целесообразно при значительном увеличении нагрузок на всю конструкцию. Возможности регулирования усилий возрастают с применением предварительного напряжения. При использовании способа изменения конструктивной схемы в целях усиления фермы обычно не удается обойтись без усиления некоторых стержней способом увеличения сечений. Их рациональное сочетание приводит к наиболее экономичным по расходу стали и трудоемкости изготовления конструктивным решениям.

Наиболее просто изменить конструктивную схему стропильных ферм можно обеспечив неразрезность их на опорах. В результате уменьшаются усилия в средних панелях поясов ферм, но увеличиваются в опорных раскосах у неразрезных опор. В опорных панелях нижнего пояса возможно

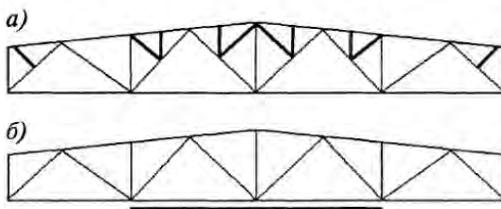


Рис. 9.16. Усиление стержней стропильных ферм способом изменения конструктивной схемы

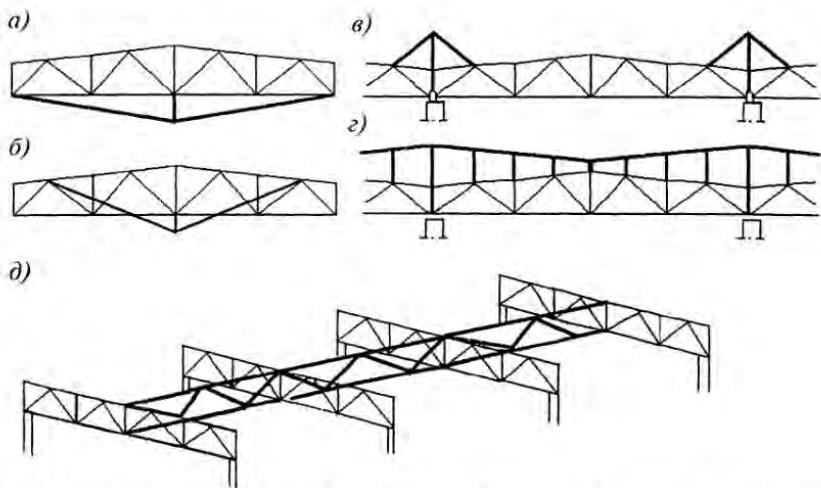


Рис. 9.17. Усиление стропильных ферм способом изменения конструктивной схемы

появление сжатия. Эффективно включение в работу стропильных ферм фонарей, расположенных по средним рядам колонн. При этом может потребоваться усиление элементов фонарей. На рис. 9.17, а...д приведены способы изменения конструктивной схемы с помощью вновь устанавливаемых элементов. При наличии свободного пространства под фермой целесообразно применить схему а с передачей сжимающего усилия от наклонных элементов шпрингеля на растянутый пояс. Если в здании имеются мостовые краны, можно уменьшить высоту шпрингеля (схема б), но при этом эффективность усиления снижается. В зданиях, оборудованных мостовыми кранами, перспективно применение комбинированных систем с использование гибких элементов (вант, гибких и жестких нитей с подвесками). К числу достоинств этих систем относится использование элементов, работающих на растяжение, а также проведение работ по усилению в условиях, не ограниченных действующим производством. Недостатки: необходимость вскрытия кровли и последующее обеспечение ее водонепроницаемости, сложность восприятия распора. При установке новых или повышении грузоподъемности существующих подвесных кранов целесообразно установить вертикальные связи между фермами по всей длине (схема д). Эти связи перераспределяют нагрузку от подвесных кранов между фермами, снижают усилия в стержнях ферм.

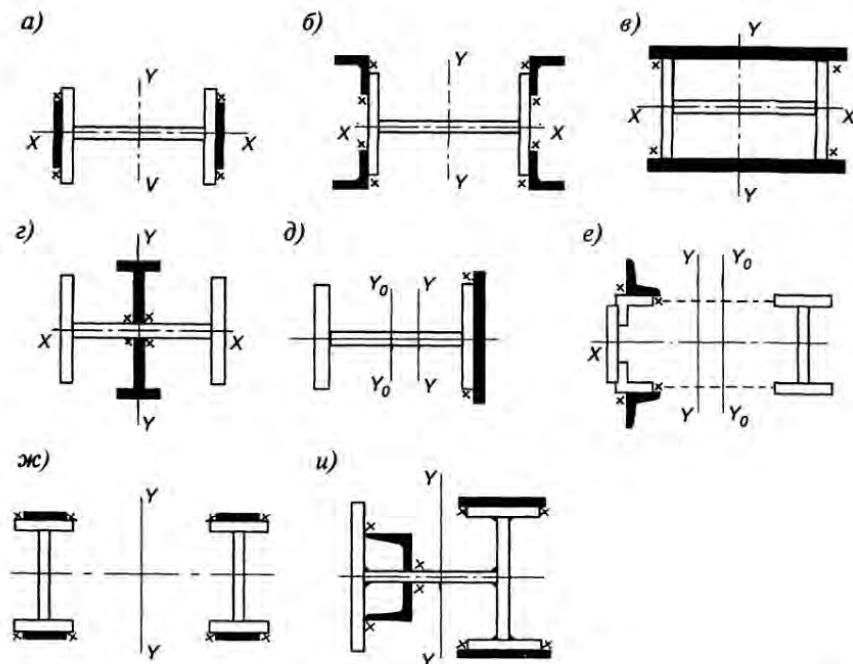
9.2.4. Усиление колонн

Усиление колонн требуется при большом увеличении нагрузок. Как и для других конструкций, усиление колонн может быть выполнено методом увеличения сечения и изменением конструктивной схемы. На рис.

9.18, а...и приведены некоторые схемы усиления увеличением сечений. При усилении центрально-сжатых колонн целесообразно не смещать центр тяжести усиленного сечения от линии действия продольной силы, поэтому для них следует принять симметричное усиление. Если несущая способность колонн определяется устойчивостью относительно оси y , то рационально усиление по схемам а, б. Если несущая способность колонн определяется устойчивостью относительно оси x , то рационально принимать схемы усиления б, в, г.

При усилении внецентренно сжатых колонн с преобладающими моментами одного знака целесообразна несимметричная схема усиления со смещением центра тяжести усиленного сечения в сторону действия момента (схемы д, е). Если моменты различных знаков близки по абсолютной величине, то так же как и для центрально-сжатых колонн следует использовать симметричные и близкие к ним схемы усиления (ж, и).

Усиление колонн способом увеличения сечения достаточно эффективно и может выполняться практически при любом повышении нагрузок. Однако большая протяженность швов, необходимость в отдельных случаях разборки стенового ограждения, устройства подмостей по всей высоте колонны повышают трудоемкость работ по усилению.



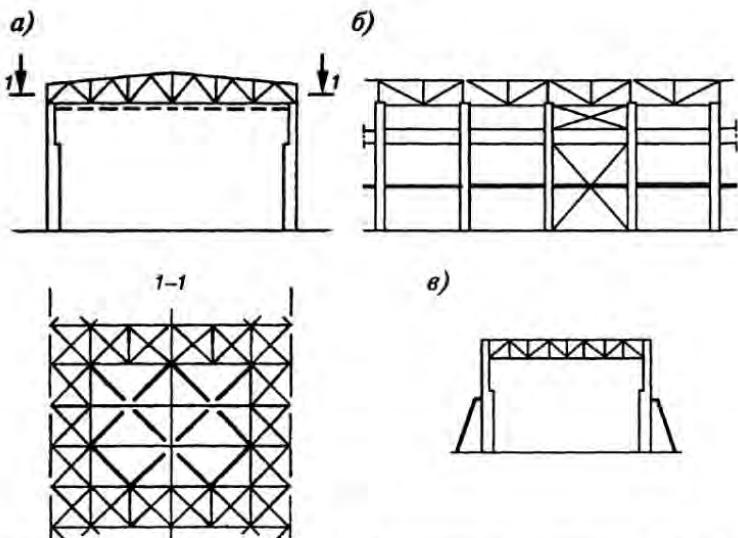


Рис. 9.19. Усиление колонн способом изменения конструктивной схемы

Наиболее просто изменить конструктивную схему колонны можно установкой распорок между колоннами (рис. 9.19, б). В результате уменьшается расчетная длина колонны из плоскости рамы. Применение этой схемы ограничено незначительным повышением нагрузок и имеет смысл в случае, когда несущая способность колонны определяется ее устойчивостью из плоскости рамы. В зданиях небольшой длины (48...84 м) с жесткими торцами и кровлей малой жесткости (асбокераментные листы по прогонам) к изменению конструктивной схемы приводит устройство жесткого диска в уровне нижних поясов ферм с помощью дополнительных связей по покрытию (рис. 9.19, а). В результате повышается поперечная жесткость здания, а колонну можно считать закрепленной от смещения в плоскости рамы. Повышает несущую способность колонны и установка подкосов, закрепляющих колонну в уровне подкровельных балок (рис. 9.19, в).

9.2.5. Примеры расчета элементов и соединений, усиленных под нагрузкой

Пример 9.4. Требуется проверить несущую способность балки рабочей площадки на новые нагрузки, увеличенные после реконструкции, и, если необходимо, запроектировать усиление.

Балки рабочей площадки составные, сварные. Расчетная схема и сечение балки показаны на рис. 9.20. Пролет $l = 10$ м. Материал балки ВСт3пс6 $R_y = 23$ кН/см². На верхние пояса балок опирается монолитная железобетонная плита. Интенсивность расчетной постоянной нагрузки $q_1 = 30$ кН/м. Интенсивность увеличенной расчетной временной нагрузки — 90 кН/м. Несущая способность железобетонной плиты обеспечена.

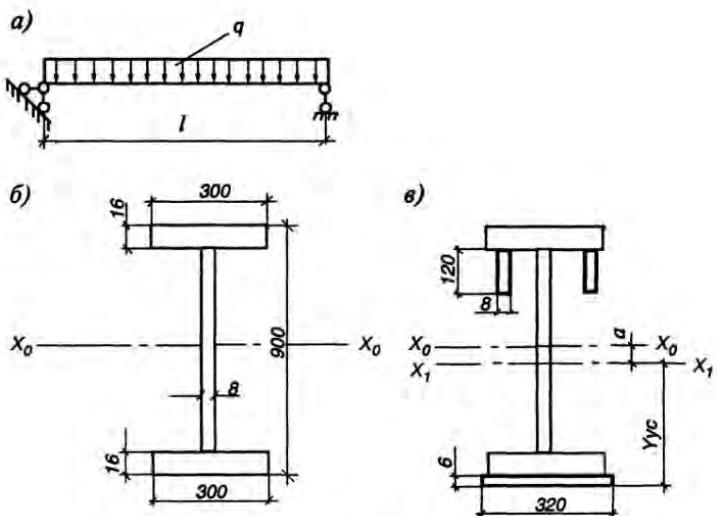


Рис. 9.20. К примеру 9.4:

а — расчетная схема балки; б — сечение балки до усиления; в — сечение усиленной балки

Определяем геометрические характеристики сечения балки:

$$J_x = \frac{0,8 \cdot 86,8^3}{12} + 2 \cdot 30 \cdot 1,6 \cdot 44,2^2 = 231147 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{231147}{45} = 5137 \text{ см}^3; S_{1/2} = 30 \cdot 1,6 \cdot 44,2 + \frac{0,8 \cdot 43,4^2}{2} = 2875 \text{ см}^3.$$

Проверяем прочность балки на опоре и в пролете.

Интенсивность расчетной нагрузки:

$$q = 30 + 90 = 120 \text{ кН/м};$$

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{120 \cdot 10}{2} = 600 \text{ кН}; M = \frac{ql^2}{8} = \frac{120 \cdot 10^2}{8} = 1500 \text{ кН}.$$

$$\text{На опоре: } \tau = \frac{QS_{1/2}}{J_{t_w}} = \frac{600 \cdot 2875}{231147 \cdot 0,8} = 9,3 \text{ кН/см}^2 < 0,58R_y = 13,3 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{Прочность балки на опоре обеспечена. В пролете: } \sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{1500 \cdot 10^2}{5137} = 29,2 \text{ кН/см}^2 > R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность балки в середине пролета не обеспечена, балку необходимо усилить.

Принимаем решение усилить балку увеличением сечения. Проверяем возможность усиления балки без снятия постоянной нагрузки $\sigma = \frac{M_n}{W} = \frac{q_n l^2}{8W} = \frac{0,30 \cdot 1000^2}{8 \cdot 5137} = 7,3 \text{ кН/см}^2 < 0,8 R_y = 18,4 \text{ кН/см}^2$. Усиление можно произвести не снимая постоянную нагрузку. Так как по верхним поясам балки лежит железобетонная плита, принимаем конструктивное решение по усилению в соответствии с рис. 9.20, в. Элементы усиления принимаем из листовой стали С245; $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$. Определяем сечения элементов усиления:

$W_{tp} = \frac{M}{R_y} = \frac{1500 \cdot 10^2}{23} = 6522 \text{ см}^3$ ($R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ — меньшее значение расчетного сопротивления).

$$J_{tp} = W_{tp} \frac{h}{2} = 6522 \cdot 45 = 293490 \text{ см}^4;$$

$$J_{tp}^{yc} = J_{tp} - J_x = 293490 - 231147 = 62343 \text{ см}^4.$$

Требуемую площадь листов усиления для каждого пояса приближенно можно определить по формуле

$$A_n^{yc} \approx \frac{J_{tp}^{yc} \cdot 2}{h_0^2} = \frac{62343 \cdot 2}{90^2} = 15,4 \text{ см}^2.$$

Сечение элементов усиления верхнего пояса из условия местной устойчивости принимаем 120×8 . Ширину листа усиления нижнего пояса из условия производства сварки в «нижнем положении» принимаем 320 мм, а толщину 6 мм.

Определяем положение центра тяжести усиленного сечения:

$$a = \frac{32 \cdot 0,6 \cdot 45,3 - 2 \cdot 12 \cdot 0,8 \cdot 37,4}{2 \cdot 12 \cdot 0,8 + 32 \cdot 0,6 + 2 \cdot 1,6 \cdot 30 + 86,8 \cdot 0,8} = 0,7 \text{ см.}$$

Находим момент инерции поперечного сечения усиленной балки:

$$\begin{aligned} J &= J_o + J_{yc} = 231148 + 165,4 \cdot 0,7^2 + \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 12^3}{12} + \\ &+ 2 \cdot 0,8 \cdot 12 \cdot 38,1^2 + 0,6 \cdot 32 \cdot 44,6^2 = 297522 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Напряжение в наиболее удаленной точке элемента усиления нижнего пояса по формуле (9.11):

$$\sigma = \frac{M_1 + M_2}{J_o + J_{yc}} y_{yc} = \frac{1500 \cdot 10^2}{297522} 44,9 = 22,6 \text{ кН/см}^2 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Определяем длину элементов усиления. Несущая способность балки (без усиления) равна $M_{\text{пред}} = W_o \cdot R_y = 5137 \cdot 23 = 118150 \text{ кН} \cdot \text{см} = 1181,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Изгибающий момент в балке от действия равномерно распределенной нагрузки на расстоянии X от опоры: $M_x = \frac{qlx}{2} - qx^2$; приравниваем $M_{\text{пред}} = M_x$ и определяем X :

$$1181,5 = \frac{120 \cdot 10x}{2} - \frac{120x^2}{2}; \quad 60x^2 - 600x + 1181,5 = 0;$$

$$x = \frac{600 \pm \sqrt{600^2 - 4 \cdot 60 \cdot 1181,5}}{2 \cdot 60} = \frac{600 \pm 276}{120}; \quad x_1 = 7,3 \text{ м}; \quad x_2 = 2,7 \text{ м.}$$

Элементы усиления для обеспечения их полного включения в работу следует завести за место теоретического обрыва на длину b , достаточную для восприятия усилия $F = 0,5 A_{yc} R_{yc} = 0,5 \cdot 32 \cdot 0,6 \cdot 23 = 221 \text{ кН}$. Сварку ведем электродами типа Э42А $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$; $\beta_j = 0,7$; $R_{wz} = 16,5 \text{ кН/см}^2$; $\beta_z = 1,0$. Расчет ведем по металлу шва. Для нижнего пояса при $k_f = 6 \text{ мм}$

$$b = \frac{F}{2\beta_f k_f R_{wf}} + 1 = \frac{221}{2 \cdot 0,7 \cdot 6 \cdot 18} + 1 = 15,6 \text{ см.}$$

При усиливании верхнего пояса принимаем минимальный катет шва $k_f = 7 \text{ мм}$. Расстояние от опор до места обрыва листов $C = 2,5 \text{ м}$; длина листов усиления 5 м.

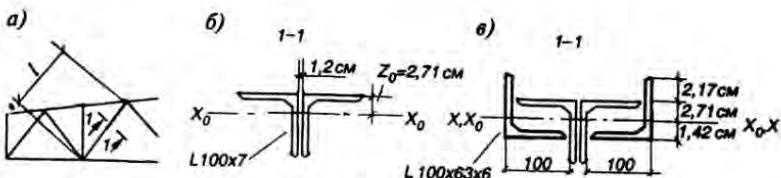


Рис. 9.21. К примеру 9.5:

а — схема фермы; б — сечение раскоса до усиления; в — то же, после усиления

Пример 9.5. Проверить несущую способность сжатого прямолинейного раскоса фермы (рис.9.21), усилие в котором после реконструкции увеличилось ($N=480$ кН). Усилие от постоянной нагрузки $N_1=200$ кН. Материал раскоса сталь Ст3; $R_y=21$ кН/см². Сечение раскоса из двух равнополочных уголков 100×7 ; $l=310$ см; толщина фасонки $t_\phi=12$ мм. Фермы запроектированы в 1976 г.

Определяем геометрические характеристики сечения (ГОСТ 8509-72): $A_o=27,6$ см²; $Z_o=2,71$ см; $i_x=3,08$ см; $i_y=4,52$ см.

Проверяем устойчивость раскоса:

$$I_x=0,8l=0,8 \cdot 310=248 \text{ см}^4; I_y=l=310 \text{ см}^3;$$

в плоскости фермы:

$$\varphi=0,722; \sigma=\frac{N}{\varphi A \gamma_c}=\frac{480}{0,722 \cdot 27,6}=24,1 \text{ кН/см}^2 > R_y;$$

из плоскости фермы:

$$\varphi=0,78; \sigma=\frac{480}{0,78 \cdot 27,6}=22,3 \text{ кН/см}^2 > R_y.$$

Коэффициент γ_c принят равным единице, так как при обследовании не обнаружено искривление стержня.

Устойчивость раскоса не обеспечена как в плоскости, так и из плоскости фермы, поэтому принимаем решение усилить его увеличением сечения.

Проверяем возможность проведения работ по усилению под действием постоянной нагрузки:

$$\sigma=\frac{N_1}{\varphi A \gamma_c}=\frac{200}{0,722 \cdot 27,6}=10 \text{ кН/см}^2 < 0,8 R_y=16,8 \text{ кН/см}^2.$$

Усиление возможно без предварительной разгрузки.

Определяем требуемую площадь элементов усиления, задавшись величиной $\varphi=0,6$

$$A_{yc}^{tp}=A_{tp}-A_o=\frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}-A=\frac{480}{0,6 \cdot 21 \cdot 0,8}-27,6=20 \text{ см}^2.$$

Принимаем два уголка $100 \times 63 \times 6$ ($A_{yc}=19,18$ см²) и размещаем их так, чтобы не сместился центр тяжести сечения (см.рис.9.21 в).

Определяем геометрические характеристики усиленного сечения:

$$J_x=2 \cdot 131+2 \cdot 30,6=323,2 \text{ см}^4; A=27,6+19,18=46,78 \text{ см}^2;$$

$i_x=\sqrt{\frac{J_x}{A}}=\sqrt{\frac{323,2}{46,78}}=2,63 \text{ см}$. Проверяем устойчивость относительно оси $x-x$:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A \gamma_c} = \frac{480}{0,625 \cdot 46,78 \cdot 0,8} = 20,5 \text{ кН/см}^2 < R_y = 21 \text{ кН/см}^2,$$

где $\gamma_c = 0,8$ — коэффициент, учитывающий особенности работы сжатого стержня, усиленного под нагрузкой.

Проверяем прочность неусиленного раскоса на действие расчетной нагрузки $N=480$ кН

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{480}{27,6} = 17,4 \text{ кН/см}^2 < R_y.$$

Прочность раскоса без усиления обеспечена, поэтому уголки усиления можно не заводить на фасонку. Уголки привариваем прерывистыми швами. Катет шва принимаем минимально возможным ($k_f = 5$ мм). Концевые участки швов крепления уголков усиления рассчитываем на усилие, действующее в уголке усиления.

Усилие в уголке усиления

$$N = \frac{A_{yc} R_y \varphi \gamma_c}{2} = 9,59 \cdot 21 \cdot 0,625 \cdot 0,8 = 100,7 \text{ кН.}$$

Сварку ведем электродами Э42А.

Имеем следующие исходные данные:

$$R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2; \beta_f = 0,7; R_{wz} = 16,5 \text{ кН/см}^2; \beta_z = 1,0.$$

Так как $R_{wf} \beta_f = 12,6 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} \beta_z = 16,5 \text{ кН/см}^2$, то расчет производим по металлу шва.

Расчетная длина шва

$$l_w = \frac{N_w}{2\beta_f k_f R_{wf}} = \frac{100,7}{2 \cdot 0,5 \cdot 12,6} = 8 \text{ см.}$$

Принимаем участки швов длиной 100 мм.

Прерывистые швы, обеспечивающие совместную работу уголков усиления и раскоса фермы, принимаем минимальной длиной, равной 50 мм. Расстояние между ними (из условия обеспечения устойчивости уголков усиления) должно быть не более $40i_{min} = 40 \cdot 1,38 = 55$ см.

Пример 9.6. Запроектировать усиление раскоса стропильной фермы по данным примера 9.2.

Проверяем устойчивость раскоса из плоскости фермы:

$$i_y = 4,15 \text{ см } (t_f = 12 \text{ мм}); \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{4,15} = 96; \varphi = 0,611;$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A \gamma_c} = \frac{280}{0,611 \cdot 27,8 \cdot 0,8} = 20,6 \text{ кН/см}^2 < R_y = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Так как устойчивость раскоса из плоскости фермы обеспечена, принимаем решение усилить его установкой шпренгеля (рис.9.22). После установки шпренгеля l меняется расчетная схема раскоса. Уменьшается расчетная длина в плоскости фермы ($l_x = 200$ см) и стрелка искривления. Если $l_1 = l_2$, то можно принять $f_1 = f_2 = f/4 = 1,8/4 = 0,5$ см.

Несколько в запас проверяем устойчивость усиленного раскоса как внецентренно сжатого стержня с эксцентриситетом $e = 0,5$ см:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_x}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{200}{2,76} \sqrt{\frac{21}{20600}} = 2,3; m = \frac{eA}{W} = \frac{0,5 \cdot 27,8}{32,6} = 0,426;$$

$$\eta = (1,5 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda} = (1,5 - 0,1 \cdot 0,426) - 0,02(5 - 0,426)2,3 = 1,25;$$

$$m_{ef} = \eta \frac{eA}{W} = 1,25 \frac{0,5 \cdot 27,8}{32,6} = 0,53; \varphi_e = 0,606.$$

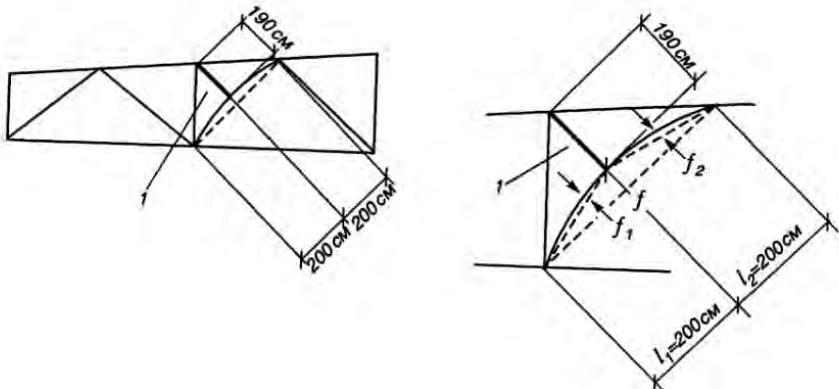


Рис. 9.22. К примеру 9.6

Проверку устойчивости производим по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A y_c} = \frac{280}{0,606 \cdot 27,8 \cdot 0,8} = 20,8 < R_y = 21 \text{ кН/см}^2 \quad (y_c = 0,8 — \text{коэффициент, учитывающий особенности работы сжатого стержня, усиленного под нагрузкой}).$$

Устойчивость раскоса обеспечена.

Расчетная длина шпенгеля 190 см. Сечение шпенгеля подбираем по предельной гибкости на сжатие $[\lambda] = 180$; $i_{tp} = \frac{l}{[\lambda]} = \frac{190}{180} = 1,06 \text{ см}$. Принимаем уголок $63 \times 5 \times 5$ с $i_{min} = 1,25 \text{ см}$.

Пример 9.7. Требуется проверить прочность сварных швов крепления планки к колонне на новые нагрузки, увеличенные после реконструкции, и, если необходимо, запроектировать усиление.

Планка $t = 12 \text{ мм}$ приварена двумя угловыми швами $k_f = 9 \text{ мм}$; $l_1 = 100 \text{ мм}$; $l_2 = 120 \text{ мм}$; $l_3 = 100 \text{ мм}$; $F = 50 \text{ кН}$ (рис. 9.23).

Сведения о сварочных материалах и типе сварки отсутствуют. Материал фасонки Ст3; конструкции запроектированы в 1974 г.

Определяем расчетное сопротивление сварного шва:

$$\text{по металлу шва } R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}} \gamma_c.$$

Принимаем $R_{wun} = R_{un} = 36 \text{ кН/см}^2$ (по ГОСТ 380-71); $\gamma_{wm} = 1,25$; $\gamma_c = 0,8$; $R_{wf} = 0,55 \cdot 36 / 1,25 \cdot 0,8 = 12,7 \text{ кН/см}^2$.

По металлу границы сплавления: $R_{wz} = 0,45 R_{un} \gamma_c = 0,45 \cdot 36 \cdot 0,8 = 13 \text{ кН/см}^2$; $\beta_f R_{wf} = 0,7 \cdot 12,7 = 8,9 \text{ кН/см}^2 < \beta_z R_{wz} = 1,0 \cdot 13 = 13 \text{ кН/см}^2$.

Поэтому расчет производим по металлу шва:

$$\tau_f^F = \frac{F}{\beta_f k_f \sum l_w} = \frac{50}{0,7 \cdot 0,9 \cdot 18} = 4,41 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_f^M = \frac{M}{J_{fx} + J_{fy}} \sqrt{x^2 + y^2}.$$

Координаты т. А (см. рис. 9.23) наиболее удаленной от центра тяжести расчетного сечения швов: $x = 5 \text{ см}$; $y = 6 \text{ см}$.

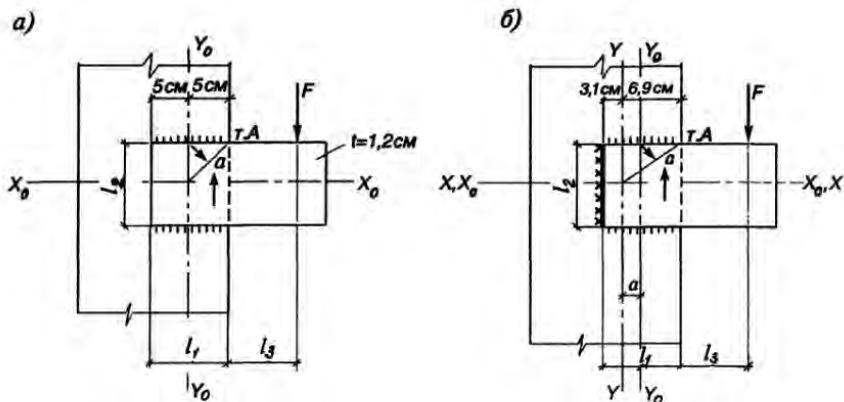


Рис. 9.23. К примеру 9.7:

a — сварное соединение до усиления; *б* — то же, после усиления

Координаты т. А (см. рис. 9.23) наиболее удаленной от центра тяжести расчетного сечения швов: $x = 5$ см; $y = 6$ см.

Определяем $J_{f_{x_0}}$ (момент инерции швов относительно оси x_0-x_0):

$$J_{f_{x_0}} = 2\beta_f k_f (l_1 - 1\text{cm}) \left(\frac{l_2 k_f}{2} \right)^2 = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 9 \left(\frac{12 + 0,9}{2} \right)^2 = 465 \text{ см}^4.$$

Далее вычисляем:

$$J_{f_{y_0}} = \frac{2\beta_f k_f (l_1 - 1)^3}{12} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 9^3}{12} = 76,5 \text{ см}^4;$$

$$\tau_f^M = \frac{50(10+5)\sqrt{5^2+6^2}}{465+76,5} = 10,8 \text{ кН/см}^2;$$

$$\cos\alpha = \frac{5}{\sqrt{6^2+5^2}} = 0,64.$$

Определяем суммарное напряжение:

$$\begin{aligned} \tau_f &= \sqrt{(\tau_f^F)^2 + (\tau_f^M)^2 + 2\tau_f^F \cdot \tau_f^M \cdot \cos\alpha} = \\ &= \sqrt{4,41^2 + 10,8^2 + 2 \cdot 4,41 \cdot 10,8 \cdot 0,64} = 14,0 \text{ кН/см}^2 > R_{wf} = 12,7 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Принимаем решение усилить сварное соединение наплавкой шва по торцу листа длиной $l_2 = 12$ см; $k_f = 0,9$ см; электроды Э42А; $R_{wf} = 18$ кН/см². Во время усиления нагрузка отсутствует.

Определяем положение центра тяжести сварного соединения с учетом шва усиления:

$$a = \frac{(l_2 - 1)l_1 / 2}{\sum l_w} = \frac{11 \cdot 5}{11 + 2 \cdot 9} = 1,9 \text{ см.}$$

Определяем напряжение в шве от силы F :

$$\tau_f^F = \frac{F}{\beta_f k_f \sum l_w} = \frac{50}{0,7 \cdot 0,9 \cdot (11 + 2 \cdot 9)} = 2,7 \text{ кН/см}^2.$$

Координаты т. А, наиболее удаленной от центра тяжести усиленного сварного соединения: $x = 6,9$ см; $y = 6$ см.

Определяем:

$$J_{fx} = \beta_f \left[\frac{(l_2 - 1)^3 k_f}{12} + 2k_f(l_1 - 1) \left(\frac{l_2 + k_f}{2} \right)^2 \right] = 0,7 \left(\frac{11^3 \cdot 0,9}{12} + 2 \cdot 0,9 \cdot 9 \cdot 6,5^2 \right) = 549 \text{ см}^4;$$

$$\begin{aligned} J_{fy} &= \beta_f \left[(l_2 - 1)k_f \left(l_1 - 6,9 + \frac{k_f}{2} \right) + 2 \frac{(l_1 - 1)^3 k_f}{12} + \right. \\ &\quad \left. + 2(l_1 - 1)k_f a^2 \right] = 0,7 \left[11 \cdot 0,9 \cdot 3,5^2 + \frac{2 \cdot 9^3 \cdot 0,8}{12} + 2 \cdot 9 \cdot 0,9 \cdot 1,9^2 \right] = 203 \text{ см}^4; \end{aligned}$$

напряжение в шве от момента:

$$\tau_f^M = \frac{F \cdot (l_3 + 6,9) \sqrt{x^2 + y^2}}{J_{fx} + J_{fy}} = \frac{50 \cdot 16,9 \sqrt{6,9^2 + 6^2}}{549 + 203} = 10,3 \text{ кН/см}^2,$$

$$\cos \alpha = \frac{6,9}{\sqrt{6,9^2 + 6^2}} = 0,755;$$

суммарное напряжение:

$$\begin{aligned} \tau_f &= \sqrt{(\tau_f^M)^2 + (\tau_f^F)^2 + 2\tau_f^F\tau_f^M \cos \alpha} = \\ &= \sqrt{2,7^2 + 10,3^2 + 2 \cdot 2,7 \cdot 10,3 \cdot 0,755} = 12,5 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} = 12,7 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Несущая способность усиленного сварного соединения обеспечена.

Пример 9.8. Проверить несущую способность сварных швов крепления уголков раскоса к фасонке стропильной фермы (рис.9.24) и при необходимости запроектировать усиление. Чертежи ферм отсутствуют. По результатам обмеров: сечение раскоса — два уголка 90×8 ; длина шва — по обушкам $l_w^o = 180$ мм; по перьям уголков $l_w'' = 120$ мм; катет шва по обушку $k_f^{ob} = 7$ мм; по перу $k_f^p = 5$ мм; толщина фасонки $t = 12$ мм. Расчетное усилие в раскосе после реконструкции $N = 350$ кН. Расчетное усилие в раскосе от постоянной нагрузки $N_1 = -200$ кН. Расчетное сопротивление материала раскоса $R_y = 21$ кН/см².

Определяем расчетное сопротивление сварного шва:

$$\text{по металлу шва: } R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun} \gamma_c}{\gamma_{wm}}, \quad R_{wun} = R_{un} = 36 \text{ кН/см}^2 \text{ (по ГОСТ 380-71*)}, \quad \gamma_{wm} = 1,25;$$

$$\gamma_c = 0,8; \quad R_{wf} = 0,55 \frac{36}{1,25} 0,8 = 12,7 \text{ кН/см}^2.$$

По металлу границы сплавления: $R_{wz} = 0,45 R_{un} \gamma_c = 0,45 \cdot 36 \cdot 0,8 = 13$ кН/см²; $\beta_f R_{wf} = 0,7 \cdot 12,7 = 8,9$ кН/см² $< \beta_z R_{wz} = 1,0 \cdot 13 = 13$ кН/см².

Поэтому расчет производим по металлу шва:

$$\text{для швов по обушку: } \tau_f^{ob} = \frac{N^{ob}}{2 \cdot \beta_f k_f l_w} = \frac{0,7 \cdot 350}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 17} = 14,7 \text{ кН/см}^2 > R_{wf} = 12,7 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{для швов по перу: } \tau_f^p = \frac{N^{ob}}{2 \cdot \beta_f k_f l_w} = \frac{0,3 \cdot 350}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 11} = 13,6 \text{ кН/см}^2 > R_{wf} = 12,7 \text{ кН/см}^2.$$

Несущая способность швов не обеспечена. Принимаем решение усилить сварное соединение, увеличив катеты сварных швов на 2 мм наплавкой дополнительного слоя шва.

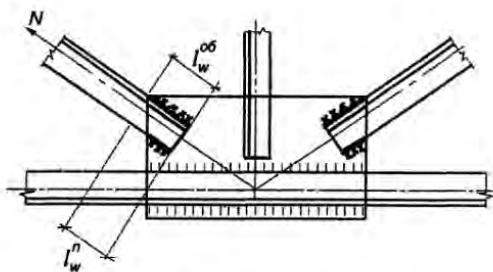


Рис. 9.24. К примеру 9.8

Проверяем возможность наплавки дополнительного слоя шва под действием постоянной нагрузки с учетом выключения из работы участка шва длиной D по формуле (9.12):

$$N \leq R_w \gamma_w \gamma_c \beta k_f (l_w - D).$$

Длину D определяем по графику (см. рис. 9.10). Для швов по обушку $D = 40$ мм ($\Sigma t = 12+8=20$ мм и $k_f=7$ мм); для швов по перу $D = 30$ мм ($\Sigma t = 20$ мм и $k_f=5$ мм);

$$N^{06} = 0,7 \cdot 200 = 140 \text{ кН}; N^n = 0,3 \cdot 200 = 60 \text{ кН}.$$

Несущая способность швов при выполнении усиления:

по обушку: $[N^{06}] = 12,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 2(17-4) = 161,8 \text{ см} > 140 \text{ кН};$

по перу: $[N^n] = 12,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 2(11-3) = 71,1 \text{ см} > 60 \text{ кН}.$

Несущая способность швов в процессе выполнения усиления обеспечена.

Наплавку дополнительного слоя производим электродом типа Э42А диаметром не более 4 мм.

Проверяем несущую способность усиленных сварных швов на действие расчетного усилия $N = 350$ кН.

Швы по обушку: $k_f = 9 \text{ мм}; N^{06} = 0,7 \cdot 350 = 245 \text{ кН};$

$$\tau_f^{06} = \frac{N^{06}}{2\beta_f k_f l_w \gamma'_c \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{245}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot 0,9 \cdot 1,0} = 12,7 \text{ кН/см}^2 = R_{wf} = 12,7 \text{ кН/см}^2.$$

Швы по перу: $k_f = 0,7 \text{ мм}; N^n = 0,3 \cdot 350 = 105 \text{ кН};$

$$\tau_f^n = \frac{N^n}{2\beta_f k_f l_w \gamma'_c \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{105}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 11 \cdot 0,9 \cdot 1,0} = 10,8 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} = 12,7 \text{ кН/см}^2.$$

Несущая способность швов обеспечена.

Литература к гл. 9

- 1 — 7. См. основную литературу.
8. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к разделу 20 главы СНиП II -23-81).— М.: Стройиздат, 1989.
9. Валь В.Н., Горохов Е.В., Уваров Ю.Б. Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции.— М.: Стройиздат, 1987.
10. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом.— М.: Стройиздат, 1987.

Глава 10

ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ

10.1. Кровельные настилы

10.1.1. Виды кровельных настилов

Выбор вида кровельного настила зависит от требований, вытекающих из технологических условий производства.

В неотапливаемых зданиях кровли не требуют утепления. Для устройства таких кровель в зданиях, построенных до 60—70-х годов, применяли крупноразмерные волнистые асбестоцементные листы усиленного профиля типа ВУ, имеющие ширину до 1000 мм, длину до 2800 мм и толщину до 8 мм. Такие листы укладывали на прогоны, установленные с шагом 1300 мм, и перекрывали два шага прогонов (рис. 10.1). Для обеспечения водонепроницаемости уклон кровли назначали не менее $\frac{1}{4}$.

Наряду с холодными кровлями из асбестоцементных листов также применяли кровельные настилы из мелкоразмерных сборных железобетонных ребристых плит шириной 500 мм, длиной от 1500 до 3000 мм и толщиной 65 мм, укладываемых на прогоны. Масса таких плит составляла порядка 100 кг/м². По железобетонным плитам устраивали выравнивающую цементную стяжку толщиной до 25 мм и укладывали гидроизоляционный ковер из 3...4-х слоев рубероида. Уклон таких кровель назначали не менее $\frac{1}{8}$.

Начиная с 70-х годов, для холодных кровель стали широко применять стальные гофрированные листы (профнастил), конструктивное решение которых будет рассмотрено ниже.

Для кровель отапливаемых производственных зданий в 50-х годах широко использовали армопенобетонные плиты шириной до 500 мм, длиной 2000...2500 мм и толщиной до 100...160 мм, в зависимости от теплотехнических требований. Масса таких плит составляла 75...120 кг/м². Эти плиты выполняли одновременно функции несущего настила и утеплителя. Их укладывали по прогонам (рис. 10.2), устраивали выравнивающую цементную стяжку и наклеивали гидроизоляционный ковер из рубероида. Уклон таких кровель составлял не менее $\frac{1}{8}$.

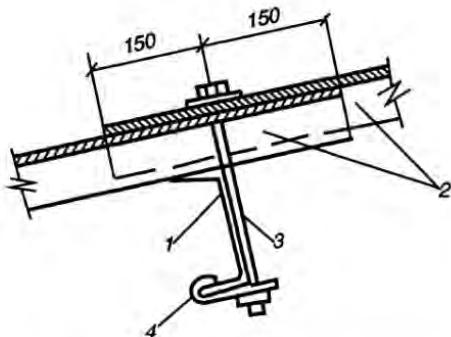


Рис. 10.1. Узел крепления асбестоцементных листов к прогонам:

1 — прогон; 2 — асбестоцементные листы усиленного профиля; 3 — болт M12; 4 — крепежный хомут

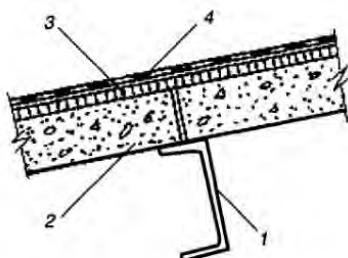


Рис. 10.2. Узел опирания армопенобетонных кровельных плит на прогоны:

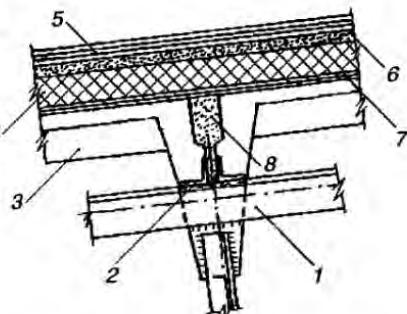
1 — прогон; 2 — армопенобетонная плита; 3 — цементная выравнивающая стяжка; 4 — многослойный гидроизоляционный рулонный ковер

Начиная с 60-х годов, для теплых и холодных кровель стали широко применять крупноразмерные сборные железобетонные ребристые плиты шириной 1500 и 3000 мм, длиной 6000 и 12000 мм, высотой продольного ребра 300 мм. Масса таких плит, с учетом заделки швов бетоном, колеблется от 200 кг/м² для плит с размерами 1,5 x 6 м до 240 кг/м² для плит 3 x 6 м. Кровельные железобетонные плиты укладывают непосредственно на верхние пояса стропильных ферм и приваривают к ним на монтаже через закладные детали плит по трем углам. После заливки швов бетоном для холодных кровель устраивают выравнивающую цементную стяжку толщиной 25 мм и наклеивают рулонный гидроизоляционный ковер. Для теплых кровель дополнительно укладывают слой пароизоляции и утеплитель. Состав теплых кровель показан на рис. 10.3. Уклон кровель с железобетонными плитами составляет $1/8 \dots 1/10$.

Начиная с середины 60-х годов стали широко применять легкие эффективные утеплители: пенополистирольные сгораемые типа ПСБ-4 и самозатухающие типа ПСБ-4с с $\gamma = 40 \text{ кг}/\text{м}^3$; пенополистирольные утеплители на фенольной основе типа ФРП-1 с γ до $60 \text{ кг}/\text{м}^3$; пенополиуретановые типа ППУ с $\gamma = 60 \dots 80 \text{ кг}/\text{м}^3$, выпускаемые в виде плит толщиной 50...100 мм; несгораемые минераловатные утеплители типа мягких пршивных мат с $\gamma = 180 \dots 200 \text{ кг}/\text{м}^3$, трудносгораемых полужестких минераловатных плит толщиной до 60 мм с $\gamma = 200 \dots 220 \text{ кг}/\text{м}^3$ и трудносгораемых жестких минераловатных плит толщиной до 60...120 мм с $\gamma = 220 \dots 250 \text{ кг}/\text{м}^3$.

Рис. 10.3. Узел опищения железобетонных крупноразмерных ребристых плит на стропильные фермы:

1 — верхний пояс фермы; 2 — закладные детали плит; 3 — железобетонная плита; 4 — утеплитель; 5 — гидроизоляционный ковер из рубероида; 6 — цементная выравнивающая стяжка; 7 — пароизоляция из одного слоя рубероида на битумной мастике; 8 — заполнение стыка плит цементным раствором



На основе этих утеплителей с 70-х годов для отапливаемых зданий широко применяют кровельные настилы с использованием стального профлиста в виде кровель раздельного типа, двухслойных безреберных монопанелей, трехслойных бескаркасных панелей типа «Сандвич» (см. рис. 10.4, б, в) и различные конструктивные решения каркасных двух- и трехслойных плит. В настоящее время требованиями пожарной безопасности ассортимент утеплителей и панелей на их основе существенно ограничен.

С точки зрения проектирования конструкций покрытий нас интересуют лишь несущие конструкции из металла. Поскольку настилы покрытий из листовой стали (см. рис. 10.4, а) были рассмотрены в первом томе (п. 8.3, [1]), сосредоточим внимание на покрытиях с использованием профилированных листов.

10.1.2. Профилированные листы

Основным материалом для легких ограждающих конструкций являются стальные гофрированные (профилированные) листы из сталей С235, С245 и других или листы из алюминиевых сплавов. В п. 8.4[1] вы уже знакомились с гофрированными листами и их характеристиками при использовании таких листов в сталежелезобетонных настилах. В ограждающих конструкциях зданий применяют более широкий ассортимент профилированных листов. Их типы, геометрические характеристики и несущая способность приведены в приложении 7.

Для придания гофрированным стальным листам коррозионной стойкости их покрывают слоем цинка путем горячего цинкования. Однако такой защиты может оказаться недостаточно при воздействии агрессивной среды. В этом случае практикуют нанесение на профилированные листы дополнительного лакокрасочного покрытия с последующей наклейкой тонкой полимерной пленки. Это обеспечивает долговечность огражде-

ний в течение 25...30 лет и более. Плоские стальные листы, как правило, защищают от коррозии лакокрасочными покрытиями.

Листы из алюминиевых сплавов используют для ограждающих конструкций объектов на Севере, уникальных общественных зданий или зданий с агрессивной технологической средой. Чаще применяют гофрированные листы толщиной 0,8...1,0 мм с высотой гофра 6...5 мм по ГОСТ 24767-81*. Ширина выпускаемых листов — 750...3600 мм.

Наряду с химической коррозией, листы из алюминиевых сплавов подвергаются и электрохимической коррозии, которая возникает от контакта со сталью, древесиной, бетоном, раствором. Для исключения такого контакта следует использовать диэлектрические прокладки, например из полиэтилена. Коррозионную стойкость алюминиевых листов можно повысить путем анодирования (образования защитной оксидной пленки толщиной 7...10 мкм) или нанесения лакокрасочного покрытия.

Соединения листов профилированного настила между собой вдоль гофров осуществляют с помощью комбинированных заклепок (см. рис. 10.4, е, г) типа ЗК, выпускаемых по ОСТ 34-13-017-78 и позволяющих проводить работы с одной стороны листов. К несущим элементам ограждения, покрытия или фахверка листы крепят самонарезающими винтами М6 длиной 25...60 мм по ОСТ 34-13-016-88 или длинными (до 150 мм) винтами, выпускаемыми по зарубежным стандартам. Крепление можно также производить путем пристрелки дюбелями или с помощью электрозаклепок. В последнем случае неизбежно нарушение защитного слоя профилированного листа. Для его восстановления на лист, как правило, наносят слой масляной краски.

10.1.3. Расчет стальных профилированных листов

Постоянные нагрузки от кровли для определения несущей способности профилированных листов принимают в зависимости от конструктивного решения кровельного настила.

В покрытиях с прогонной компоновкой при шаге прогонов 3 м профилированные листы или бескаркасные панели на их основе работают по двух-, трех- и четырехпролетной неразрезной схеме. В типовых беспрогонных конструкциях покрытия при шаге ферм 4 м рекомендуется применять неразрезную трехпролетную схему работы. В зонах действия снеговых мешков шаг прогонов уменьшают до 1,5 м. При шаге несущих конструкций покрытия 6 м можно использовать беспрогонное решение с панелями или настилом из профилированных листов с высотой гофра 114 мм. В структурных конструкциях с ячейкой верхнего пояса 3 х 3 м

профилированный настил рекомендуется раскладывать по четырехпролетной схеме.

Для покрытий в зданиях без перепадов высот, а также без повышенных участков, включая светоаэрационные фонари, выбор типа стальных листов можно производить по табл. П 7.4.

Тип стальных профилированных листов и их размеры для пониженных участков покрытий с перепадами высот, вызывающих образование снеговых мешков, и для настилов с расчетными схемами работы, отличающимися от указанных в табл. П.7.4, выбирают профилированные листы в каждом конкретном случае отдельно с проверкой прочности, деформативности и местной устойчивости сжатых полок и стенок гофров. Расчет в этом случае выполняют по формулам (8.15)...(8.18) [1]. При этом прогиб настила определяют по формуле $f = (f_p + a)$, где f_p — прогиб настила, см, от нормативной равномерно распределенной нагрузки, определяемый для полосы шириной 1 м как для балки с соответствующей расчетной схемой; a — корректирующая добавка к прогибу: $a = 0,2$ см — для неразрезных схем, $a = 0$ — для однопролетных схем. Прогиб настила не должен превышать предельного значения, равного $1/150 l$ при пролете 3 м и $f \leq 1/200 l$ при $l > 3$ м. Прочность крепления настила проверяют по формулам (8.20), (8.21) [1].

Для покрытий с нагрузками, вызывающими необходимость повышения несущей способности настила по условиям местной устойчивости стенок гофров на опорах, рекомендуется проводить усиление надопорных участков настила с помощью вкладышей из отрезков профилей такой же марки, как и усиливаемый профиль, длиной по 300 мм в обе стороны от опоры. Местное критическое напряжение при этом можно определить по формуле (8.19) [1].

Варианты опирания кровельных настилов показаны на рис. 10.4.

В неотапливаемых зданиях профилированные листы применяют при уклонах кровли $i = 5 \dots 12\%$. Настил укладывают по прогонам при их шаге 3...6 м и крепят к ним через специальные Z-образные столики за верхние полки гофров короткими самонарезающими винтами или с помощью длинных винтов с l до 150 мм непосредственно за прогоны через один гофр (см. рис. 10.4, а). Вдоль гофров листы объединяют между собой с помощью комбинированных заклепок ЗК с шагом 500 мм. Большая сдвиговая жесткость профилированного настила вдоль гофров позволяет в этом случае отказаться от установки тяжей по прогонам.

В теплых покрытиях профилированный настил можно использовать при беспрогонной компоновке шатра (см. рис. 10.4, б), если шаг рам или других несущих конструкций не превышает 4 м. При использовании

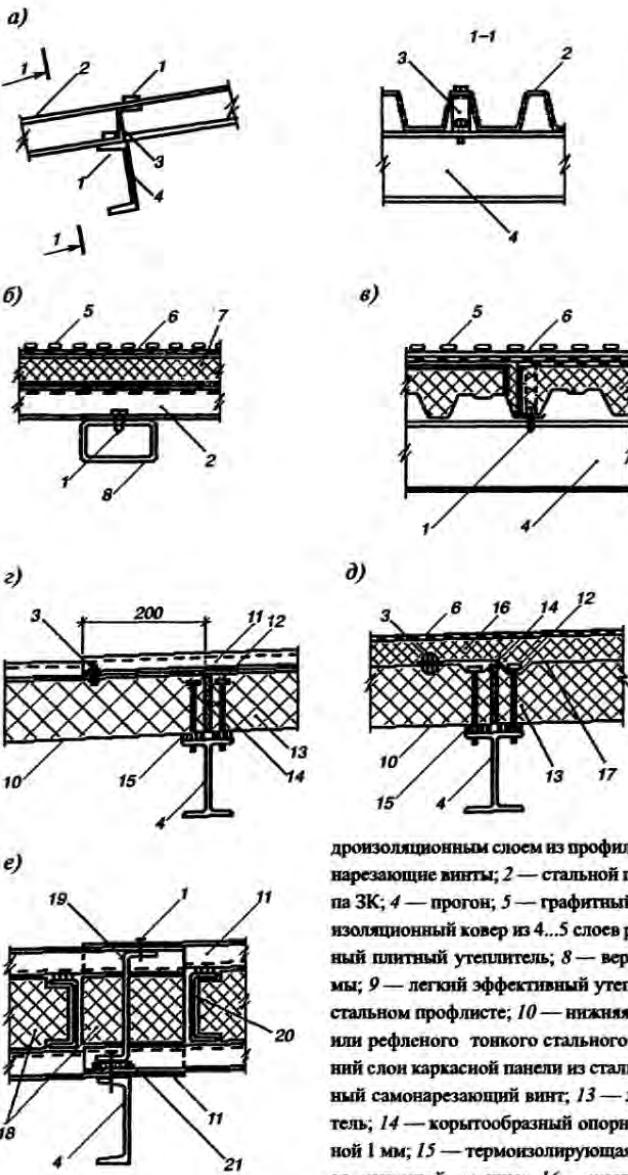


Рис. 10.4. Варианты узлов оправления кровельных настилов при прогонной и беспрогонной компоновке шатра:

a — оправление стальных профилированных листов на прогоны; *b* — на верхний пояс стропильных ферм при кровлях полистовой сборки и беспрогонной компоновке шатра; *c* — двухслойных бескаркасных панелей при рулонном гидроизоляционном ковре; *d* — двухслойных бескаркасных панелей с гидроизоляционным слоем из стального профилированного листа; *e* — двухслойных каркасных панелей с ги-

дроизоляционным слоем из профилированного листа; 1 — самонарезающие винты; 2 — стальной пронастил; 3 — заклепка типа ЗК; 4 — прогон; 5 — графитный защитный слой; 6 — гидроизоляционный ковер из 4...5 слоев рубероида; 7 — минераловатный плитный утеплитель; 8 — верхний пояс стропильной фермы; 9 — легкий эффективный утеплитель ППУ, вспененный на стальном профиле; 10 — нижняя обшивка панели из гладкого или рефленого тонкого стального листа; 11 — верхний и нижний слои каркасной панели из стального профлиста; 12 — длинный самонарезающий винт; 13 — легкий припаянный утеплитель; 14 — корытообразный опорный профиль из листа толщиной 1 мм; 15 — термоизолирующая прокладка из самоклеющейся рулонной резины; 16 — жесткая минераловатная плита; 17 — гидроизолирующий слой из толстой полистироловой пленки; 18 — минераловатный прошивной утеплитель, завернутый в полизтиленовую пленку; 19 — Z-образный опорный столик из листа толщиной 4 мм и шириной 40 мм; 20 — поперечные ребра (тетива) каркасной панели; 21 — теплоизолирующая прокладка из водостойкой фанеры (укладывается под полки опорного столика и на них)

ки; 18 — минераловатный прошивной утеплитель, завернутый в полизтиленовую пленку; 19 — Z-образный опорный столик из листа толщиной 4 мм и шириной 40 мм; 20 — поперечные ребра (тетива) каркасной панели; 21 — теплоизолирующая прокладка из водостойкой фанеры (укладывается под полки опорного столика и на них)

настила с высотой гофра 114 мм и относительно небольшой нагрузке на покрытие шаг несущих конструкций может быть увеличен до 6 м.

Пример 10.1. Подобрать профнастил для покрытия двухпролетного отапливаемого здания с пролетами 2 × 24 м и перепадом высоты кровли между пролетами $h = 3$ м. Кровля здания плоская, уклон кровли 2,5 %. Строительство ведется во втором снеговом районе. По теплотехническим требованиям для кровли принят утеплитель фенольный плитный типа ФРП 1 толщиной 50 мм. Гидроизоляционный слой выполнен из полимерной армогидробутиловой пленки АК-7. Профилированный лист принят по ГОСТ 24045-94, материал — сталь С 255 (по ТУ 4-1-3432-82) с $R_y = 29$ кН/см² и $R_s = 16,5$ кН/см².

Несущие конструкции покрытия выполнены из сплошностенчатых рам, установленных с шагом 6 м. Компоновка прогонная, предварительно назначен шаг прогонов — 4 м.

Сбор нагрузок:

А. Постоянные нормативные:

- 1) гидроизоляционный слой из полимерной пленки — 0,014 кН/м²;
- 2) утеплитель (толщина 5,0 см; $\gamma = 80$ кг/м³) — 0,04 кН/м²;
- 3) пароизоляция из одного слоя рубероида — 0,04 кН/м²;
- 4) стальной профилированный настил — 0,12 кН/м²;
- 5) суммарная постоянная нагрузка $\sum g_n = (0,014 + 0,04 + 0,04 + 0,12) \approx 0,214$ кН/м².

Расчетная постоянная:

$$\sum g = (0,014 \cdot 1,2 + 0,04 \cdot 1,2 + 0,04 \cdot 1,2 + 0,12 \cdot 1,05) \approx 0,232 \text{ кН/м}^2.$$

Б. Снеговая:

Снеговая нагрузка для второго снегового района: $s_0 = 0,7$ кН/м².

Для повышенного участка покрытия:

$s_N = S_0 \mu k = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 0,51$ кН/м², где в соответствии с указаниями норм [6] (приложение 3 пп. 1; 8) $\mu = 1$; $k = 1,2 - 0,1$; $v = 1,2 - 0,1 \cdot 4,0 = 0,8$, где v — средняя скорость ветра за три наиболее холодных месяца. Принимаем по нормам $v = 4,0$ м/с. Расчетное значение снеговой нагрузки для повышенного участка покрытия $s = s_N \gamma_f = 0,51 \cdot 1,6 = 0,816$ кН/м², где в соответствии с указанием [6] $\gamma_f = 1,6$. Суммарная расчетная нагрузка на профнастил повышенного участка покрытия: $(g + s) = 0,232 + 0,816 = 1,048$ кН/м².

Для повышенного участка покрытия при шаге прогонов 4 м профилированный лист длиной 12 м работает по трехпролетной схеме. По табл. П7.4 принимаем профнастил Н57-750-0,8 с предельной несущей способностью 3,71 кН/м², что больше проектной нагрузки, равной $g + s = 1,048$ кН/м².

Для пониженного участка покрытия нормативное значение снеговой нагрузки определяем по указаниям п. 8а приложения 3 [6]. Интенсивность снегового мешка составляет $\max \mu_0 = 1 + 1/h (m_1 l_{1,1} + m_2 l_{2,1})$, где $l_{1,1}$ и $l_{2,1}$ — пролеты повышенного и пониженного участков; m_1 и m_2 принимаются равными 0,5 при уклоне кровли менее 10°; $h = 3$ м — перепад покрытия. Тогда: $\max \mu_0 = 1 + 1/3 (0,5 \cdot 24 + 0,5 \cdot 24) = 9 > 4$, поэтому принимаем $\max \mu = 4$. Протяженность снегового мешка $b = 2h = 2 \cdot 3 = 6$ м, $\mu_0 = 2h/s_0 = 2 \cdot 3 / 0,7 = 8,6 > 4$. Тогда максимальная ордината нормативной снеговой нагрузки у перепада высоты покрытия $\max s_0 = 0,7 \cdot 4 = 2,8$ кН/м². В соответствии с указаниями п. 5.5 [6] снижение снеговой нагрузки у перепадов высот на участке покрытия длиной b не учитывается.

Значение снеговой нагрузки после снегового мешка ($x > b$) определяется с коэффициентом $\mu = 0,5$ (приложение 3, п. 8а [6]). Тогда $\min s_N = 0,7 \cdot 0,5 = 0,35$ кН/м². Соответствующие расчетные значения: $\max s = 2,8 \cdot 1,6 = 4,48$ кН/м²; $\min s = 0,35 \cdot 1,6 = 0,56$ кН/м².

Суммарная нагрузка: нормативная: $\max(g_n + \min s_n) = 0,214 + 2,8 = 3,014 \text{ кН/м}^2$, $\min(g_n + \min s_n) = 0,214 + 0,35 = 0,564 \text{ кН/м}^2$; расчетная: $\max(g + \min s) = 0,232 + 4,48 = 4,712 \text{ кН/м}^2$, $\min(g + \min s) = 0,232 + 0,56 = 0,792 \text{ кН/м}^2$.

При такой проектной расчетной нагрузке принимаем по табл. П 7.1. и табл. П 7.4 профилированный лист марки H75-750-0,8 по ГОСТ 24045-94 с геометрическими характеристиками на 1 м ширины $J_x = 114,9 \text{ см}^2$ и $W_x = 25,8 \text{ см}^2$ при сжатых узких полках; $W_x = 28,5 \text{ см}$ — при сжатых широких полках. Лист укладываем на прогоны широкими полками вверх для удобства размещения плитного утеплителя.

Расчетный максимальный изгибающий момент на средней опоре, ближайшей к перепаду высоты, при работе профнастила как трехпролетной неразрезной балки шириной 1 м [11]

$$M_{\max} = -0,100 s_1 l^2 - 0,067 s_{eq} l^2 = -0,1 \cdot 0,792 \cdot 4^2 - 0,067 \cdot 7,84 \cdot 4^2 = -9,67 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $s_1 = (g + \min s)$; $s_{eq} = s_0/2(\max \mu - \min \mu)k_f = 0,7 \cdot 0,5 (4 - 0,5) 4 \cdot 1,6 = 7,84 \text{ кН/м}^2$.

Расчетный момент в крайнем пролете под снеговым мешком: $M_{\max} = 0,077 s_1 l^2 + 0,092 \cdot s_{eq} l^2 = 0,77 \cdot 0,792 \cdot 4^2 + 0,092 \cdot 7,84 \cdot 4^2 = 12,52 \text{ кН}\cdot\text{м}$, что больше момента в опорном сечении.

Условие прочности для опорного сечения (сжаты узкие полки)

$$\sigma = 9,67 \cdot 10^2 / 25,8 = 37,4 \text{ кН/см}^2 > 1,05 \cdot 29 = 30,5 \text{ кН/см}^2$$

не выполнено, поэтому принимаем шаг прогонов на пониженном участке покрытия 3 м. Профнастил теперь работает по четырехпролетной схеме. Тогда $M_{\max} = -0,107 s_1 l^2 - 0,062 \times s_{eq} l^2 = -0,107 \cdot 0,792 \cdot 3^2 - 0,062 \cdot 7,84 \cdot 3^2 = -5,14 \text{ кН}\cdot\text{м}$; в крайнем пролете: $M_{\max} = 0,077 s_1 l^2 + 0,09 s_{eq} l^2 = 0,77 \cdot 0,792 \cdot 3^2 + 0,09 \cdot 7,84 \cdot 3^2 = 6,94 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Условие прочности для опорного сечения $\sigma = 5,14 \cdot 10^2 / 25,8 = 19,92 \text{ кН/см}^2 < 1,05 \cdot 29 = 30,5 \text{ кН/см}^2$. Для пролетного сечения (сжаты широкие полки) $\sigma = 6,94 \cdot 10^2 / 28,5 = 24,35 \text{ кН/см}^2 < 1,05 \cdot 29 = 30,5 \text{ кН/см}^2$. Прочность профнастила по нормальным напряжениям обеспечена.

Поперечная сила на крайней опоре

$$Q_{\max} = 0,399 s_1 l + 0,438 s_{eq} l = 0,399 \cdot 0,792 \cdot 3 + 0,438 \cdot 7,84 \cdot 3 = 11,24 \text{ кН}.$$

На одну стенку гофра приходится (в профиле H75-750-0,8 на ширине 1 м 10 стенок гофров) $Q_1 = 11,24 / 10 = 1,124 \text{ кН}$; тогда $\tau = 1,124/(7,5 \cdot 0,08) = 1,87 \text{ кН/см}^2 < 1,05 R_s y_c = 1,05 \times 16,5 \text{ кН/см}^2$. Прочность сечений обеспечена.

Прогиб под снеговым мешком $f = (f_p + a)$; $f = 5(g_n + \min s_n)l^4 / (384EI) + 0,2 = 5 \cdot 2,02 \cdot 10^{-2} \cdot 3^4 \cdot 10^8 / (384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 114,9) + 0,2 = 1,08 \text{ см}$; $f/l = 1,08/300 < 1/150$. Условие жесткости обеспечено.

Местную устойчивость стенки проверяем по формуле (8.18) [1]. При этом $\sigma = 24,35 \text{ кН/м}^2$; $V = 1,124 \text{ кН}$; (для прогона из I24 $b=11,5 \text{ см}$, $r=0,3 \text{ см}$) $l_{ef} = b+2r = 12,1 < 1,5h$; $\sigma_{loc} = 1,124 / (0,08 \cdot 11,25) = 1,25 \text{ кН/см}^2$;

$\sigma_{cr} = 2,92 \cdot 1(1000 \cdot 0,08 / 6,74)^2 = 41,13 \text{ кН/см}^2$; $\sigma_{loc \ cr} = 25,8 \cdot 0,12 = 5,4 \text{ кН/см}^2$, $24,35 / 41,13 + 1,25 / 5,4 = 0,82 < 1$. Местная устойчивость обеспечена.

10.2. Бескаркасные панели покрытия

10.2.1. Двухслойные бескаркасные панели (монопанели)

Такие панели состоят из несущего профилированного листа с высотой гофра от 57 мм и выше, утеплителя толщиной 40...120 мм из заливочного пенополиуретана ППУ, вспененного в полости конструкции панели, и верхнего гидроизоляционного слоя, преимущественно из одного

слоя рубероида. Ширина панели определяется размерами профилированного листа и может изменяться в пределах 800...1000 мм, длина панелей до 12000 мм. Двухслойные монопанели выпускают серийно в заводских условиях.

Монопанели можно применять как для плоских кровель, так и для кровель с большими уклонами.

Монопанели укладывают либо на прогоны (см. рис. 10.4, в) с шагом 3...4 м, причем на участках со снеговыми мешками шаг прогонов может быть уменьшен до 1,5 м, либо укладывают на другие конструкции, шаг которых не превышает 4 м.

Крепление монопанелей к несущим конструкциям производят с помощью самонарезающих винтов через гофр профилированного листа. В продольном направлении стальные профлисты соединяют между собой с помощью комбинированных заклепок.

После монтажа панелей и заделки стыков производят устройство основного гидроизоляционного слоя. Его можно выполнять либо многослойным рулонным, либо из стального профилированного листа (рис. 10.4, г), либо рулонным с подстилающим слоем из жесткой минераловатной плиты (рис. 10.4, д).

Масса кровельного настила из монопанелей с мягкой кровлей составляет 35...45 кг/м².

Монопанели в зависимости от их длины работают в покрытии по однотипной многопролетной схемам. Несущая способность стального профилированного листа в монопанелях по критерию местной устойчивости повышается за счет подкрепляющего эффекта припененного утеплителя.

Выбор марки унифицированных монопанелей производят по каталогам заводов-изготовителей, в которых указывают предельно допустимую равномерно распределенную полезную нагрузку на панель и рекомендуемый шаг прогонов.

В настоящее время освоен выпуск монопанелей из несгораемого утеплителя взамен пенополиуретана.

10.2.2. Трехслойные бескаркасные панели (типа «Сандвич»)

Такие панели включают нижнюю обшивку из стального профилированного листа с мелкими гофрами (типа С10...С18), верхнюю несущую обшивку из гофрированного стального листа с высотой гофра не менее 57 мм и средний слой вспененного легкого утеплителя типа ППУ (например, панели немецкой фирмы «THISSEN»), либо приклеенного плитного минераловатного утеплителя (например, панели фин-

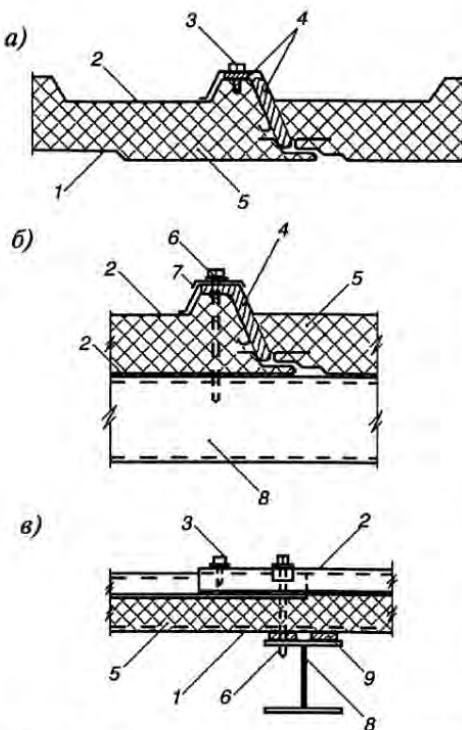


Рис. 10.5. Конструкция трехслойных бескаркасных панелей:

a — конструктивное решение панели и продольного стыка; *b* — конструкция поперечного стыка панелей; *c* — узел крепления панелей к прогонам; 1 — нижний слой панели из стального профлиста; 2 — верхний слой панели из стального профилированного листа усиленного профиля; 3 — короткий самонарезающий винт; 4 — заделка стыка панелей самоклеющейся резиновой лентой; 5 — припаяненный фенольный утеплитель; 6 — длинный самонарезающий винт; 7 — корытообразный опорный стальной профиль; 8 — прогон; 9 — термоизолирующая прокладка из специальной резины

лизированного листа производят с учетом подкрепляющего эффекта припаянного или приклеенного утеплителя и нижнего стального листа по рекомендациям [10].

10.2.3. Каркасные панели

Каркасные кровельные панели заводского изготовления выполняют двух- и трехслойными.

ской фирмы «PAROK»). Толщина панелей зависит от теплотехнических требований и составляет 40...150 мм, ширина — 1000...1200 мм, длина — до 12000 мм.

Панели «Сандвич» укладываются на прогоны, расположенные с шагом до 4 м, и крепят к ним через один гофр с помощью длинных самонарезающих винтов (рис. 10.5, *b*, *c*). Герметизацию продольных стыков производят с помощью специальной самоклеющейся резиновой ленты (рис. 10.5, *a*, *b*). Масса панелей составляет 30...40 кг/м².

Панели типа «Сандвич» изготавливают серийно в заводских условиях и применяют в кровлях с уклоном не менее 5 %.

В покрытии трехслойные панели работают в зависимости от их длины и шага прогонов по одно- или многопролетной неразрезной схемам. Несущую способность панелей типа «Сандвич» определяют в зависимости от схемы работы и толщины утеплителя и принимают по каталогам заводов-изготовителей. Расчет на прочность, деформативность и местную устойчивость верхнего несущего профиля подкрепляющего эффекта припаянного или приклеенного утеплителя и нижнего стального листа по рекомендациям [10].

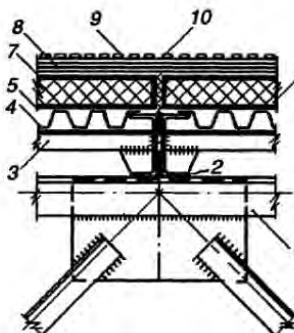


Рис. 10.6. Узел опирания стальных крупноразмерных кровельных ребристых плит на фермы:

1 — верхний пояс фермы; 2 — продольные ребра плит; 3 — поперечные ребра плит; 4 — стальной профнастил, прикрепленный к продольным и поперечным ребрам плиты; 5 — пароизоляция из одного слоя рубероида; 6 — плитный минераловатый утеплитель; 7 — один слой рубероида, наклеиваемый в заводских условиях при изготовлении комплексной плиты; 8 — гидроизоляционный ковер из 4...5 слоев рубероида на битумной мастике; 9 — гравийная защита; 10 — теплоизоляция стыка плит минеральной ватой

Первые двухслойные панели имели конструктивное решение, аналогичное крупноразмерным железобетонным плитам с размерами в плане от 1,5 x 6 м до 3 x 12 м. Каркас панелей включал продольные ребра из прокатного швеллера с высотой от 240 до 400 мм или шпренгельных балок, поперечные ребра из уголка 90 x 7 или из швеллера №№ 10,12, установленные с шагом 1500 мм, по которым укладывали стальной профилированный лист, прикрепленный к поперечным и продольным ребрам самонарезающими винтами (рис. 10.6).

Такие панели применяли для теплых кровель и поставляли либо в виде только металлических конструкций, либо выпускали в виде комплексных плит, включавших кроме плиты еще и утеплитель из минераловатной плиты, наклеенной на пароизоляцию и закрытый одним приклеенным слоем рубероида. Эти панели применяли при беспрогонной компоновке, после их монтажа производили заделку стыков и укладку основного рулонного гидроизоляционного ковра.

Другим примером каркасных панелей является конструктивное решение, применяемое при прогонной компоновке шатра (см. рис. 10.4, е, ж). Эти панели состоят из нижнего слоя профилированного листа с высотой гофа до 57 мм, укладываемого на прогоны, поперечных ребер (тетивы) из перфорированного гнутого швеллера с высотой до 200 мм, прикрепленного к нижнему слою профлиста самонарезающими винтами, расположенным по длине панели с шагом 1400 мм. Минераловатный прошивной утеплитель в виде мат завернут в полиэтиленовую пленку иложен в пространстве между тетивой и наружным несущим слоем. Наружный несущий слой выполнен из профилированного листа с высотой гофа не менее 57 мм, уложенного на тетиву и специальные Z-образные опорные столики из листа толщиной 40 x 4 мм, установленные в плоскости поперечного стыка панелей.

Размеры панелей в плане 845 x 6100 мм. Общая толщина панели определяется высотой гофров, сечением тетивы и составляет около 300 мм.

В заводских условиях изготавливают нижний слой панели с тетивой, с которыми одновременно поставляют утеплитель. Укладку верхнего слоя гофрированного листа производят после монтажа панелей. Крепление панелей к прогонам и верхнего профилированного листа к тетиве и опорным столикам выполняют с помощью самонарезающих винтов, в продольном направлении панели скрепляют комбинированными заклепками. Масса панелей составляет 40...50 кг/м².

Трехслойные панели позволяют исключить устройство рулонного ковра, вести работы по устройству кровли круглогодично. Кровли с такими панелями требуют уклона не менее 10 %.

В строительной практике применяют также полносборные каркасные панели. Полносборные панели состоят из каркаса (продольных ребер из составного швеллера, у которого стенка выполнена из водостойкой фанеры толщиной 8...10 мм, и поперечных ребер из уголков); нижней обшивки из профилированного листа с мелким гофром типа С10, С15; верхней обшивки из профилированного листа с гофром не менее 57 мм и минераловатного прошивного утеплителя. Обе обшивки крепят к каркасу с помощью заклепок. Панели имеют ширину до 1,5 м, длину до 6,0 м и толщину до 300 мм.

Панели укладывают непосредственно на верхние пояски стропильных конструкций. Крепление панелей к несущим конструкциям производят с помощью болтов M10, M12, либо с помощью самонарезающих винтов. Продольные и поперечныестыки задельывают герметизирующим составом.

Особенностью работы таких панелей является их чувствительность к температурным воздействиям. Напряжения от перепада температуры в элементах панели могут быть близки по величине к напряжениям от ее поперечного изгиба под нагрузкой. Температурные деформации панелей снижают долговечность стыков и всей кровли [9]. Масса таких панелей составляет 50...60 кг/м². Уклоны кровель должны быть не менее 10 %.

Технико-экономические показатели кровельных настилов. Приняв массу 1 м² настила из крупноразмерных железобетонных панелей с пароизоляцией, утеплителем из пенобетона, цементной стяжкой, рулонным ковром и защитным слоем из гравия, равную 340...360 кг за 100%, получим при равных климатических и теплотехнических условиях:

массу кровельного настила со стальным профлистом по фермам с шагом 4 м, с утеплителем ФРП-1 и послойном монтажом — 24...26%;

массу двухслойных монопанелей с утеплителем ППУ и рулонным ковром из рубероида — 28...31%;

массу трехслойных панелей типа «Сандвич» — 9...11%;

массу каркасных трехслойных панелей с утеплителем из минераловатных плит и укладкой верхней обшивки из профлиста на монтаже — 19...21%.

10.3. Стеновое ограждение

10.3.1. Конструктивные решения

Стеновое ограждение может быть двух типов: в виде самонесущих стен, которые непосредственно воспринимают всю вертикальную нагрузку стенового ограждения (вес стен и остекления) и располагаются на ленточных фундаментах или фундаментных балках; фахверковые (каркасные) стены, которые поддерживаются специальным каркасом — фахверком.

Выбор того или иного типа стен зависит, прежде всего, от теплотехнических условий и высоты здания. Самонесущие стены устраивают в отапливаемых зданиях, материалом для стен служит кирпич, бетон и железобетон. Кирпичные самонесущие стены применяют при высоте здания до 25...30 м. Для укрепления таких стен от горизонтальных воздействий ветра в кладку могут вводить ригели из швеллеров, а также устанавливать специальные анкера, связывающие стену с колоннами.

При выполнении стен из других материалов: асбестоцементных волнистых листов, стального профилированного листа и различных панелей на основе последнего, устраивают фахверковые каркасные стены.

10.3.2. Фахверк стенового ограждения

Фахверк подразделяют на торцевой и продольный.

Торцевой фахверк (рис. 10.7) состоит из стоек, расположенных по всей длине торцевой стены и служащих опорами для ригелей каркаса стен. Опорами стоек сверху служат поперечные связевые фермы (сеч. 4 — 4, рис. 10.7). Опирание стойки фахверка производят через листовой шарнир, позволяющий передавать ветровую нагрузку с торцевой стены на стойку, но не препятствовать деформациям ригелей рам (рис. 10.8). При большой высоте здания, когда до низа ригелей рам более 15...18 м, устраивают промежуточные опоры для фахверковой стойки в виде промежуточной ветровой фермы или балки (сеч. 3 — 3, рис. 10.7), совмещаемой обычно с уровнем подкрановой конструкции, что одновременно

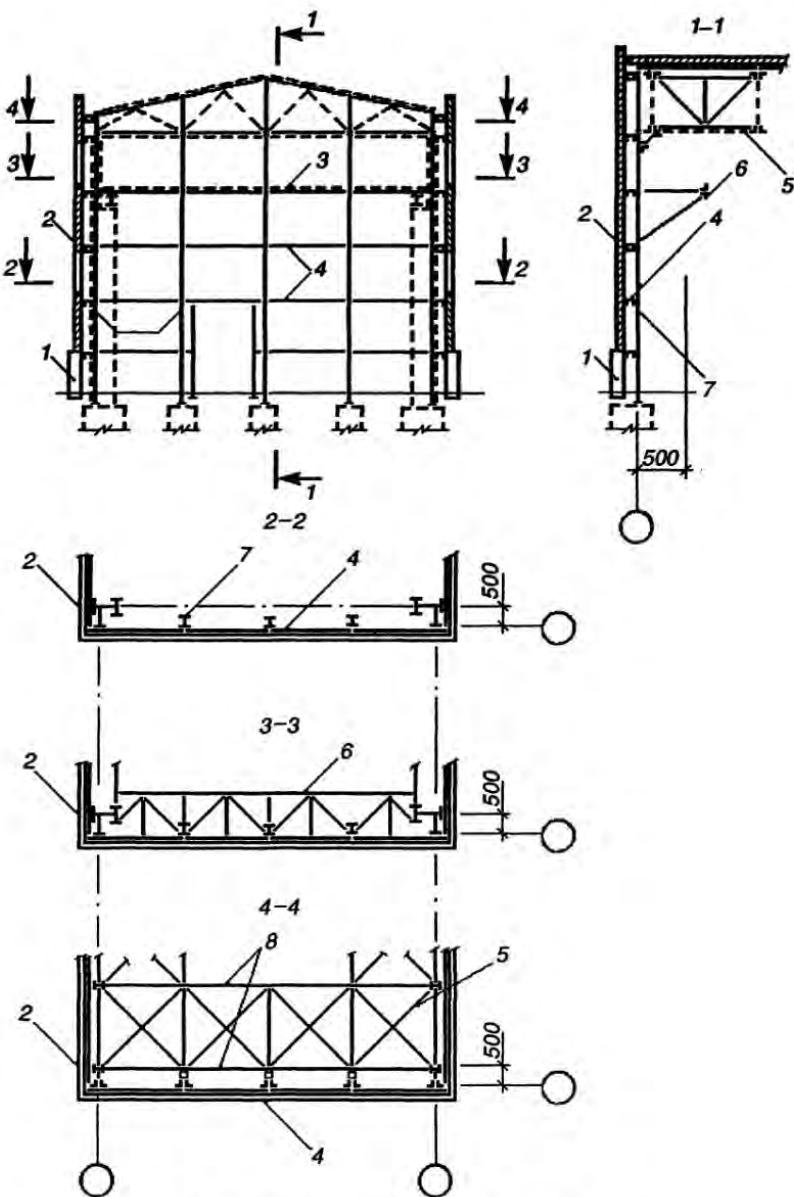


Рис. 10.7. Схема торцевого фахверка:

1 — цокольная стеновая панель или кирпичный цоколь; 2 — стеновое ограждение; 3 — ветровая ферма; 4 — ригели фахверка; 5 — горизонтальные поперечные связи по нижним поясам стропильных ферм (ветровые фермы); 6 — пояс промежуточной ветровой фермы; 7 — стойки фахверка; 8 — пояса ветровой фермы (нижние пояса стропильных ферм)

обеспечивает проход по всему периметру здания на соответствующей отметке.

Разбивка стоек в плане зависит от количества и размеров проемов, проездов и конструктивного решения стены. При больших габаритах ворот часть стоек фахверка может оказаться в пределах габарита этого проема и в этом случае низ стойки опирают на горизонтальный надворотный ригель.

Другими элементами торцевого фахверка являются ригели 2 (см. рис. 10.7), которые устанавливают с шагом до 3...4 м по длине стойки. Ригели делят на опорные, способные воспринимать вес стены или ее части и давление ветра; рядовые (промежуточные) ригели, воспринимающие только давление ветра, а при наличии оконного заполнения, служащие еще для крепления импостов окон.

Продольный фахверк устраивают в том случае, когда шаг колонн поперечных рам больше длины панелей стенового ограждения, а также в случае применения для стен асбестоцементных листов и стального профнастила. Он может состоять только из системы ригелей при шаге колонн не более 12 м; при большем шаге колонн, как правило, вводятся дополнительные промежуточные фахверковые стойки.

Верх стоек продольного фахверка крепят через листовые шарниры к продольным горизонтальным связевым фермам в плоскости нижних или верхних поясов ригелей поперечных рам. При длине стоек более 15...18 м для них устраивают дополнительные опоры на уровне подкрановых конструкций.

Ригели продольного фахверка подразделяют на опорные и рядовые. Шаг ригелей зависит от типа стены, его принимают в пределах 3...4 м.

Учитывая, что в нижней части производственных помещений часто находится зона наиболее интенсивной технологической деятельности и, следовательно, зона наибольшей вероятности механического повреждения стен из стального профилированного листа, в этой зоне по периметру здания устанавливают железобетонные или легкобетонные цокольные

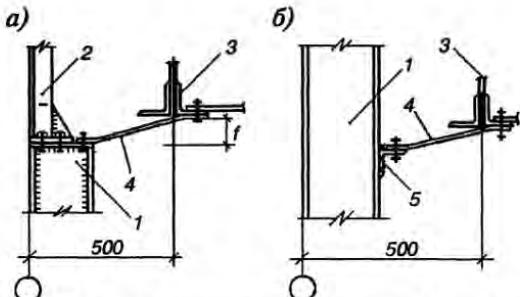


Рис. 10.8. Узел опирания фахверковых стоек на ветровые поперечные связи:

а — при высоте сечения фахверковой стойки более 400 мм;
б — то же, менее 400 мм; 1 — фахверковая стойка; 2 — надпорная стойка из спаренных уголков; 3 — нижний пояс крайней стропильной фермы; 4 — листовой шарнир из $t = 6 \dots 10$ мм; 5 — опорный столик

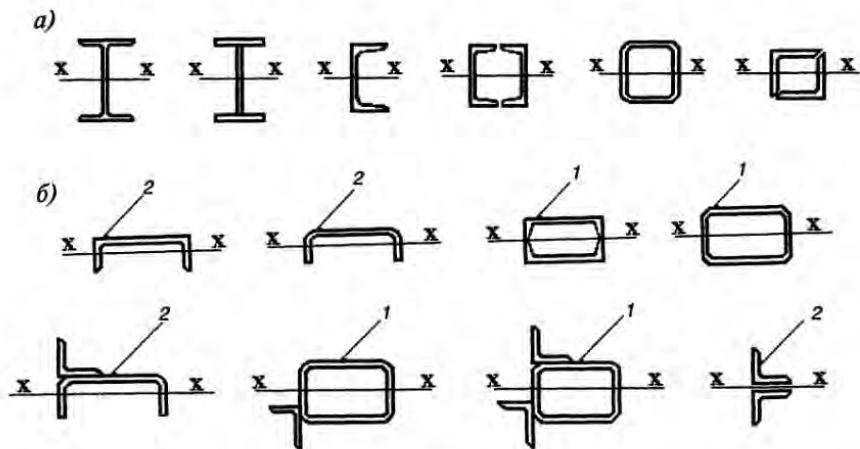


Рис. 10.9. Типы сечений элементов фахверка:

а — варианты сечений стоек; *б* — варианты сечений ригелей; 1 — опорные и надоконные ригели; 2 — рядовые ригели

панели высотой 1,2...1,8 м. В этом случае нижний ригель фахверка будет установлен в уровне верха цокольной панели.

Сечения элементов фахверка зависят от материала стендового заполнения, района строительства и принятой привязки стены к колоннам здания. Типы сечения ригелей и стоек фахверка показаны на рис. 10.9. Детали крепления ригелей фахверка к стойкам (колоннам) приведены на рис. 10.10.

10.3.3. Расчет элементов фахверка

Ригели рассчитывают как шарнирно опертые балки с пролетом, равным шагу стоек. Опорные ригели загружены равномерно распределенной нагрузкой от давления ветра и от массы подвешенной части стены (асбестоцементных листов, стен из профилированного стального листа и бескаркасных панелей на их основе). Прогиб ригеля от ветровой нагрузки не должен превышать 1/200 пролета ригеля.

Для сечений опорных ригелей, несимметричных относительно вертикальной оси, учитывают кроме изгибающих моментов в вертикальной и горизонтальной плоскостях еще и крутящие моменты, возникающие из-за эксцентричной подвески стен. Рядовые промежуточные ригели рассчитывают только на воздействие ветра.

Стойки фахверка рассчитывают на действие вертикальных сжимающих усилий от массы стен, а также на изгиб от ветровой нагрузки, переда-

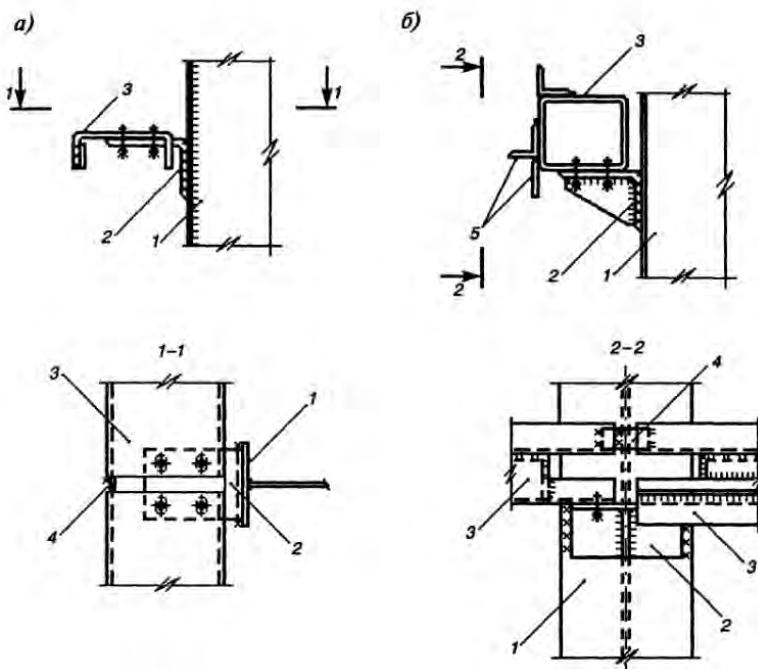


Рис. 10.10. Узел крепления ригелей фахверка к стойкам (колоннам поперечных рам):
 а — крепление рядового ригеля; б — то же, опорного ригеля; 1 — стойка фахверка (колонна поперечной рамы); 2 — опорный столик стойки (колонны); 3 — ригель фахверка; 4 — соединительный монтажный элемент; 5 — крепежные элементы в составе опорного ригеля

ваемой на стойки ригелями фахверка. Расчетная схема стоек приведена на рис. 10.11. Устойчивость стоек фахверка проверяют в плоскости и из плоскости действия момента по формулам (6.85, 6.90, [1]), при этом расчетную длину стоек в плоскости действия момента принимают равной расстоянию от фундамента до ближайшей связевой фермы, полагая опирание стоек на фундамент шарнирным.

Прогиб стоек от ветровых нагрузок, определяемый как для балок, не должен превышать 1/200 от расчетного пролета стойки.

10.3.4. Стены неотапливаемых и отапливаемых зданий

Стеновое ограждение неотапливаемых зданий выполняют преимущественно из асбестоцементных листов усиленного профиля типа ВУ, либо из стального профилированного листа. Асбестоцементные листы крепят к ригелям фахверка с помощью крючьев (рис. 10.12, а); шаг ригелей для этих стен принимают равным 1300 мм. Стеновое заполнение из стального

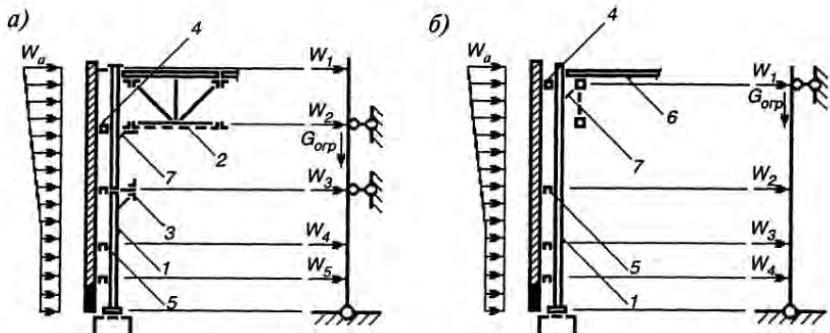


Рис. 10.11. Расчетные схемы стоек фахверка:

а — вариант расчетной схемы для стойки, опирающейся на ветровые связи в плоскости нижних поясов стропильных ферм; б — вариант схемы при опирании стойки фахверка в плоскости верхних поясов стропильных ферм; 1 — фахверковая стойка; 2 — поперечные связи по нижним поясам стропильных ферм; 3 — ветровая ферма; 4 — опорный ригель фахверка; 5 — рядовой ригель фахверка; 6 — жесткий диск кровельного настила; 7 — листовой шарнир

профилированного листа крепят к ригелям с помощью самонарезающих винтов (рис. 10.12, б), шаг ригелей принимают в зависимости от типа профнастила и района строительства равным 3...4 м. Легкое стеновое заполнение устраивают от верха кирпичного цоколя или цокольной бетонной панели.

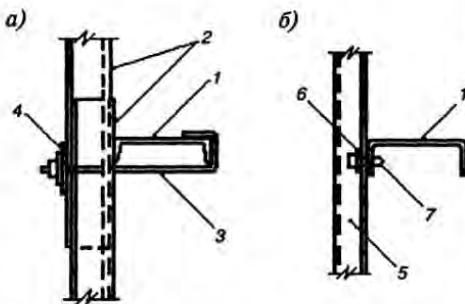


Рис. 10.12. Узел крепления стенового ограждения неотапливаемых зданий к ригелям фахверка:

а — ограждение из асбестоцементных листов усиленного профиля типа ВУ; б — то же, из стального профиля; 1 — ригель фахверка; 2 — асбестоцементные листы; 3 — тяж из прутка 12 мм; 4 — гидроизолирующая прокладка; 5 — стальной профилированный лист; 6 — гидроизолирующая пластмассовая шайба; 7 — самонарезающий винт

Стеновое ограждение в отапливаемых зданиях можно выполнять из легкобетонных панелей, из трехслойных бескаркасных панелей типа «Сандвич» на основе профлиста, из трехслойных каркасных панелей с обшивкой из стального профлиста и в виде стен полистовой сборки.

Легкобетонные стеновые панели имеют длину 6 и 12 м, ширину 0,9...1,8 м, толщину 200...300 мм (в зависимости от теплотехнических требований). Их выполняют из легких бетонов (например, из газобетона, керамзитобетона с $\gamma = 1200 \text{ кг}/\text{м}^3$) с конструктивным армированием и закладными деталями по углам.

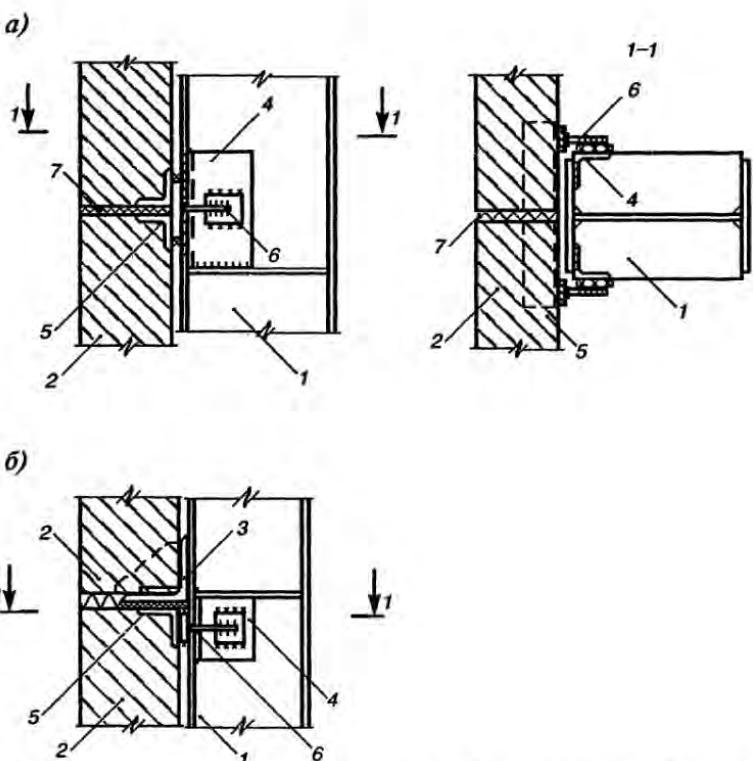


Рис. 10.13. Узлы опирания крупноразмерных легкобетонных стеновых панелей к колоннам:
а — промежуточный (рядовой) узел опирания; б — опорный (несущий) узел; 1 — колонна (фахверковая стойка); 2 — стеновая панель; 3 — опорный столик колонны (фахверковой стойки); 4 — опорный элемент из уголка 125x10; 5 — закладные детали панелей; 6 — крепежный элемент; 7 — заделка стыка панелей

Такие панели в торцевых стенах крепят к фахверковым стойкам, в продольных стенах — к колоннам, если их шаг не более 12 м, либо к колоннам и промежуточным фахверковым стойкам при шаге колонн более 12 м. Панели бывают опорными и рядовыми. Рядовые панели опирают на опорные и крепят к колоннам (стойкам) с помощью различных видов крепежных элементов (рис. 10.13, а). Опорные панели передают нагрузку на колонны через опорные столики 3 (рис. 10.13, б), в остальном их крепления к колоннам аналогичны рядовым панелям. Герметизацию продольных и поперечных стыков производят путем укладки при монтаже между панелями специального профиля из пороизола.

Начиная с 70-х годов стали широко применять трехслойные бескаркасные панели ПТС типа «Сандвич» заводского изготовления. Конструк-

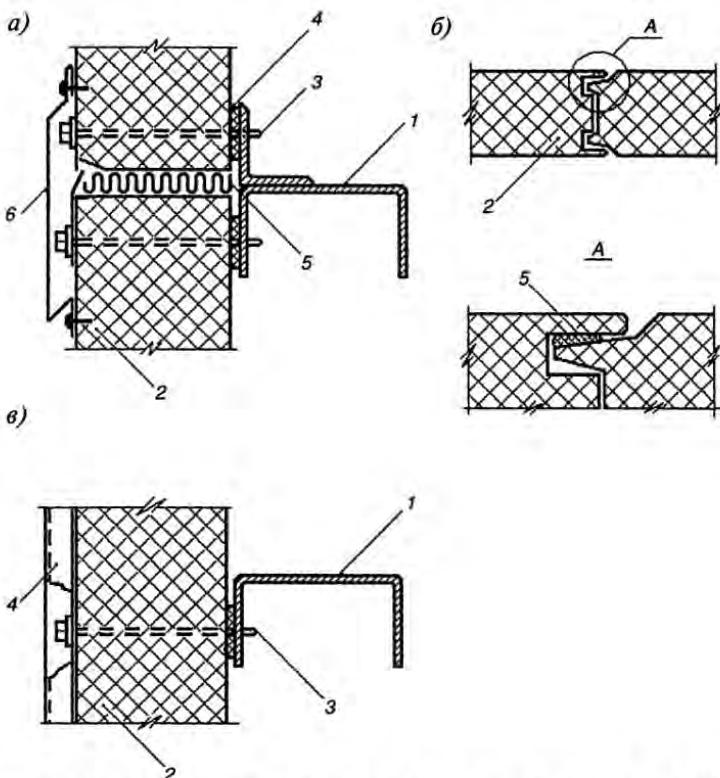


Рис. 10.14. Крепление стеновых трехслойных бескаркасных панелей типа «Сандвич» к ригелям:

a — опорный узел крепления панелей к ригелю; *б* — продольный стык панелей; *в* — промежуточный узел крепления панелей; 1 — ригель фахверка; 2 — стеновая панель; 3 — длинный самонарезающий винт; 4 — термоизолирующая прокладка; 5 — заделка стыка теплоизолирующими и герметизирующими материалами; 6 — нащельник к поперечному стыку из стального листа

тивно эти стеновые панели аналогичны соответствующим кровельным панелям, они состоят из внешней и внутренней обшивок из стальных профилированных листов толщиной 0,6...0,8 мм, с различной высотой гофров для внешней и внутренней обшивок, и вспененного во внутреннем пространстве легкого утеплителя ППУ. Ширина панелей — до 1 м, длина от 2,4 до 12 м (кратна 0,6 м) и толщина 60...120 мм. Кроме рядовых выпускают также доборные угловые панели. Конструкция стен предусматривает вертикальную ориентацию панелей с креплением последних к ригелям фахверка (рис. 10.14, *а*, *в*), шаг которых принимают равным 3...4 м. Конструкция продольного стыка и его герметизация показана на рис. 10.14, *б*.

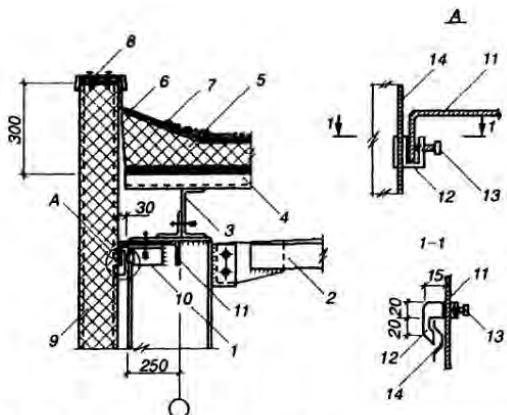


Рис. 10.15. Конструктивное решение парапетного узла:

1 — надопорная стойка колонны; 2 — верхний пояс стропильной фермы; 3 — прогон; 4 — стальной профилированный лист кровельного настила; 5 — утеплитель; 6 — гидроизоляционный рулонный ковер; 7 — гравийная защита рулонного ковра; 8 — защитный стальной профиль торца стеновой панели; 9 — стеновая трехслойная бескаркасная панель типа «Сандвич»; 10 — опорный столик ригеля фахверка; 11 — ригель фахверка; 12 — крепежный элемент (зажим) стеновой панели; 13 — прижимной винт крепежного элемента; 14 — внутренняя обшивка стеновой панели

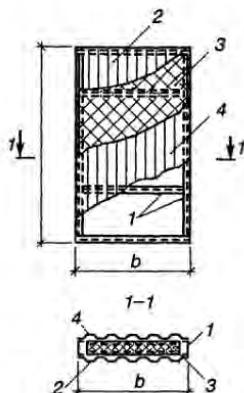


Рис. 10.16. Каркасная крупноразмерная стеновая панель (ширина до 6 м, длина до 12 м):

1 — продольные и поперечные ребра из гнутого облегченного швеллера; 2 — внутренняя обшивка из стального профлиста или другого материала (гипсокартон, фанера и пр.); 3 — утеплитель из минераловатных плит; 4 — наружная обшивка из стального профлиста

Вертикальная ориентация гофров и большая длина панелей позволила уменьшить количество поперечных стыков панелей и повысить этим эксплуатационные качества стен. Внизу панели можно опирать на цокольную железобетонную плиту или кирпичный цоколь. Конструктивное решение верхнего парапетного узла с такими панелями показано на рис. 10.15.

Более прогрессивными стеновыми панелями, позволяющими увеличить шаг ригелей фахверка, являются полукаркасные трехслойные панели типа ПТАР, имеющие продольные обрамляющие ребра из поливинилхlorida ПХВ марки УВ-10 швеллерного сечения, с утеплителем повышенной огнестойкости из фенольного пенопласта ФРП-1. Конструктивное решение крепления таких панелей к ригелям аналогично креплению бескаркасных трехслойных панелей.

Стены могут также выполняться из укрупненных монтажных элементов, которые собирают на строительной площадке (рис. 10.16). Эти трехслойные панели изготавливают по конструктивным решениям типовой серии 172КМ5-90 и выпускают в нескольких вариантах. Варианты панелей

отличаются способом крепления обшивок, типом утеплителя (минераловатные прошивные маты, штапельное стекловолокно), материалом внутренней обшивки (профилированный стальной лист, гипсокартон и др.). Такие панели предназначены для стен одноэтажных производственных и вспомогательных зданий с неагрессивными и слабоагрессивными средами эксплуатации и относительной влажностью внутри помещения до 60 %.

Укрупненный монтажный элемент стены включает стальной каркас из гнутых перфорированных швеллеров с высотой сечения 180...200 мм. Общая длина элемента до 12 м, ширина до 6 м. Наружную и внутреннюю обшивку выполняют из стального профилированного листа толщиной 0,7 мм. Средний слой — утеплитель из минеральной ваты толщиной 80...120 мм. Обшивки и утеплитель располагают с одной стороны рамы каркаса.

Все нагрузки, приходящиеся на стену, воспринимаются ригелями, при этом вертикальная нагрузка от стен передается на цокольные ригели, стыковые и надоконные. Снизу стена заканчивается цокольной легкобетонной панелью высотой не менее 900 мм и толщиной 250...300 мм.

Водонепроницаемость вертикального стыка панелей обеспечивают путем нахлестки продольных кромок внутренней и внешней обшивок, а горизонтального стыка — путем его герметизации и установки специального нашельника (рис. 10.17).

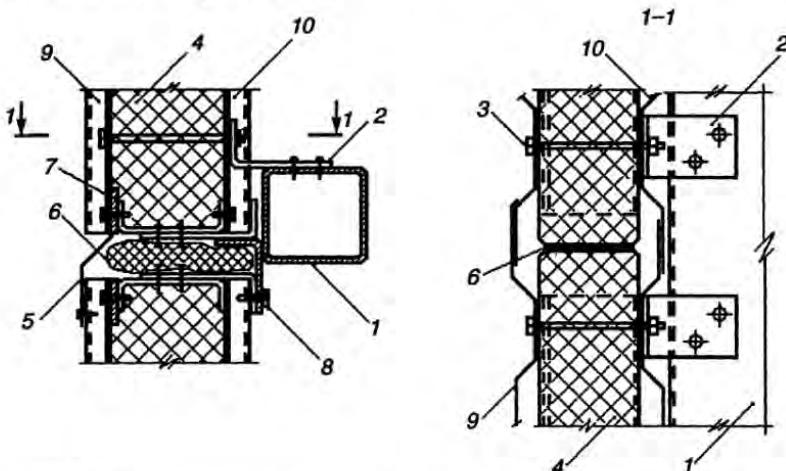


Рис. 10.17. Узел крепления стекловатных трехслойных панелей к ригелям:

- 1 — ригель фахверка; 2 — крепежные уголки; 3 — монтажный болт; 4 — минераловатный утеплитель;
- 5 — нашельник-слинг; 6 — герметик; 7 — герметизирующая прокладка между тетивой и профнастилом;
- 8 — крепежный болт; 9 — наружная обшивка из стального профлиста; 10 — внутренняя обшивка из стального профлиста

Монтаж стен ведут укрупненными «картами», сборку которых производят на строительной площадке на специальном стапеле.

Устройство теплого стенового ограждения может выполняться также путем полистовой сборки. При этом вначале монтируют одну из обшивок из стального профилированного листа (чаще внутреннюю), закрепляя ее к ригелям фахверка, после чего устанавливают утеплитель из минераловатных плит или прошивных матов. Монтаж внешней обшивки производят по аналогии с решением на рис. 10.17. Необходимо иметь в виду, что устройство таких стен весьма трудоемко, поэтому предпочтительно применять стены с большей заводской готовностью типа трехслойных панелей «Сандвич» или панелей серии 172КМ5-90.

Применение в качестве стен трехслойных панелей позволяет снизить массу ограждения по сравнению с легкобетонными стеновыми панелями в 10...15 раз.

10.3.5. Окна, двери, витражи, элементы интерьера

Окна стальные. Окна с переплетами из гнутосварных стальных профилей (рис. 10.18) предназначены для заполнения световых проемов производственных зданий со стеновыми ограждениями из трехслойных металлических панелей, эксплуатируемых в неагрессивных и слабоагрессивных средах с сухим, нормальным и влажным режимами в помещении. Окна с одинарными переплетами имеют высоту 545, 1145 и 1745 мм при ширине 1956, 2976 и 5976 мм. Такие же размеры (кроме 545x2976 мм) имеют окна с двойными раздельными переплетами. Указанные размеры соответствуют координационным размерам (по осям) 600, 1200, 1800, 3000 и 6000 мм. Окна могут быть глухими, с одной или двумя открывающимися секциями и с жалюзийными решетками. Окна поставляют без ос-

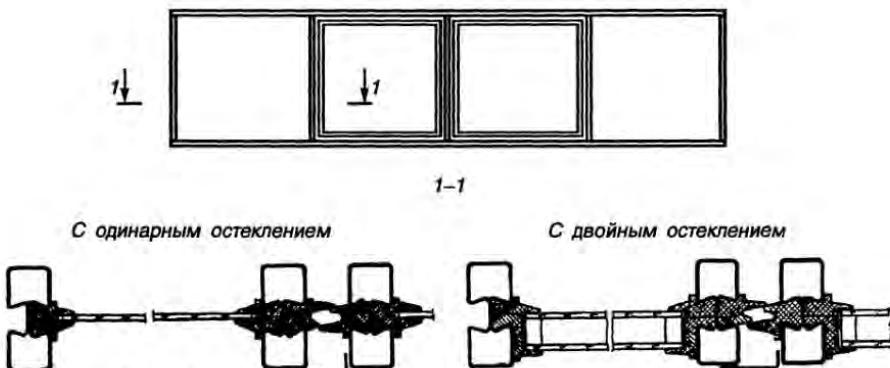


Рис. 10.18. Окна с переплетами из гнутосварных профилей

текления в комплекте с механизмами открывания, а также с резиновым профилем для уплотнения стекла или стеклопакета и деталями крепления стекла.

Окна с переплетами из алюминиевых сплавов предназначены для установки в отдельные и ленточные проемы производственных зданий со стенами из легкобетонных панелей, кирпича и трехслойных панелей с температурой воздуха в помещении не ниже 18°C, при относительной влажности воздуха 60% и отсутствии агрессивной среды. Окна имеют высоту 1140, 1740, 2340 мм при ширине 1750, 1950, 2350 и 2950 мм с соответствующими координационными размерами 120, 180, 240 мм.

Конструкции рассчитаны на ветровую нагрузку, равную 0,5 кН/м².

В зависимости от разности температуры внутреннего воздуха в помещении и средней температуры наиболее холодной пятидневки предусмотрены:

окна с одинарным остеклением в одинарном переплете — до 35°C;

окна с двойным остеклением (стеклопакет) в одинарном переплете из комбинированных профилей — до 49°C;

окна с двойным остеклением в раздельном переплете — 55°C;

окна с тройным остеклением в раздельном переплете — 66°C.

На рис.10.19 показан верхний узел примыкания окна с тройным остеклением в раздельном переплете, в котором сочетаются конструкции окон с одинарным и с двойным остеклением.

Окна и балконные двери из алюминиевых сплавов для общественных зданий предназначены для установки в отдельные и ленточные проемы общественных зданий с температурой воздуха помещений не ниже 18°C, при относительной влажности воздуха от 30 до 60%. Конструкции рассчитаны на ветровую нагрузку, равную 0,78 кН/м². В зависимости от разности температур внутреннего воздуха в помещении и средней темпе-

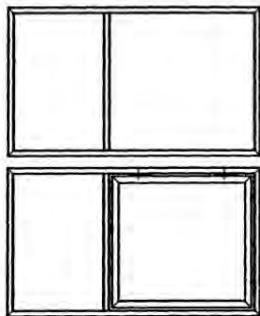


Рис. 10.19. Окна с переплетами из алюминиевых сплавов

ратуры наиболее холодной пятидневки предусмотрены окна и балконные двери с двойным остеклением в одинарном переплете, с двойным и тройным остеклением в раздельном переплете. Размеры окон по ширине 868, 1168, 1468 мм при высоте 568, 1468, 1768, 2068 мм; размеры балконных дверей по ширине 718, 868, 1168 мм при высоте 2129, 2329, 2729 мм.

Тамбуры из алюминиевых сплавов предназначены для зданий общественного назначения. Они могут быть установлены как в витринах и витражах, так и в проемах стен. Выпускают конструкции тамбуров с одной, двумя и тремя однопольными дверями; с одной двупольной дверью; с одной, двумя и тремя качающимися дверями. Ширина тамбура может быть 1000, 1500, 2000 и 3000 мм при высоте 2780, 3080, 3380, 3680 мм, при этом высота двери равна 2054 или 2354 мм.

Окна для производственных зданий, а также окна и балконные двери для общественных зданий поставляют без остекления в комплекте с механическими приборами и деталями крепления. Стандартная поставка предусматривает бесцветное анодирование (в «натуральный цвет»), но по согласованию с заводом-изготовителем может быть предусмотрено цветное анодирование.

Витрины и витражи (см. рис. 1.30, 1.31) размерами не более 3600x1500 мм поставляют в виде каркасов полной заводской готовности. При размерах в осях стоек более 1500 мм поставку осуществляют в виде подготовленных к монтажу линейных элементов (стоеч, ригелей), фрамуг и створок в собранном виде в комплекте с приборами. Поставка светопрозрачного ограждения заводами стальных и алюминиевых конструкций не предусмотрена. Ленточные витражи и витрины имеют высоты 2400, 2700, 3000, 3300 и 3600 мм. Витражи для многоэтажных зданий выпускают кратными 3300 мм.

Двери стальные утепленные двупольные для производственных зданий предназначены для установки в наружных проемах (кроме помещений со взрывоопасными категориями производства) при расчетной температуре наружного воздуха -40°C и выше, но не могут применяться в качестве противопожарных, дымозащитных и дверей повышенной звукоизоляции. Двери имеют ширину 2034 мм при высоте 2155 и 2455 мм.

Двери из алюминиевых сплавов предназначены для установки в проемах наружных и внутренних стен общественных и производственных зданий. Выпускают двери однопольные (правого и левого исполнения) шириной 1020 мм и двупольные шириной 1320, 1520 и 1920 мм при высотах 2070 и 2370 мм. Двери поставляют без остекления полотен, но укомплектованными штапиками, нашельниками и резиновыми уплотнителями.



Рис. 10.20. Панельные перегородки из алюминиевых сплавов

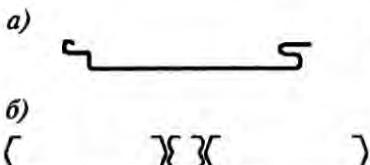


Рис. 10.21. Поперечные сечения реек для подвесных потолков типа ЛАП:

а — рейки марки СА20; б — рейки (СА16) и нащельники (СА8)

Ворота стальные предназначены для ограждения проемов и пропуска автомобильного и железнодорожного транспорта в производственных зданиях. Выпускают ворота откатные, телескопические, подъемно-складчатые, распашные складчатые. Для районов с температурой наружного воздуха ниже -40°C в распашных воротах предусматривают калитку.

Перегородки алюминиевые (рис. 10.20) выпускают в виде панелей шириной 1500 мм при высотах 3900, 4200 и 4800 мм. Предусмотрены рядовые панели, однопольные и двупольные дверные панели. Панели могут быть с однослоистым и двухслойным заполнением. Завод-изготовитель поставляет алюминиевый каркас в сборе с защелками, резиновыми прокладками, нащельниками и элементами примыкания. Глухие или светопрозрачные филенки в состав заводской поставки не входят.

Подвесные потолки из алюминиев

ых сплавов предназначены для устройства декоративных и акустических потолков в общественных зданиях и культурно-бытовых помещениях (кроме тех, где к потолкам предъявляют требования по огнезащите несущих конструкций перекрытий и покрытий), а также в помещениях с повышенными гигиеническими требованиями. Применяют реечные и панельные потолки. Лицевые элементы реечных потолков выполняют из тонколистового алюминиевого сплава. Наибольшее распространение получили реечные потолки двух видов: собираемые из фасонных реек размерами в осях 300x6000 мм без нащельников (рис. 10.21, а) и из фасонных реек иной конфигурации с размерами в осях 100x3000 мм или 150x3000 мм — с нащельниками (рис. 10.21, б).

Панельные потолки выпускают в виде панелей размером 600x600 мм или 600x1200 мм. Может быть предусмотрена перфорация панелей. На рис. 10.22 показан узел крепления панельного потолка к перекрытию.

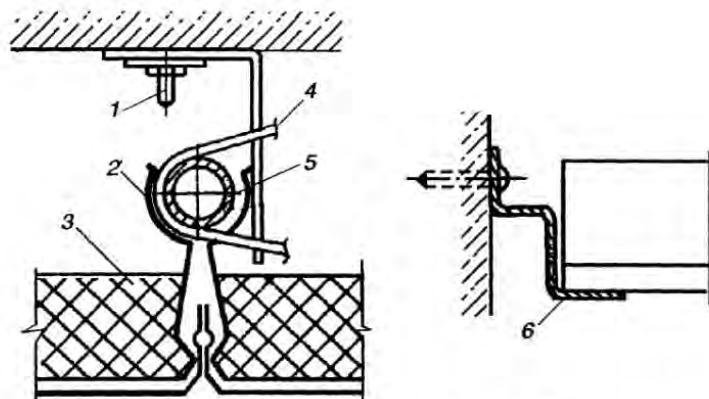


Рис. 10.22. Крепление панельного потолка типа ЛАП к перекрытию:
 1 — дюбель; 2 — пружина панельная; 3 — минераловатная плита в полимерной пленке; 4 — хомут;
 5 — труба стальная оцинкованная; 6 — элемент пристенный

Литература к гл. 10

- 1...7. См. основную литературу.
8. Легкие ограждающие конструкции в строительстве / Доминчик и др.; Пер. спольск. М.В. Предтеченского.—М.: Стройиздат, 1986.
9. Рекомендации по применению стальных профилированных настилов нового сортамента в утепленных покрытиях производственных зданий / ЦНИИПСК им. Мельникова.—М.: Стройиздат, 1985.
10. Справочник проектировщика. Ч 1. Расчетно-теоретический.; Под ред. А.А. Уманского.—М.: Стройиздат, 1972.
11. Тампсон Ф.Ф. Металлические ограждающие конструкции.—Л.: Стройиздат, 1988.

Основная литература

1. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы конструкций. / Под ред. В. В. Горева.—М.: Высшая школа, 2001.
2. Металлические конструкции. Общий курс. / Под ред. Г. С. Веденикова.—М.: Стройиздат, 1998.
3. Металлические конструкции: Спец. курс. / Под ред. Е. И. Белени.—М.: Стройиздат, 1982.
4. Проектирование металлических конструкций: Спец. курс. / Под ред. В. В. Бирюлева.—Л.: Стройиздат, 1990.
5. Металлические конструкции: Справочник проектировщика. В 3 т. / Под ред. В. В. Кузнецова.—М.: Изд. АСВ, 1998.
6. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия.—М.: ГП ЦПП, 1996.
7. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции.—М.: ЦПП, 1998.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Таблица П 1.1. Группы агрессивных газов

Наименование	Концентрация, мг/м ³ , для групп газов				
	A	B	C	D	
Углекислый газ	До 2000	Св. 2000	—	—	—
Аммиак	» 0,2	» 0,2 до 20	Св. 20	—	—
Сернистый ангидрид	» 0,5	» 0,5 » 10	Св. 10 До 200	Св. 200	До 1000
Фтористый водород	» 0,05	» 0,05 » 5	» 5 » 10	» 10	» 100
Сероводород	» 0,01	» 0,01 » 5	» 5 » 100	» 100	—
Оксиды азота*	» 0,1	» 0,1 » 5	» 5 » 25	» 25	» 100
Хлор	» 0,1	» 0,1 » 1	» 1 » 5	» 5	» 10
Хлористый водород	» 0,05	» 0,05 » 5	» 5 » 10	» 10	» 100

*Оксиды азота, растворяющиеся в воде с образованием растворов кислот.

П р и м е ч а н и е. При концентрации газов, превышающей пределы, указанные в гр. D таблицы, возможность применения материала для строительных конструкций следует определять на основании данных экспериментальных исследований. При наличии в среде нескольких газов принимается более агрессивная (от A к D) группа, которой соответствует концентрация одного или более газов.

Таблица П1.2. Степень агрессивного воздействия газообразных сред на металлические конструкции

Влажностный режим помещения (над чертой) Зона влажности (под чертой)	Группы газов	Внутри отапливаемых зданий	Внутри неотапливаемых зданий или под навесами	На открытом воздухе
60%	A	Неагрессивная	Неагрессивная	Слабоагрессивная
	B	То же	Слабоагрессивная	То же
Сухая	C	Слабоагрессивная	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная
	D	Среднеагрессивная	То же	Сильноагрессивная

Продолжение табл. П1.2

Влажностный ре- жим помещения (над чертой) Зона влажности (под чертой)	Группы газов	Внутри отапливае- мых зданий	Внутри неотапливае- мых зданий или под навесами	На открытом воздухе
61... 75% Нормальная	A	Неагрессивная	Слабоагрессивная	Слабоагрессивная
	B	Слабоагрессивная	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная
	C	Среднеагрессивная	То же	То же
	D	То же	Сильноагрессивная	Сильноагрессивная
>75% Влажная	A	Слабоагрессивная	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная
	B	Среднеагрессивная	То же	То же
	C	То же	Сильноагрессивная	Сильноагрессивная
	D	»	То же	То же

Таблица П1.3 Степень агрессивного воздействия твердых сред на металлические конструкции

Влажность помещений (над чертой) Зона влажнос- ти (под чер- той)	Группа со- лей, аэрозо- лей и пыли	Внутри отапливае- мых зданий	Внутри неотапливае- мых зданий или под навесами	На открытом воздухе
60% Сухая	I	Неагрессивная	Неагрессивная	Слабоагрессивная
	II	То же	Слабоагрессивная	То же
61..75% Нормальная	III	Слабоагрессивная	То же	Среднеагрессивная
	I	Неагрессивная	То же	Слабоагрессивная
>75% Влажная	II	Слабоагрессивная	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная
	III	Среднеагрессивная	То же	Сильноагрессивная

П р и м е ч а н и я 1. Сильноагрессивную степень воздействия на конструкции из алюминия следует устанавливать при суммарном выпадении хлоридов выше $25 \text{ mg}/(\text{m}^2 \cdot \text{сут})$, среднеагрессивную — выше $5 \text{ mg}/(\text{m}^2 \cdot \text{сут})$. Степень агрессивного воздействия сред, содержащих сульфаты, нитраты, фосфаты и другие окисляющие соли, на алюминий следует учитывать только при одновременном воздействии хлоридов в соответствии с их количеством, указанном выше.

2 Для частей ограждающих конструкций, находящихся внутри зданий, степень агрессивного воздействия среды следует устанавливать как для помещений с влажным режимом.

Таблица П1.4. Способы защиты от коррозии металлических конструкций

Среда	Конструкции		
	несущие	ограждающие и олистовой сборки ¹	
	из углеродистой и низкоколегированной стали	из алюминия и его сплавов	из оцинкованной стали с покрытием 1-го класса
Неагрессивная	Окрашенные лакокрасочными материалами группы I	Без защиты	Без защиты со стороны помещения при окрашивании битумом или лакокрасочными материалами группы II, III со стороны утеплителя
Слабоагрессивная	а) горячее цинкование ² ; б) газотермическое напыление цинка или алюминия; в) окрашивание лакокрасочными материалами групп I, II, III; г) изоляционные покрытия (для конструкций в грунтах)	Без защиты	Окрашивание лакокрасочными материалами групп II, III, нанесенными на линиях окрашивания (допускается окрашивание битумом со стороны утеплителя); для конструкций внутри помещений допускается окрашивание через 8...10 лет после монтажа
Среднеагрессивная	а) горячее цинкование с последующим окрашиванием материалами групп II и III ³ ; б) газотермическое напыление цинка или алюминия; в) окрашивание лакокрасочными материалами групп I, II, III; г) облицовка химически стойкими неметаллическими материалами	а) электрохимическое анодирование; б) без защиты ² ; в) окрашивание лакокрасочными материалами группы IV; г) химическое оксидирование с последующим окрашиванием материалами группы II, III	Не допускается к применению
Сильноагрессивная	а) термодиффузионное цинкование с последующим окрашиванием материалами группы IV; б) газотермическое напыление цинка или алюминия с последующим окрашиванием материалами группы IV; в) облицовка химически стойкими неметаллическими материалами	а) электрохимическое анодирование с последующим окрашиванием материалами группы IV; б) окрашивание материалами группы IV с применением протекторной грунтовки ЭП-057; в) то же, с предварительным химическим оксидированием	Не допускается к применению

¹ Только на конструкции по ГОСТ 14918-80 с изм. Не распространяется на конструкции трехслойных металлических панелей по ГОСТ 23486-79 и ГОСТ 24524-80.

² Допускается горячее алюминирование ($t = 50 \text{ мкм}$).

³ Допускается горячее алюминирование ($t = 50 \text{ мкм}$) без дополнительного окрашивания.

П р и м е ч а н и е. Полный перечень способов защиты с указанием толщин металлических покрытий см. СНиП П-28-73*.

Таблица П1.5. Сокращенный перечень лакокрасочных материалов для защиты металлических конструкций от коррозии

Группа покрытия	Тип связующего	Марка материала	Индекс покрытия	Примечания
I	Пентафталевые	Лаки ПФ-170 и ПФ-171 с 10-15% алюминиевой пудры Эмали ПФ-115, ПФ-133, ПФ-1126 (быстросохнущая)	а, ан, п, т	По грунтovкам ГФ-020, ПФ-020; «т» — без грунтovки
	Глифталевые	Грунтovки ГФ-020	—	Наносится по грунтovкам I группы
	Уралкидные	Эмаль УРФ-1128	а, ан, п	Под эмали I группы
	Алкидно-стирольные	Грунтovка МС-0141 (быстросохнущая)	—	По грунтovкам I группы
		Краски масляные густотертые для внутренних работ	п	Под атмосферостойкие эмали I и II групп
	Масляные	То же, для наружных работ	а, ан, п	Небиостойкие — не рекомендуются для с/х зданий
		Краска БТ-577 (бывш. АЛ-177)	а, ан, п, т	По железному сурику, грунтovкам ГФ-020, ПФ-020
II	Масляно-битумные			По грунтovкам ГФ-020, ПФ-020 или по металлу
	Фенольно-формальдегидные	Грунтovка ФЛ-03К Грунтovка ФЛ-03Ж	—	Под эмали II и III групп
		Грунтovки АК-069, АК-070 (бывш. АГ-За, АГ-10с)	—	То же, для алюминия и оцинкованной стали
		Эмали АС-1171, АС-5122	а, ан, п	Для огрунтovывания алюминия и оцинкованной стали
	Поливинилбутиратные	Грунтovка ВЛ-023 Эмаль ВЛ-515	— в, б, м	На линиях окраски оцинкованной стали по ЭП-0200 Для консервации «б, м» — по грунтovке ВЛ-02 «в» — без грунтovки
III	Хлоркаучуковые	Эмали КЧ-749	ан, п, х	По грунтovкам ХС-010, ХС-068, ХВ-050
	Эпоксидные	Эмаль ЭП-773	хш, м, х, ан, п	Наносится без грунтovки
	Кремний-органические	Эмали ЭП-140	ан, п, х	То же
		Эмаль КО-198	а, ан, п, х, т	Без грунтovки; до 300°C
		Эмаль КО-813	а, ан, п, м, т	По грунтovке ГФ-020, ФЛ-03К; как «м, т» до 500°C наносится без грунтovки

Продолжение табл. П1.5

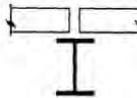
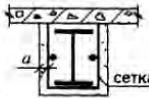
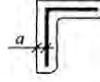
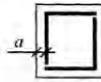
Группа покрытия	Тип связующего	Марка материала	Индекс покрытия	Примечания
IV	Перхлорвиниловые Винилхлоридные	Эмали ХВ-785 (бывш. ХСЭ)	хк, хщ, в	По грунтовке ХС-010, ХВ-050
		Лак ХВ-784 (бывш. ХСЛ)	хк, хщ, в	По грунтовке ХС-010
		Эмаль ХС-717	б, м, в	По грунтовке ХС-010, без грунтовки
	Эпоксидные	Эмаль ЭП-773	хщ, м, х, ан, п	По щпатлевке ЭП-0010, как «м» — без грунтовки
		Эмаль ЭП-1155 (толстослойная)	а, ан, п, в	По грунтовке ЭП-057 или без грунтовки

П р и м е ч а н и я. 1. Значения индексов: а — покрытия, стойкие на открытом воздухе; ан — то же, под навесом; п — то же, в помещениях; х — химически стойкие; т — термостойкие; м — маслостойкие; в — водостойкие; хк — кислотостойкие; хщ — щелочестойкие; б — бензостойкие.

2. Полный перечень лакокрасочных материалов см. СНиП П-28-73*

Приложение 2

Таблица П2.1 Фактические пределы огнестойкости конструкций

Краткая характеристика конструкций	Схема конструкции (сечение)	Размеры, см	Предел огнестойкости, мин
Стальные балки, прогоны, ригели и статически неопределенные фермы при опирании плит и настилов по верхнему поясу, а также колонны и стойки без огнезащиты с приведенной толщиной металла t_{red}		$t_{red} = 0,3$ 0,5 1,0 1,5 2,0 3,0	7 9 15 18 21 27
Стальные балки перекрытий при огнезащите по сетке слоем бетона или штукатурки		$a = 1,0$ 2,0 3,0	45 90 150
Стальные конструкции с огнезащитой из теплоизоляционной штукатурки с заполнителем из перлитового песка, вермикулита и гранулированной ваты при толщине штукатурки a и при минимальной толщине элемента сечения t , мм: а) 4,5 — 6,5 б) 6,6 — 10,0		$a) \begin{matrix} a \\ a=2,5 \\ 3,0 \end{matrix}$ $b) \begin{matrix} a=2,0 \\ 2,5 \\ 5,5 \end{matrix}$	45 60 45 60 150
Стальные конструкции с огнезащитой: а) всучивающимся покрытием ВЛМ-2 при толщине покрытия после высушивания не менее 4 мм б) покрытием по стали огнезащитным фосфатным		$a = 0,4$ $a = 1,0$ 2,0 3,0 4,0	45 30 60 90 120
Стальные колонны и стойки с огнезащитой: а) из штукатурки по сетке или из бетонных плит б) из сплошных керамических и силикатных кирпича и камней в) из пустотелых керамических и силикатных кирпича и камней г) из гипсовых плит д) из керамзитовых плит		$a = 2,5$ 5,0 $a = 6,5$ $a = 12,0$ $a = 3,0$ 6,0 $a = 4,0$ 5,0 7,0	45 120 120 270 60 240 66 90 120

* Приведенная толщина металла t_{red} вычисляется по формуле $t_{red} = A / U$, где A — площадь поперечного сечения, см^2 ; U — обогреваемый периметр сечения, см, определяемый без учета поверхностей, примыкающих к плитам, настилам перекрытий и стенам, при условии, что предел огнестойкости этих конструкций не ниже предела огнестойкости обогреваемой конструкции. Для ферм приведенная толщина металла устанавливается по наименьшему значению для всех нагруженных элементов.

Приложение 3

Таблица П3.1. Мостовые однобалочные однопролетные подвесные краны, ГОСТ 7890-93

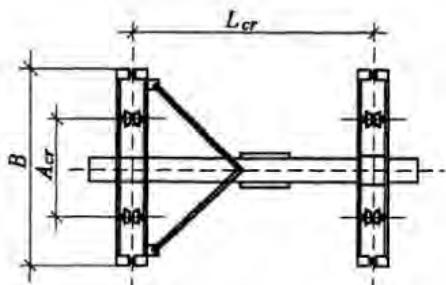
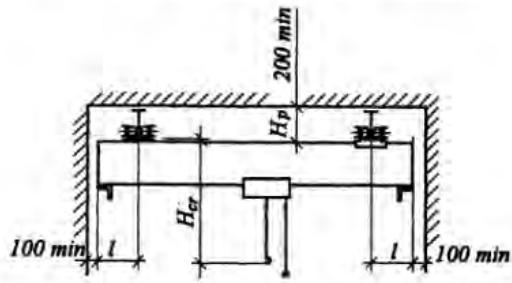


Рис. П3.1. Схемы подвесных кранов

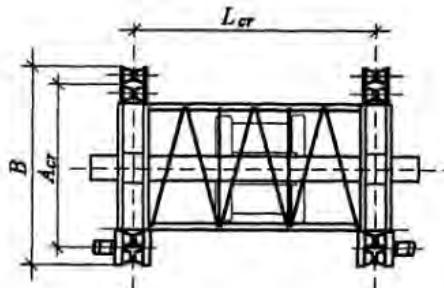
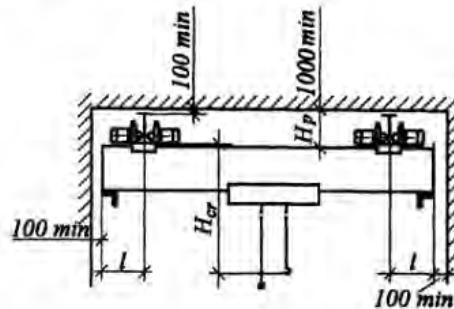


Рис. П3.2. Схемы подвесных кранов

Q, т	L, м	L _{сн} , м	l, м	H _{сн} , мм	B, мм	A _{сн} , мм	Нагрузка, кН		Масса, т		ТБКП	Схема крана
							F _T	F _k	m _T	m _k		
1	3,6	3	0,3	1200	1260	600	7,2	3,60	0,195	0,59	24M, 30M, 36M	Рис. П3.1
	6,6	6	0,3	1200	1460		7,4	3,70		0,77		
	12,0	9	1,5	1200	1460		7,8	3,90		0,91		
	15,0	12	1,5	1280	1710		8,5	4,25		1,21		
	17,4	15	1,2	1360	1710		9,2	4,60		1,51		
2	3,6	3	0,3	1580	1260	600	12,7	6,35	0,290	0,71	30M, 36M	Рис. П3.1
	6,6	6	0,3	1580	1460		13,1	6,55		0,96		
	12,0	9	1,5	1660	1460		13,8	6,90		1,23		
	15,0	12	1,5	1660	1710		14,5	7,25		1,52		
	17,4	15	1,2	1740	1710		15,3	7,65		1,86		
3,2	3,6	3	0,3	1810	1260	600	19,8	9,90	0,470	1,02	30M, 36M	Рис. П3.1
	6,6	6	0,3	1810	1460		20,3	10,15		1,27		
	12,0	9	1,5	1890	1460		21,4	10,70		1,71		
	15,0	12	1,5	2010	1710		22,0	11,00		1,91		
	17,4	15	1,2	2010	1710		23,4	11,70		2,48		
5	3,6	3	0,3	2040	1860	900	15,7	7,85	0,700	1,70	36M, 45M	Рис. П3.2
	6,6	6	0,3	2120	2100		16,4	8,20		2,06		
	15,0	12	1,5	2240	2100		17,4	8,70		2,81		
	17,4	15	1,2	2240	2100		17,9	8,95		3,28		
10	4,8	3	0,9	2360	2900	2200	75,6	18,90	1,300	4,80	на базе 45M	Рис. П3.2
	7,8	6	0,9				79,6	19,90		5,00		
	12	9	1,5				82,8	20,70		5,70		

Обозначения, принятые в таблице: Q — грузоподъемность крана; H_{сн} — расстояние от низа крюка в максимально поднятом положении до нижнего пояса балки кранового пути, F_T — нагрузка на путь от тележки, F_k — то же, от колеса, m_T — масса тали, m_k — конструктивная масса крана; ТБКП — тип балки кранового пути. Все остальные обозначения размеров смотрите на схемах кранов.

Продолжение прилож. 3

Таблица П3.2. Мостовые одиобалочные двухпролетные подвесные краны (ГОСТ 7890-93)

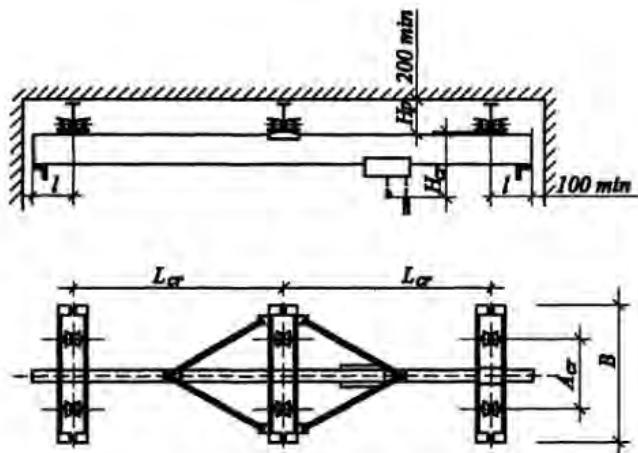


Рис. П3.3. Схема подвесного крана

Q, т	L, м	L _σ м	l, м	H _σ , мм	B, мм	A _σ , мм	Нагрузка, кН		Масса, т		ТБКП	Схема крана	
							F _T	F _k	m _T	m _k			
1	16,2	7,5	0,6	1200	1460	600	8,0	4,00	0,195	1,25	24M, 30M, 36M	Рис. П3.3	
	17,4	7,5	1,2	1200			8,0	4,00		1,25			
	21,0	9,0	1,5	1200			8,7	4,35		1,66			
	24,0	10,5	1,5	1280	1710		8,9	4,45		1,81			
	27,0	12,0	1,5	1360			9,6	4,80		2,18			
2	16,2	7,5	0,6	1580	1460		14,2	7,10	0,290	1,70	24M, 30M, 36M	Рис. П3.3	
	17,4	7,5	1,2	1580			14,2	7,10		1,70			
	21,0	9,0	1,5	1580			14,8	7,40		2,08			
	24,0	10,5	1,5	1580	1710		15,1	7,55		2,26			
	27,0	12,0	1,5	1660			15,4	7,70		2,46			
3,2	16,2	7,5	0,6	1810	1460	0,470	21,8	10,90	0,470	1,99	24M, 30M, 36M	Рис. П3.3	
	17,4	7,5	1,2	1810			21,8	10,90		1,99			
	21,0	9,0	1,5	1890			22,8	11,40		2,66			
	24,0	10,5	1,5	1890	1710		23,2	11,60		2,85			
	27,0	12,0	1,5	2010			23,6	11,80		3,10			
5	16,2	7,5	0,6	2120	2100	900	16,8	8,40	0,470	3,07	24M, 30M, 36M, 45M	Рис. П3.3	
	17,4	7,5	1,2	2120			16,8	8,40		3,07			
	21,0	9,0	1,5	2120			17,2	8,60		3,56			
	24,0	10,5	1,5	2120	2240		17,4	8,70		3,80			
	27,0	12,0	1,5	2240			17,8	8,90		4,30			

Обозначения, принятые в таблице: Q — грузоподъемность крана; H_σ — расстояние от низа крюка в максимально поднятом положении до нижнего пояса балки кранового пути; F_T — нагрузка на путь от тележки; F_k — то же, от колеса; m_T — масса тали; m_k — конструктивная масса крана; ТБКП — тип балки кранового пути. Все остальные обозначения размеров смотрите на схемах кранов.

Таблица П3.3. Мостовые опорные краны типа Н (ГОСТ 25711-83, ГОСТ 6711-81)

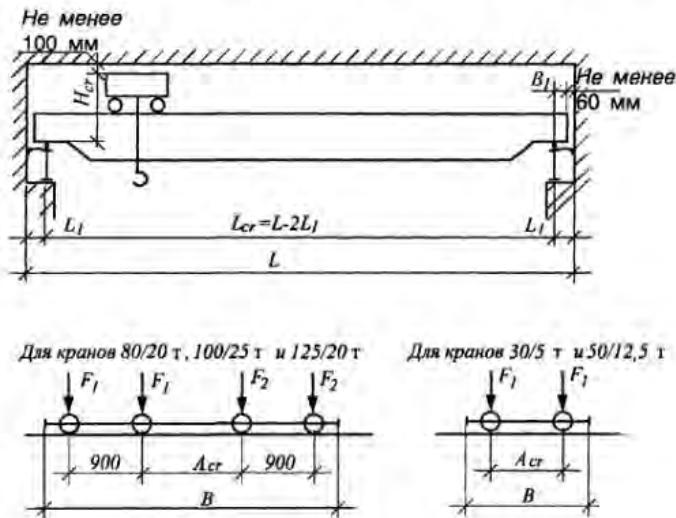


Рис. П3.4. Схемы мостовых опорных кранов

Q , т	L_{cr} , м	H_{cr} , мм	B_1 , мм	A_{cr} , мм	B_1 , мм	Нагрузка, кН		Масса, т		TRS	Схема крана	
						F_1	F_2	m_T	m_k			
10	16,5	1900	5400	4400	230	85		2,40	13,0	P43 или KP70	Рис. П3.4	
	22,5		5400	4400		95			15,8			
	28,5		6000	5000		105			21,0			
20/5	16,5	2400	5600	4400	260	170		6,30	22,0			
	22,5		5600	4400		180			25,5			
	28,5		6200	5000		200			33,2			
32/5	16,5	2750	6300	5100	300	235		8,70	28,0	P50, KP70, KP80	Рис. П3.4	
	22,5					260			35,0			
	28,5					280			41,0			
50/12,5	16,5	3150	6860	5600	300	360		13,5	41,5			
	22,5					380			48,5			
	28,5					415			59,5			
80/20	22	3700	9100	4350	400	347	367	33,0	98,0	KP100	Рис. П3.4	
	28	4000				367	392		110,0			
	34	4000				387	412		123,0			
100/20	22	4000	9600	4600	400	402	431	36,0	107,0	KP120		
	28					440	460		117,0			
	34					460	480		131,0			
125/20	22	4000	9400	4600	400	473	502	39,0	112,0	KP120	Рис. П3.4	
	28					505	535		124,0			
	34					526	561		143,0			

Обозначения, принятые в таблице: тип крана H — нормальный, режимная группа 5К, Q — грузоподъемность крана (числитель на большом крюке, знаменатель — на малом), F — максимальная нагрузка на колесо крана; L_{cr} — пролет крана; H_{cr} — высота от головки кранового рельса до верхней точки тележки, B_1 — величина свеса крана от оси колеса; TRS — тип рельса.

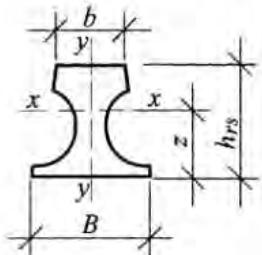


Таблица П3.4. Рельсы крановые (ГОСТ 4121-76*) и железнодорожные (ГОСТ 7173-54 и ГОСТ 7174-75)

Тип рельса	h_r , мм	B , мм	b , мм	Z , мм	A , см 2	I_x , см 4	I_y , см 4	m , кг/м	J_n , см 4
P38	135	114	68	68	48,9	1222,0	209,0	38,40	—
P43	140	114	70	69	56,8	1489,0	260,0	44,60	—
KP 70	120	120	70	59	67,2	1083,3	319,7	52,77	253
KP 80	130	130	80	65	81,8	1523,7	468,6	64,24	387
KP 100	150	150	100	76	113,4	2805,9	919,6	89,05	765
KP 120	170	170	120	87	150,7	4794,2	1672,0	118,29	1310
KP 140	170	170	140	87	187,2	5528,3	2609,7	146,98	2130

Продолжение прилож. 3

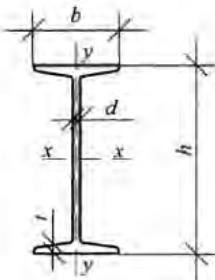


Таблица П3.5. Характеристики двутавров (ГОСТ 5157-53*), применяемых для путей подвесного транспорта

№ профиля	Масса 1м длины, кг	Размеры, мм				Площадь, см ²	Справочные величины								
		h	b	d	t		Ось X-X		Ось Y-Y		I_{wz} , см ⁶	w , см ²	I_b , см ⁴	$\alpha = \sqrt{\frac{GI_k}{EI_w}}$, см ⁻¹	
							I_x , см ⁴	W_x , см ³	I_y , см ⁴	W_y , см ³					
18M	25,8	180	90	7,0	12	32,9	1760	195,5	132	29,3	8180	37,2	15,14	0,0265	
24M	38,3	240	110	8,2	14	48,7	4630	385,8	280	50,9	34240	61,2	29,88	0,0186	
30M	50,2	300	130	9,0	15	63,9	9400	627,0	490	75,4	94280	91,3	45,18	0,0135	
36M	57,9	360	130	9,5	16	73,7	15300	850,0	527	81,0	149100	104,4	57,07	0,0120	
45M	77,5	450	150	10,5	18	98,7	31900	1420,0	908	121,0	405250	160,0	94,50	0,0094	

Пояснения к таблице: I — момент инерции; W — момент сопротивления; I_w — секториальный момент инерции; w — секториальная площадь для крайней точки; I_b — момент инерции при свободном кручении; α — изгибно-крутильная характеристика.

Приложение 4

Таблица П 4.1. Расход стали на производственные здания общего назначения

Типы зданий	Расход стали, кН/м ² , на здание*			
	шатер	колонны	подкрановые балки	общий
Бескрановые здания	0,30...0,45	0,09...0,12	—	0,42...0,60
Здания с подвесным крановым оборудованием до 10 т в пролете	0,35...0,50	0,12...0,15	—	0,50...0,70
Здания с мостовыми опорными кранами при Q, т:				
до 50	0,30...0,45	0,25...0,35	0,20...0,30	0,80...1,30
50 ... 100	0,30...0,45	0,30...0,60	0,30...0,60	1,00...1,70
100 ... 150	0,30...0,45	0,55...0,75	0,40...0,70	1,40...2,00

* Данные значения следует рассматривать как нормативные.

Таблица П 4.2. Нагрузки от веса конструкций

Элементы конструкций	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Стеновые панели			
Керамзитобетонные:			
ПС (5980x885x300)	3,91	1,2	4,692
ПС (5980x1185x300)	3,85	1,2	4,620
ПС (5980x1785x300)	3,84	1,2	4,608
ПС (11970x1180x300)	3,82	1,2	4,59
ПС (11970x1780x300)	3,85	1,2	4,62
Трехслойные с эффективным утеплителем:			
ПСТ (5980x885x250)	3,77	1,1	4,147
ПСТ (5980x1185x250)	3,93	1,1	4,323
ПСТ (5980x1785x250)	3,78	1,1	4,158
Предварительно напряженные со встроенным оконными перегородками:			
ПП (11980x2980x300)	2,23	1,2	2,676
ПП (5980x2985x300)	2,23	1,2	2,676
Трехслойные со стальной обшивкой при толщине панели 50...80 мм	0,165...0,183	1,1	0,182...0,201
Трехслойные с алюминиевыми облицовками при толщине панели 46,6...91,6 мм	0,079...0,100	1,1	0,087...0,110
Стальные полистовой сборки:			
размером 6x3 м при нормативной ветровой нагрузке 0,7...1,1 кН/м ²	0,256...0,281	1,1	0,284...0,309
размером 6x2,4 м при нормативной ветровой нагрузке 0,9...1,4 кН/м ²	0,275...0,306	1,1	0,303...0,337

Продолжение табл. П4.2

Элементы конструкций	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Стеновые ригели с нагрузкой 0,7...1,7 Н/м:			
рядовые	0,022...0,052	1,05	0,023...0,055
опорные	0,042...0,068	1,05	0,044...0,071
стыковые	0,053...0,078	1,05	0,056...0,082
Окна из спаренных труб с остеклением (одинарное /двойное):			
с глухими переплетами размером, м:			
6x1,2	0,183/0,278	1,1	0,201/0,306
6x1,8	0,167/0,261	1,1	0,184/0,287
6x2,4	0,174/0,269	1,1	0,191/0,295
Переплеты с фрамугами размером, м:			
6x1,2	0,229/0,326	1,1	0,252/0,359
6x1,8	0,206/0,299	1,1	0,227/0,329
6x2,4	0,196/0,292	1,1	0,216/0,321
<i>Ограждающие элементы кровли</i>			
Гравийная защита толщиной 15...20 мм	0,3...0,4	1,3	0,390...0,520
Заделочный слой из битумной мастики с втопленным гравием толщиной 10 мм	0,21	1,3	0,273
Гидроизоляционный ковер из 3...4 слоев рубероида	0,15...0,20	1,3	0,195...0,260
Асфальтовая или цементная стяжка толщиной 20 мм	0,36...0,4	1,3	0,468...0,520
Утеплитель* (пенобетон $\gamma = 6$ кН/м ³ , минераловатные плиты $\gamma = 1...3$ кН/м ³ , пенопласт $\gamma = 0,5$ кН/м ³)	γ_t	1,2...1,3	—
Пароизоляция из одного слоя рубероида или фольгоизола	0,05	1,2	0,06
<i>Несущие элементы кровли</i>			
Стальной профилированный настил толщиной 0,6...1 мм	0,09...0,15	1,05	0,095
Асбестоцементные волнистые листы	0,2	1,1	0,220
Каркасы стальных панелей размерами, м:			
3x6	0,10...0,15	1,05	0,105...0,158
3x12	0,15...0,25	1,05	0,158...0,263
Железобетонные плиты из тяжелого бетона марок:			
ПГ-AIV (5980x2980x300)	1,472	1,1	1,619
ПГ-АШв (5970x1490x300)	1,667	1,1	1,834
ПГ-AIV (11960x2980x455)	2,056	1,1	2,262
<i>Несущие конструкции покрытий**</i>			
Стропильные фермы	0,2...0,4	1,05	0,21...0,42
Подстропильные фермы	0,05...0,15	1,05	0,053...0,159

Продолжение табл. П4.2

Элементы конструкций	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Прогоны:			
прокатные профили пролетом 6 м	0,06...0,08	1,05	0,063...0,084
решетчатые профили пролетом 12 м	0,15...0,25	1,05	0,158...0,263
Каркас фонаря	0,08...0,12	1,05	0,084...0,126
Связи по покрытию	0,04...0,10	1,05	0,042...0,105

* Требуемую толщину утеплителя определяют теплотехническим расчетом.

** Меньшие значения принимают при пролетах зданий 18..24 м для снеговых районов I..III; большие — при пролетах 24 м для снеговых районов IV..VI или при пролетах 30..36.

Таблица П4.3. Нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли (СНиП 2.01.07-85*)

Снеговой район	Вес снегового покрова S_o , кН/м ²	Города
I	0,5	Астрахань, Ашхабад, Баку, Благовещенск, Кишинев, Краснодар, Махачкала, Ростов-на-Дону, Ставрополь, Ташкент, Чита, Элиста
II	0,7	Алма-Ата, Белгород, Верхоянск, Владивосток, Волгоград, Душанбе, Иркутск, Киев, Кызыл, Минск, Омск, Павлодар, Саратов, Тбилиси, Хабаровск, Харьков
III	1,0	Абакан, Акмола, Барнаул, Брянск, Владимир, Воронеж, Грозный, Диксон, Екатеринбург, Иваново, Калуга, Курган, Курск, Липецк, Магнитогорск, Москва, Новгород, Орел, Оренбург, Пенза, Псков, Рязань, Санкт-Петербург, Саратов, Смоленск, Тамбов, Тверь, Тула, Тюмень, Улан-Удэ, Челябинск, Якутск
IV	1,5	Архангельск, Вологда, Воркута, Йошкар-Ола, Казань, Киров, Кемерово, Комсомольск-на-Амуре, Кострома, Красноярск, Магадан, Мурманск, Нижний Новгород, Нижний Тагил, Новокузнецк, Новосибирск, Охотск, Петропавловск, Салехард, Самара, Сыктывкар, Томск, Ульяновск, Чебоксары, Южно-Сахалинск
V	2,0	Енисейск, Игарка, Мончегорск, Норильск, Пермь
VI	2,5	Петропавловск-Камчатский

Таблица П4.4. Нормативное значение ветрового давления (СНиП 2.01.07-85)

Ветровые районы	Ветровое давление w_o , кН/м ²	Города
I	0,23	Брянск, Верхоянск, Владимир, Вологда, Иваново, Йошкар-Ола, Калуга, Киров, Минск, Мирный, Москва, Рязань, Смоленск, Сыктывкар, Тверь, Тула, Ижевск, Ярославль

Ветровые районы	Ветровое давление w_{∞} кН/м ²	Города
II	0,30	Архангельск, Белгород, Воронеж, Екатеринбург, Казань, Киев, Кишинев, Курган, Курск, Липецк, Мончегорск, Омск, Орел, Пенза, Пермь, Петропавловск, Саранск, Санкт-Петербург, Тамбов, Ульяновск, Уфа, Чебоксары, Челябинск, Якутск
III	0,38	Акмола, Астрахань, Барнаул, Благовещенск, Волгоград, Ереван, Иркутск, Кемерово, Комсомольск-на-Амуре, Красноярск, Новгород, Новосибирск, Оренбург, Ростов-на-Дону, Самара, Ташкент, Улан-Удэ, Хабаровск, Элиста
IV	0,48	Владивосток, Мурманск, Краснодар
V	0,60	Баку, Грозный, Магадан, Махачкала, Орджоникидзе, Ставрополь, Тбилиси
VI	0,73	Южно-Сахалинск
VII	0,85	Анадырь, Петропавловск-Камчатский

Таблица П4.5. Аэродинамические коэффициенты

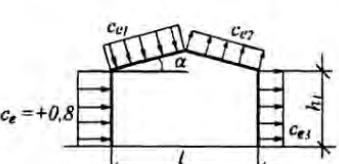
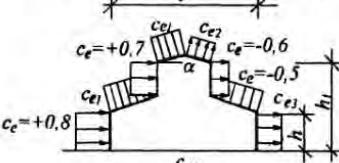
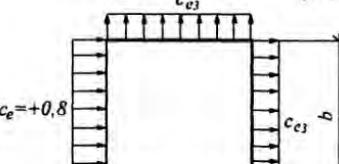
Схемы зданий и ветровых нагрузок	c_{el}	α	Значения C_{el} при h_f/l				
			0	0,5	1	>2	
	c_{el1}	α	0	0	-0,6	-0,7	-0,8
			20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8
			40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4
			60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8
	c_{el2}	α	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8
	c_{e3}	$b/l \leq 1$	90	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6
		$b/l \geq 2$	90	-0,5	-0,5	-0,6	-0,6

Таблица П4.6. Значения k_{ed}

Высота H' , м	k_{ed} для типов местности			Высота H' , м	k_{ed} для типов местности		
	A	B	C		A	B	C
0÷5	0,750	0,500	0,400	23	1,117	0,750	0,489
6	0,758	0,505	0,400	24	1,131	0,762	0,497
7	0,776	0,516	0,400	25	1,145	0,773	0,506
8	0,799	0,530	0,400	26	1,158	0,784	0,514
9	0,826	0,545	0,400	27	1,171	0,795	0,523
10	0,854	0,563	0,400	28	1,183	0,805	0,531
11	0,882	0,579	0,401	29	1,195	0,815	0,540
12	0,907	0,596	0,405	30	1,206	0,825	0,548
13	0,930	0,611	0,410	31	1,217	0,835	0,557
14	0,951	0,626	0,416	32	1,228	0,845	0,565
15	0,972	0,641	0,422	33	1,239	0,855	0,573
16	0,992	0,655	0,430	34	1,249	0,864	0,582
17	1,012	0,669	0,437	35	1,259	0,874	0,590
18	1,031	0,684	0,445	36	1,269	0,883	0,599
19	1,049	0,698	0,454	37	1,279	0,892	0,607
20	1,068	0,711	0,463	38	1,289	0,901	0,616
21	1,085	0,725	0,471	39	1,299	0,910	0,624
22	1,102	0,736	0,480	40	1,309	0,920	0,632

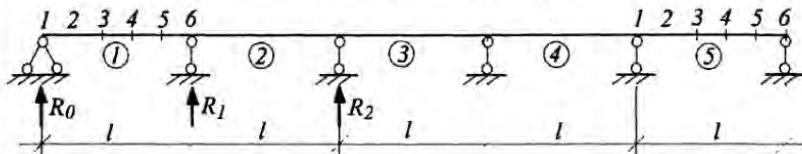
* H — расстояние от уровня земли до ригеля рамы в расчетной схеме.

Таблица П4.6а. Значения k

Высота H , м	k для типов местности			Высота H , м	k для типов местности		
	A	B	C		A	B	C
≤5	0,75	0,50	0,40	40	1,50	1,10	0,80
10	1,0	0,65	0,40	42	1,52	1,12	0,82
12	1,05	0,69	0,43	44	1,54	1,14	0,84
14	1,10	0,73	0,46	46	1,56	1,16	0,86
16	1,15	0,77	0,49	48	1,58	1,18	0,88
18	1,20	0,81	0,52	50	1,60	1,20	0,90
20	1,25	0,85	0,55	60	1,70	1,30	1,00
22	1,28	0,87	0,58	80	1,85	1,45	1,15
24	1,30	0,90	0,60	100	2,00	1,60	1,25
26	1,32	0,93	0,62	150	2,25	1,90	1,55
28	1,35	0,95	0,65	200	2,45	2,10	1,80
30	1,37	0,97	0,67	250	2,65	2,30	2,00
32	1,40	1,00	0,70	300	2,75	2,50	2,20
34	1,42	1,02	0,72	350	2,75	2,75	2,35
36	1,45	1,05	0,75	≥480	2,75	2,75	2,75
38	1,47	1,08	0,78	—	—	—	—

Приложение 5

Таблица П5.1. Ординаты линий влияния реакций для неразрезной пятипролетной балки



N°	точек	R ₀	R ₁	R ₂	N°	точек	R ₀	R ₁	R ₂
1.1		1,0000	0	0	3.4		0,0168	-0,1007	0,4664
1.2		0,7485	0,3168	-0,0626	3.5		0,0083	-0,0498	0,2059
1.3		0,5099	0,6043	-0,1453	3.6 (4.1)		0	0	0
1.4		0,2570	0,8335	-0,1650	4.2		-0,0046	0,0276	-0,1102
1.5		0,1228	0,9750	-0,1239	4.3		-0,0057	0,0343	-0,1372
1.6 (2.1)		0	1,0000	0	4.4		-0,0046	0,0276	-0,1102
2.2		-0,0635	0,8926	0,2145	4.5		-0,0029	0,0138	-0,0551
2.3		-0,0788	0,6886	0,4772	4.6 (5.1)		0	0	0
2.4		-0,0625	0,4390	0,7324	5.2		0,0014	-0,0083	0,0330
2.5		-0,0308	0,1928	0,9252	5.3		0,0018	-0,0111	0,0443
2.6 (3.1)		0	0	1,0000	5.4		0,0016	-0,0097	0,0392
3.2		0,0172	-0,1032	0,9216	5.5		0,0009	-0,0058	0,0221
3.3		0,0211	-0,1268	0,7232	5.6		0	0	0

* Первая цифра в нумерации точек соответствует номеру пролета.

Таблица П5.2. Выражения опорных реакций колонн ступенчато-переменной жесткости от единичных перемещений (линейных или угловых)

$r_b = 3EI_1 / l^3 C$ 	$m_b = 6B(EI_1 / l^2) / (4AC - 3B^2)$ $r_b = 12A(EI_1 / l^3) / (4AC - 3B^2)$
$m_b = 4C(FI_1 / l) / (4AC - 3B^2)$ $r_b = -6B(EI_1 / l^2) / (4AC - 3B^2)$ 	$m_b = 4C(EI_1 / l^3) / (4AC - 3B^2)$ $r_b = -6B(EI_1 / l^2) / (4AC - 3B^2)$

$\mu = I_1/I_2 - 1$; $A = 1 + \alpha\mu$; $B = 1 + \alpha^2\mu$; $C = 1 + \alpha^3\mu$. При $\mu = 0$, $A=B=C=1$ формулы справедливы для элементов постоянной жесткости.

Таблица П5.3. Выражения опорных реакций R_b колонн ступенчато-переменной жесткости от внешней нагрузки

Схема нагрузки		
	$\lambda < \alpha$	$R_b = -(3M / 2IC)[(1 - \lambda^2) + \mu(\alpha^2 - \lambda^2)]$
	$\lambda = \alpha$	$R_b = -(3M / 2IC)(1 - \lambda^2)$
	$\lambda > \alpha$	$R_b = -(3M / 2IC)(1 - \lambda^2)$
	$\lambda < \alpha$	$R_b = -(F / 2C)[(1 - \lambda^2)(2 + \lambda) + \mu(\alpha - \lambda)^2(2\alpha + \lambda)]$
	$\lambda = \alpha$	$R_b = -(F / 2C)(1 - \lambda^2)(2 + \lambda)$
	$\lambda > \alpha$	$R_b = -(F / 2C)(1 - \lambda^2)(2 + \lambda)$
		$R_b = -(3D / 8C)ql$

$\mu = I_1/I_2 - 1$; $A = 1 + \alpha\mu$; $B = 1 + \alpha^2\mu$; $C = 1 + \alpha^3\mu$; $D = 1 + \alpha^4\mu$. При $\mu = 0$, $A = B = C = D = 1$ формулы справедливы для элементов постоянной жесткости.

Таблица П5.4. Выражения опорных реакций R_b , M_b колонн ступенчато-переменной жесткости от внешней нагрузки

Схема нагрузки		
	$\lambda < \alpha$	$M_b = \{(1-\lambda)[3B(1+\lambda)-4C] + \mu(\alpha-\lambda)[3B(\alpha+\lambda)-4C]\}M / (4AC - 3B^2)$ $R_b = \{6(1-\lambda)[B-A(1+\lambda)] + 6\mu(\alpha-\lambda)[B-A(\alpha+\lambda)]\}(M/l) / (4AC - 3B^2)$
	$\lambda = \alpha$	$M_b = \{(1-\alpha)[3B(1+\alpha)-4C]\}M / (4AC - 3B^2)$ $R_b = \{6(1-\alpha)[B-A(1+\alpha)]\}(M/l) / (4AC - 3B^2)$
	$\lambda > \alpha$	$M_b = \{(1-\lambda)[3B(1+\lambda)-4C]\}M / (4AC - 3B^2)$ $R_b = \{6(1-\lambda)[B-A(1+\lambda)]\}(M/l) / (4AC - 3B^2)$
	$\lambda < \alpha$	$M_b = \{(1-\lambda)^2[(2+\lambda)B-2C] + \mu(\alpha-\lambda)^2[(2\alpha+\lambda)B-2C]\}Fl / (4AC - 3B^2)$ $R_b = \{(1-\lambda)^2[3B-2A(2+\lambda)] + \mu(\alpha-\lambda)^2[3B-2A(2\alpha+\lambda)]\}F / (4AC - 3B^2)$
	$\lambda = \alpha$	$M_b = \{(1-\lambda)^2[(2+\lambda)B-2C]\}Fl / (4AC - 3B^2)$ $R_b = \{(1-\lambda)^2[3B-2A(2+\lambda)]\}F / (4AC - 3B^2)$
	$\lambda > \alpha$	$M_b = \{(1-\lambda)^2[(2+\lambda)B-2C]\}Fl / (4AC - 3B^2)$ $R_b = \{(1-\lambda)^2[3B-2A(2+\lambda)]\}F / (4AC - 3B^2)$
		$M_b = (9BD - 8C^2)ql^2 / 12(4AC - 3B^2)$ $R_b = (2BC - 3AD)ql / 2(4AC - 3B^2)$

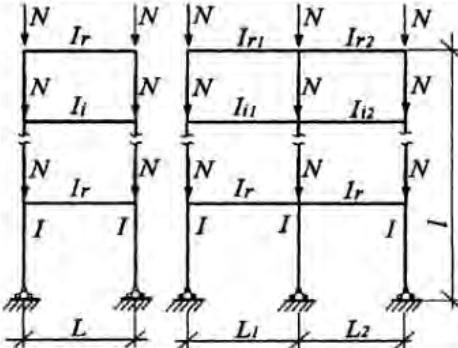
$\mu = I_1/I_2 - 1$; $A = 1 + \alpha\mu$; $B = 1 + \alpha^2\mu$; $C = 1 + \alpha^3\mu$; $D = 1 + \alpha^4\mu$. При $\mu = 0$, $A = B = C = D = 1$ формулы справедливы для элементов постоянной жесткости.

Приложение 6

Таблица П6.1. Коэффициенты для колонн постоянного сечения свободных рам

Расчетная схема свободной рамы	Формула	Коэффициенты n и p для рам	
		однопролетных	многопролетных ($k > 2$)
	$\mu = 2\sqrt{1 + \frac{0,38}{n}}$		
		$n = \frac{J_r l}{JL}$	$n = \frac{k(n_1 + n_2)}{k + 1}$
	$\mu = \sqrt{\frac{n + 0,56}{n + 0,14}}$		

Продолжение табл. П6.1

Расчетная схема свободной рамы	Формула	Коэффициенты n и p для рам	
		однопролетных	многопролетных ($k>2$)
	<p>Многоэтажные здания при $n \leq 0,2$</p> $\mu = \frac{(p + 0,68)\sqrt{n + 0,22}}{\sqrt{0,68p(p + 0,9)(n + 0,08) + 0,1n}}$ <p>при $n > 0,2$</p> $\mu = \frac{(p + 0,63)\sqrt{n + 0,28}}{\sqrt{pn(p + 0,9) + 0,1n}}$	<p>Верхний этаж</p> $n = J_r l / JL$ $p = J_r l / 2JL$ <p>Средний этаж</p> $n = J_r l / 2JL$ $p = J_r l / 2JL$ <p>Нижний этаж</p> $n = I_r l / 2JL$ $p = J_r l / 2JL$	$n = 2k(n_1 + n_2) / (k + 1)$ $p = k(p_1 + p_2) / (k + 1)$ $n = k(n_1 + n_2) / (k + 1)$ $p = k(p_1 + p_2) / (k + 1)$ $n = k(n_1 + n_2) / (k + 1)$ $p = 2k(p_1 + p_2) / (k + 1)$

Обозначения, принятые в таблице:

$$n_1 = \frac{J_{r1}l}{L_r J}; \quad n_2 = \frac{J_{r2}l}{L_2 J}; \quad p_1 = \frac{J_1 l}{L_r J}; \quad p_2 = \frac{J_2 l}{L_2 J}.$$

При мечані. При неравномерном нагружении верхних узлов и наличии жесткого диска покрытия или продольных связей по верху всех колонн коэффициент расчетной длины наиболее нагруженной колонны в плоскости рамы следует определять по формуле, но принимать не менее 0,7

$$\mu_q = \mu \sqrt{I \sum N_i / (N \sum I_i)},$$

где μ принимается по таблице; I и N — соответственно момент инерции сечения и усилие в наиболее нагруженной колонне; $\sum I_i$, $\sum N_i$ — соответственно суммы моментов инерции сечений и расчетных усилий всех колонн рассматриваемой рамы и четырех соседних рам (по две с каждой стороны); все усилия N_i находят при той же комбинации нагрузок, которая вызывает усилие в рассматриваемой колонне.

Таблица П.6.2. Коэффициенты μ_1 для колонн с верхним свободным концом

Расчетная схема	α_1	Коэффициенты μ_1 при n , равном																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0
	0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,9	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	
	0,2	2,0	2,01	2,02	2,03	2,04	2,05	2,06	2,06	2,07	2,08	2,09	2,10	2,12	2,14	2,15	2,17	2,21	2,40	2,76	2,38
	0,4	2,0	2,04	2,08	2,11	2,13	2,18	2,21	2,25	2,28	2,32	2,35	2,42	2,48	2,54	2,60	2,66	2,80	—	—	—
	0,6	0	2,11	2,20	2,28	2,36	2,44	2,52	2,59	2,66	2,73	2,80	2,93	3,05	3,17	3,28	3,39	—	—	—	—
	0,8	2,0	2,25	2,42	2,56	2,70	2,83	2,96	3,07	3,17	3,27	3,36	3,55	3,74	—	—	—	—	—	—	—
	1,0	2,0	2,50	2,73	2,94	3,13	3,29	3,44	3,59	3,74	3,87	4,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	1,5	3,0	3,43	3,77	4,07	4,35	4,61	4,86	5,05	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	2,0	4,0	4,44	4,90	5,29	5,67	6,03	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	2,5	5,0	5,55	6,08	6,56	7,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3,0	6,0	6,65	7,25	7,82	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Таблица П.6.3. Коэффициенты μ_1 для колонн с верхним концом, закрепленным только от поворота

Расчетная схема	α_1	Коэффициенты μ_1 при n , равном																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0
	0	2,0	1,92	1,86	1,80	1,76	1,70	1,67	1,64	1,60	1,57	1,55	1,50	1,46	1,43	1,40	1,37	1,32	1,18	1,10	1,05
	0,2	2,0	1,93	1,87	1,82	1,76	1,71	1,68	1,64	1,62	1,59	1,56	1,52	1,48	1,45	1,41	1,39	1,33	1,20	1,11	—
	0,4	2,0	1,94	1,88	1,83	1,77	1,75	1,72	1,69	1,66	1,62	1,61	1,57	1,53	1,50	1,48	1,45	1,40	—	—	—
	0,6	2,0	1,95	1,91	1,86	1,83	1,79	1,77	1,76	1,72	1,71	1,69	1,66	1,63	1,61	1,59	—	—	—	—	—
	0,8	2,0	1,97	1,94	1,92	1,90	1,88	1,87	1,86	1,85	1,83	1,82	1,80	1,79	—	—	—	—	—	—	—
	1,0	2,0	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	—	—	—	—	—	—	—
	1,5	2,0	2,12	2,25	2,33	2,38	2,43	2,48	2,52	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	2,0	2,0	2,45	2,66	2,81	2,91	3,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	2,5	2,5	2,94	3,17	3,34	3,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3,0	3,0	3,43	3,70	3,93	4,12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

При мечани е к табл. П.6.2 и П.6.3. Коэффициенты расчетной длины μ_1 для нижнего участка одноступенчатой колонны следует принимать в зависимости от отношения $n = I_2 l_1 / I_1 l_2$ и величины $\alpha_1 = l_2 / l_1 \sqrt{I_1 / I_2} \beta$, где $\beta = (F_1 + F_2) / F_2$; при верхнем конце, свободном от закреплений, — по табл. П.6.2; при верхнем конце, закрепленном от поворота, и при возможности его свободного смещения — по табл. П.6.3. Коэффициенты расчетной длины μ_2 для верхнего участка колонны во всех случаях следует определять по формуле $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 \leq 3$.

Таблица П6.4. Расчетные длины элементов структурных плит и оболочек

Элементы структурных плит и оболочек	l_g
1. Кроме указанных в пп. 2 и 3	1
2. Неразрезанные (не прерывающиеся в узлах) пояса и прикрепляемые в узлах сваркой впритык к шаровым или цилиндрическим узловым элементам	0,851
3. Из одиночных уголков, прикрепляемых в узлах одной полкой: сварными швами или болтами (не менее двух), расположеннымными вдоль элемента, при l/i_{min}	
до 90	1
св. 90 до 120	0,91
св. 120 до 150 (только для элементов решетки)	0,751
св. 150 до 200 (только для элементов решетки)	0,701
одним болтом при l/i_{min}	
до 90	1
св. 90 до 120	0,951
св. 120 до 150 (только для элементов решетки)	0,851
св. 150 до 200 (только для элементов решетки)	0,81

l — геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов структуры)

Приложение 7

Таблица П7.1. Геометрические характеристики стальных профилированных листов по ГОСТ 24045-80, ГОСТ 24045-94

Марки настила	На 1 м ширины настила			
	при сжатых узких полках		при сжатых широких полках	
	I_x , см ⁴	W_x , см ³	I_x , см ⁴	W_x , см ³
HC35-1000-0,6	14,9	8,6	15,4	9,3
HC35-1000-0,7	17,4	9,9	17,9	10,7
HC35-1000-0,8	19,9	11,4	20,3	12,2
HC44-1000-0,7	32,9	13,4	32,9	13,0
HC44-1000-0,8	37,7	15,4	37,7	15,1
H57-750-0,7	53,8	14,8	53,8	16,4
H57-750-0,8	61,2	17,9	61,2	18,9
H60-845-0,7	62,1	14,6	59,1	16,5
H60-845-0,8	70,6	17,7	69,9	19,0
H75-750-0,8	114,9	25,8	114,9	28,5
H75-750-0,9	129,6	30,2	129,6	31,6
H114-750-0,9	345,2	57,4	345,2	57,4
H114-600-0,9	361,0	60,0	361,0	59,6
H114-600-1,0	405,4	67,6	405,4	67,6
H60-782-1,0*	90,0	23,5	69,6	19,3
H60-845-1,0*	82,7	22,4	82,7	22,3
H79-680-1,0*	156,2	30,7	127,5	26,9
H80-674-1,0*	179,9	39,7	159,0	34,1
C44-1000-0,7	25,4	9,3	20,7	8,3
C21-1000-0,6	5,5	4,8	5,5	4,5
C21-1000-0,7	6,3	6,1	6,3	5,7
C18-1000-0,6	3,1	—	—	—
C18-1000-0,7	3,6	—	—	—
C15-1000-0,6	2,8	—	—	—
C15-1000-0,7	3,06	—	—	—
C10-1000-0,6	0,8	—	—	—
C10-1000-0,7	1,0	—	—	—
C10-800-0,6	0,8	—	—	—
C10-800-0,7	1,0	—	—	—

«*» — профили по ГОСТ 24045-80.

Продолжение прилож. 7

Таблица П7.2. Типы профилированных стальных листов для стенового ограждения (по ГОСТ 24045-94)

Марка листа	Эскиз	B_1	n	Масса 1м ² , кг
C10-899-0,6		899	9	5,7
C10-899-0,7		899	9	6,6
C10-1000-0,6		1000	10	5,6
C10-1000-0,7		1000	10	6,5
C15-1000-0,6		1000	10	6,0
C15-1000-0,7		1000	10	6,9
C18-1000-0,6		1000	10	6,4
C18-1000-0,7		1000	10	7,4
C21-1000-0,6		1000	5	6,4
C21-1000-0,7		1000	5	7,4
C44-1000-0,7		1000	5	7,4
HC35-1000-0,6		1000	5	6,4
HC35-1000-0,7		1000	5	7,4
HC35-1000-0,8		1000	5	8,4

Таблица П7.3. Типы профилированных листов из алюминиевых сплавов

Марка листа	Эскиз	B_1	Масса 1м ² , кг
A6 - 1000 - 0,8		1000	2,2
A6 - 1000 - 1,0		1000	2,8
от A14 - 900 - 0,8(1,0) до A14 - 1600 - 0,8(1,0)		от 900 до 600	от 2,9 до 3,6
A35 - 1000 - 0,8		1000	2,5
A35 - 1000 - 1,0		1000	3,5
A50 - 1000 - 0,8		1000	2,8
A50 - 1000 - 1,0		1000	3,6

Таблица П7.4. Предельная равномерно распределенная нагрузка для различных марок и расчетных схем профилированных листов по ГОСТ 24045-94

Тип профлиста	Пролет, м	Нагрузка, кН/м ² , при расчетной схеме			
		однопролетной	двухпролетной	трехпролетной	четырехпролетной
HC40-800-0,7	3	—	2,49	2,1 ^д	2,27 ^д
HC44-1000-0,7	3	—	2,48 ^у	2,85 ^у	2,73 ^у
H57-750-0,7	3	2,9 ^д	2,62 ^у	3,10 ^у	2,96 ^у
H57-750-0,8	3	3,37 ^д	3,66	4,27 ^у	4,10 ^у
H60-845-0,7	3	3,24 ^д	2,30 ^у	2,70 ^у	2,58 ^у
H60-845-0,8	3	3,88	3,25 ^у	3,78 ^у	3,60 ^у
H75-750-0,8	3	5,82	5,27	6,59	6,16
	4	2,48 ^д	2,97	3,71	—
H75-750-0,9	3	6,46	6,17	7,71	7,21
	4	2,94 ^д	3,47	4,34	—
H114-750-0,9	4	6,60	6,59	8,25	—
	6	2,18	2,93	—	—
H114-750-1,0	4	7,33	7,33	9,17	—
	6	2,44 ^д	3,26	—	—
H114-600-0,9	4	6,85	6,90	8,62	—
	6	2,28 ^д	3,06	—	—
H114-600-1,0	4	7,77	7,77	9,72	—
	6	2,58	3,45	—	—
H60-845-0,8*	3	3,29	3,05	3,59 ^у	3,40 ^у
H60-782-1,0*	3	3,60	4,39	5,48	5,12
H79-680-1,0*	3	5,02	5,73	7,16	6,70
H80-674-1,0*	3	6,37	7,42	8,9 ^у	8,48 ^у

Обозначения, принятые в таблице: у — несущая способность по условию устойчивости стенки гофра на опоре; д — то же, по условию деформативности; * — профили по ГОСТ 24045-80; прочерк означает, что данный настил при указанной расчетной схеме не применяется.

Приложение 8

Таблица П8.1. Канаты стальные для висячих покрытий

Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм^2	Расчетная масса 1000 м каната, кг	Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм^2	Расчетная масса 1000 м каната, кг
Канаты одинарной свивки типа ТК конструкции 1х37 (1+6+12+18) по ГОСТ 3064-80					
$k_p = (0,81 \dots 0,85)$					
12/1,7*	84,26	719	20/2,8*	228,74	1956
12,5/1,8	94,44	806	21/3	262,51	2240
14/2	116,89	993,6	22,5/3,2	298,52	2550
15,5/2,2	141,37	1200	24/3,4	337,03	2875
17/2,4	168,17	1425	27/3,8	420,84	3590
18,5/2,6	197,29	1685			
Канаты двойной свивки типа ЛК-РО конструкции 6х36 (1+7+7/7+14)+7х7 (1+6) по ГОСТ 7669-80					
$k_p = (0,75 \dots 0,80)$					
28	373,25	3495	45,5	991,84	9045
30	422,76	3890	49	1163,04	10600
32,5	487,48	4445	52	1304,05	11850
35,5	580,11	5290	57	1520,73	13900
36,5	646,37	5895	61,5	1782,25	16250
39	716,29	6530	64	1880,27	17148
41	796,83	7265	68	2058,71	18775
42	843,90	7965	72	2316,38	21125
Канаты двойной свивки типа ЛК-Р конструкции 6х19 (1+6+6/6) +7х7 (1+6) по ГОСТ 14954-80					
$k_p = (0,81 \dots 0,85)$					
8	29,68	272,5	23	247,17	2265
8,8	35,7	327,5	25	279,27	2560
9,7	42,3	388	27	337,27	3090
11	53,58	491,5	29,5	404,55	3705
12	61,92	568	31	449,85	4125
12,5	70,91	650,5	33	497,7	4565
14	86,36	792	36	589,81	5410
15	100,48	921,5	38,5	674,88	6190
16,5	121,24	1115	41	768,45	7050
18	143,99	1320	46,5	988,71	9065
19	165,68	1520	49,5	1117,11	10250
20,5	192,11	1765	55	1379,27	12650
22	217,06	1990			

Продолжение табл. П8.1

Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм^2	Расчетная масса 1000 м каната, кг	Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм^2	Расчетная масса 1000 м каната, кг
Канаты закрытые несущие по ГОСТ 7676-73					
$k_p = 1$					
50	1713,8	14695,1	60	2408,69	20636,0
52	1846,16	15828,3	65	2763,97	23673,1
54	1988,1	17043,7	70	3231,84	27671,2
55	2016,33	17280,6			

П р и м е ч а н и я. 1. Канаты типа ТК с точечным касанием проволок. 2. Канаты типа ЛК с линейным касанием проволок. 3. Индексы О, Р означают соответственно, что проволоки в слоях каната одинакового или разного шага. 4. Цифровое обозначение, например 1x37 (1+6+12+18), раскрывает количество проволок в канате и формулу размещения проволок. 5. Для канатов ТК, ТЛК-РО, ЛК-Р временное сопротивление проволок каната разрыву составляет: $R_{n,n} = 117,6; 137,2; 156,8; 166,6; 176,4; 186,2; 196 \text{ кН/см}^2$. Для закрытых канатов $R_{n,n} = 107,8; 117,6; 127,4 \text{ кН/см}^2$. 6. Коэффициент k_p учитывает понижение разрывного усилия каната по отношению к суммарному разрывному усилию проволок.

Таблица П8.2. Арматурная сталь периодического профиля по ГОСТ 5781-75 для висячих покрытий

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, см^2	Масса 100 м, кг	Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, см^2	Масса 100 м, кг
16	2,011	157,8	28	6,158	483,4
18	2,545	199,8	32	8,042	631,3
20	3,142	246,6	36	10,18	799
22	3,801	298,4	40	12,56	987
25	4,909	385,3			

Таблица П8.3. Невитые канаты из проволок диаметром 5 мм

Марка невитого каната	Количество проволок в канате, шт.	Диаметр каната по диагонали, мм	Расчетная площадь сечения, см^2	Нормативное суммарное разрывное усилие, кН	Агрегатное разрывное усилие, т	Масса 1м, кг
МП 19-5	19	25	3,75	667	644	3,02
МП 37-5	37	35	7,25	1260	1223	5,84
МП 61-6	61	45	11,95	2032	1998	9,85
МП 91-5	91	55	17,84	3034	2977	14,3
МП 127-5	127	65	24,89	4202	4159	20,35
МП 169-5	169	75	32,34	5498	5311	26,5
МП 217-5	217	85	42,58	7211	6931	34,67

П р и м е ч а н и е. Условный предел текучести проволок 139...143 кН/см².

Таблица П8.4 Модули упругости канатов

Конструкция каната	Модуль упругости канатов, $E \times 10^3$ кН/см ²	
	предварительно вытянутых	подвергнутых тех- нологическим воз- действиям
Невитые	2	2
Семипроволочные	1,8	1,8
Сpirальные диаметром:		
до 55 мм	1,5...1,7	1,4...1,5
более 55 мм	1,5...1,6	1,4
Сpirальные с увеличенными (до 11...12) крат- ностями свивки диаметром:		
до 55 мм	1,7	1,6
более 55 мм	1,6	1,5
Многопрядные	1,3...1,5	1,2
Многопрядные с увеличенными кратностями свивки (прядей 14...15, каната 10...12)	1,6	1,4

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Основные буквенные обозначения величин	6
ГЛАВА 1	
ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ЗДАНИЙ	
1.1. Каркас и ограждающие конструкции здания	9
1.1.1. Элементы каркаса (9), 1.1.2. Деформационные швы (12), 1.1.3. Сетка колонн (14), 1.1.4. Связи между колоннами (18), 1.1.5. Ограждающие конструкции (19)	
1.2. Конструкции покрытий	23
1.2.1. Налисти покрытий (24), 1.2.2. Прогоны (29), 1.2.3. Связи (31), 1.2.4. Фонари (33)	
1.3. Конструкции каркасных стен и витражи	39
1.3.1. Металлические стены (39), 1.3.2. Асбестоцементные панели (42), 1.3.3. Каркас стен (43)	
1.4. Системы поперечных рам	46
1.4.1. Рамы с решетчатым ригелем (46), 1.4.2. Сплошностенчатые рамы (49), 1.4.3. Компоновка многопролетных и многоэтажных зданий (51)	
1.5. Защита стальных конструкций зданий от коррозии	55
1.5.1. Классификация агрессивных сред (55), 1.5.2. Конструктивные требования (56), 1.5.3. Защитные покрытия (58)	
1.6. Огнестойкость стальных конструкций	62
ГЛАВА 2	
ОДНОЭТАЖНЫЕ ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ С РЕШЕТЧАТЫМИ РИГЕЛЯМИ	
2.1. Конструктивные и компоновочные схемы	66
2.1.1. Схемы каркаса здания (67), 2.1.2. Выбор генеральных размеров здания (68), 2.1.3. Компоновка поперечных рам (70), 2.1.4. Компоновка конструкций покрытия (78)	
2.2. Определение расчетных усилий в элементах каркаса	81
2.2.1. Переход от конструктивной схемы рамы к расчетной (81), 2.2.2. Определение расчетных нагрузок (82), 2.2.3. Статический расчет рамы (92), 2.2.4. Определение расчетных сочетаний усилий (96)	
2.3. Система связей	113
2.3.1. Связи покрытия (115), 2.3.2. Связи между колоннами (123)	
2.4. Конструкции покрытий	127
2.4.1. Прогоны (127), 2.4.2. Стропильные и подстропильные фермы (135)	
2.5. Колонны промышленных зданий	147
2.5.1. Расчетные длины колонн (147), 2.5.2. Примеры расчета колонн (149)	
2.6. Подкрановые конструкции	163
2.6.1. Общая характеристика подкрановых конструкций (163), 2.6.2. Нагрузки (166), 2.6.3. Особенности действительной работы подкрановых конструкций (168), 2.6.4. Конструктивные решения подкрановых балок (169), 2.6.5. Расчет подкрановых балок (172), 2.6.6. Опорные узлы подкрановых балок (181), 2.6.7. Крановые рельсы и их крепление к подкрановым балкам (184), 2.6.8. Особенности проектирования балок путей подвесных кранов (191)	

ГЛАВА 3	
ОБЛЕГЧЕННЫЕ РАМНЫЕ КОНСТРУКЦИИ	196
3.1. Технические решения	196
3.2. Типы рамных конструкций	199
3.2.1. Рамы из перфорированных двутавров (199), 3.2.2. Рамы с элементами переменной жесткости из прокатных двутавров (201), 3.2.3. Рамы с ригелем постоянного сечения с гибкой стенкой (208), 3.2.4. Каркасы рамно-балочного типа (209), 3.2.5. Облегченные рамы малых пролетов (210), 3.2.6. Каркасы зданий с применением решетчатых рам (212), 3.2.7. Особенности конструирования и расчета узловых соединений рам (213)	
ГЛАВА 4	
КОНСТРУКЦИИ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ	217
4.1. Области применения	217
4.2. Объемно-планировочные и конструктивные решения многоэтажных зданий	219
4.3. Основные положения проектирования стальных конструкций многоэтажных зданий	227
4.4. Нагрузки и воздействия на каркасы многоэтажных зданий	229
4.5. Особенности расчета конструкций	238
4.6. Конструкции элементов каркаса	242
ГЛАВА 5	
АРОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ	251
5.1. Общие сведения	251
5.2. Особенности конструирования арок и опор	254
5.3. Компоновка арочных покрытий	258
5.4. Расчет арочных конструкций	260
5.4.1. Нагрузки и воздействия (260), 5.4.2. Расчет на прочность и устойчивость (262), 5.4.3. Расчет опорных частей (268)	
ГЛАВА 6	
КУПОЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ	272
6.1. Общие сведения	272
6.2. Принципы формообразования куполов	275
6.3. Узловые соединения элементов куполов	279
6.4. Расчет куполов	284
6.4.1. Ребристые купола (284), 6.4.2. Купола ребристо-кольцевые и ребристо-кольцевые со связями (289), 6.4.3. Сетчатые купола (290)	
ГЛАВА 7	
ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ СТЕРЖНЕВЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПЛОСКИХ ПОКРЫТИЙ	305
7.1. Принципы построения систем регулярной структуры. Достоинства и недостатки структур	305
7.2. Конструкции структурных плит. Кристаллические структуры. Решения узлов	310
7.2.1. Виды кристаллических решеток, применяемые в структурах (310), 7.2.2. Конструкции структур и узлы сопряжений (311), 7.2.3. Системы опор и опорные узлы структурных плит (318), 7.2.4. Устройство кровли по структурным плитам (320)	

7.3. Особенности расчета структурных плит	322
7.3.1. Метод двойного перехода для приближенного расчета структурных плит (322), 7.3.2. Определение усилий в сечениях плиты с помощью справочных таблиц (323), 7.3.3. Особенности автоматизированного расчета структурных плит (327)	
7.4. Последовательность и особенности проектирования структурных плит	328
Примеры приближенного расчета структурных плит	334
ГЛАВА 8	
ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ	337
8.1. Общие положения	337
8.1.1. Конструктивные особенности висячих покрытий (337), 8.1.2. Опорные конструкции покрытий (341), 8.1.3. Материалы (344), 8.1.4. Нагрузки (351), 8.1.5. Основы теории пологой гибкой нити (353)	
8.2. Однопоясные системы висячих покрытий с параллельными нитями	360
8.3. Однопоясные системы с радиальными нитями	368
8.3.1. Типы покрытий и их компоновка (368), 8.3.2. Конструкции и расчет опорных колец (370), 8.3.3. Особенности расчета покрытий (373)	
8.4. Висячие покрытия с нитями конечной изгибной жесткости	377
8.4.1. Общая характеристика и конструктивные особенности (377), 8.4.2. Нити, изгибающиеся под влиянием постоянной нагрузки (378), 8.4.3. Нити, не испытывающие изгиба под влиянием постоянной нагрузки (382)	
8.5. Двухпоясные системы покрытий	383
8.5.1. Общая характеристика и конструктивные особенности (383), 8.5.2. Основы расчета двухпоясных систем (388), 8.5.3. Вантовые предварительно напряженные фермы (396)	
8.6. Перекрестные системы двойкой кривизны	400
8.6.1. Компоновка и работа несущих систем (400), 8.6.2. Особенности расчета перекрестных систем (405)	
8.7. Металлические висячие оболочки-мембранны	407
8.7.1. Общие положения (407), 8.7.2. Цилиндрические мембранны (412), 8.7.3. Прописывающие мембранны (414), 8.7.4. Шатровые мембранны (419), 8.7.5. Гипары (423)	
ГЛАВА 9	
РЕМОНТ И РЕКОНСТРУКЦИЯ СТАЛЬНЫХ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ	426
9.1. Оценка технического состояния конструкций	427
9.1.1. Обследование металлических конструкций (427), 9.1.2. Дефекты и повреждения металлических конструкций (428), 9.1.3. Определение нагрузок (431), 9.1.4. Оценка качества стали эксплуатируемых конструкций. Определение расчетных сопротивлений материала и соединений (432), 9.1.5. Проверочные расчеты конструкций (436), 9.1.6. Результаты оценки технического состояния конструкций (442)	
9.2. Усиление конструкций	443
9.2.1. Особенности расчета элементов и соединений, усиленных под нагрузкой (443), 9.2.2. Усиление балок (449), 9.2.3. Усиление стропильных ферм (452), 9.2.4. Усиление колонн (454), 9.2.5. Примеры расчета элементов и соединений, усиленных под нагрузкой (456)	

ГЛАВА 10	
ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ	465
10.1. Кровельные настилы	465
10.1.1. Виды кровельных настилов (465), 10.1.2. Профилированные листы (467),	
10.1.3. Расчет стальных профилированных листов (468)	
10.2. Бескаркасные панели покрытия	472
10.2.1. Двухслойные бескаркасные панели (монопанели) (472), 10.2.2. Трехслойные бескаркасные панели (типа «Сандвич») (473), 10.2.3. Каркасные панели (474)	
10.3. Стеновое ограждение	477
10.3.1. Конструктивные решения (477), 10.3.2. Фахверк стенового ограждения (477), 10.3.3. Расчет элементов фахверка (480), 10.3.4. Стены неотапливаемых и отапливаемых зданий (481), 10.3.5. Окна, двери, витражи, элементы интерьера (487)	
Основная литература	491
ПРИЛОЖЕНИЯ	492

Учебное издание

Горев Владимир Васильевич, Уваров Борис Юльевич,
 Филиппов Василий Васильевич, Белый Григорий Иванович,
 Валь Владимир Наумович, Енджеевский Лев Васильевич,
 Крылов Иосиф Иосифович, Ольков Яков Иванович,
 Сабуров Валерий Федорович

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

T.2. КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

Редактор *Т. Ф. Мельникова*. Художник *В. Ю. Соколова*
 Художественный редактор *Ю. Э. Иванова*. Технический редактор *Л. А. Овчинникова*.
 Корректор *Г. Н. Петрова*. Компьютерная верстка *В. И. Щербак*.

Лицензия ИД № 06236 от 09.11.01.

Изд. № СТР-167. Сдано в набор 23.09.01. Подписано в печать 22.01.02.

Формат 60×88 1/16. Бум. газетная. Гарнитура «Таймс». Печать офсетная. Объем 32,34 усл. печ. л.,
 32,34 усл. кр.-отт., 34,74 уч.-изд. л. Тираж 6000. Заказ № 101.

ФГУП «Издательство «Высшая школа», 127994, Москва, ГСП-4,
 Неглинная ул., 29/14.

Тел.: (095) 200-04-56

E-mail: info@v-shkola.ru <http://www.v-shkola.ru>

Отдел продаж: (095) 200-07-69, 200-59-39, факс: (095) 200-03-01.
 E-mail: sales@v-shkola.ru

Отдел «Книга-почтой»: (095) 200-33-36, E-mail:
bookpost@v-shkola.ru

Набрано на персональных компьютерах издательства.

Отпечатано в ОАО «Оригинал», 101990, Москва, Центр, Хохловский пер., 7.



9 785060 036954

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ
КОНСТРУКЦИИ
КОНСТРУКЦИИ
ЗАДАНИЙ

2

ВЫСШАЯ ШКОЛА