

624
Ж12

Министерство высшего и среднего специального
образования БССР

**БЕЛОРУССКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ**

Кафедра «Металлические и деревянные конструкции»

А. Н. Жабинский, Н. Л. Нестеренко

**КОМПОЗОВКА НАРКАСА ЗДАНИЯ
С ОПРЕДЕЛЕНИЕМ НАГРУЗОК И РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ
В ЭЛЕМЕНТАХ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ ЦЕХА**

Учебное пособие для студентов специальности
1202 — «Промышленное и гражданское строительство»

Министерство высшего и среднего специального
образования БССР
БЕЛОРУССКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ

Кафедра "Металлические и деревянные конструкции"

А.Н. Жабинский , Н.Л. Нестеренко

КОМПОНОВКА КАРКАСА ЗДАНИЙ
С ОПРЕДЕЛЕНИЕМ НАГРУЗОК И РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ В
ЭЛЕМЕНТАХ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ ЦЕХА

Учебное пособие для студентов специальности
1202 - "Промышленное и гражданское строительство"

М и н с к 1 9 8 7

М 12

Учебное пособие предназначено для студентов специальности 1202 - "Промышленное и гражданское строительство", обучающихся на дневной, вечерней и заочной формах обучения. Оно может быть использовано студентами других строительных специальностей при изучении курса "Строительные конструкции",

Пособие является дополнением к основному курсу "Металлические конструкции". В нем изложены вопросы компоновки каркасов одноэтажных производственных зданий и определение нагрузок на них, рекомендации по составлению расчетных схем поперечных рам здания и сведения по подготовке исходных данных для ЭВМ, указания по расшифровке выполненного машинного расчета и составлению расчетных комбинаций в элементах рамы.

Рецензенты:

М.Н. Исаченко, В.А. Дармель

В в е д е н и е

Учебное пособие предназначено для студентов специальности I202 - "Промышленное и гражданское строительство" и направлено на повышение качества выполнения курсовых и дипломных проектов по дисциплине "Металлические конструкции".

В пособии приводятся рекомендации по выбору конструктивных и расчетных схем зданий, методике определения нагрузок и усилий. Наибольшее внимание уделено расчету однопролетной рамы здания с жестким сопряжением ригеля с колоннами. Приведена подготовка исходных данных расчета на ЭВМ по программе, разработанной в Белорусском политехническом институте. На конкретном примере показано определение расчетных усилий для колонны поперечной рамы цеха.

При написании пособия авторы исходили из того, что студенты владеют основами проектирования металлических конструкций в объеме, предусмотренном учебной программой основного курса.

І. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

При проектировании производственных зданий и сооружений необходимо выполнить требования строительных норм и правил, обеспечивающие необходимые эксплуатационные качества, надежность и долговечность строительных конструкций, их отдельных элементов и узлов.

Проектирование производственных зданий начинается с выбора материала несущих конструкций. Основными факторами при этом являются условия их эксплуатации, нагрузки и сроки возведения здания.

Использование стали в промышленном строительстве регулируется техническими условиями по экономному расходованию основных строительных материалов (ТН ІОІ-Б2), утвержденными Государственным Комитетом СМ СССР по делам строительства. Указанные технические условия предусматривают применение металлических каркасов для зданий:

а) с кранами особого режима работы, поскольку в условиях больших, непрерывно повторяющихся, динамических воздействий металлические конструкции являются наиболее надежными;

б) возводимых на вечно мерзлых и просадочных грунтах, т.к. стальные конструкции лучше, чем другие, работают при неравномерных осадках фундаментов, возможных в процессе эксплуатации;

в) строящихся в труднодоступных районах или при значительном удалении объектов строительства от производственных баз, что определяется относительно малой массой стальных конструкций.

С целью экономии стали металлические каркасы в обычных условиях применяются в зданиях с пролетами 30 м и более, при высоте до низа ферм 14,4 м, при шаге колонн 12 м и мостовых кранах грузоподъемностью от 50 т и выше.

Проектирование каркасов промзданий необходимо производить с максимальным использованием унифицированных габаритных схем и типовых конструкций, благодаря которым обеспечивается наибольшая серийность элементов при минимальном числе типоразмеров. Конструктивные формы должны быть простыми, отвечать совершенной технологии изготовления и скоростному монтажу.

Производственные здания следует рассчитывать как единую про-

странственную систему. При разделении ее на простые конструкции надо учитывать совместность работы отдельных элементов. Расчет необходимо производить с учетом физической нелинейности, возникающей при работе конструкций в упруго-пластической стадии, и геометрической нелинейности, вызванной перемещением элементов и узлов.

Комплектовать конструкции надо из минимального числа марок стали, профилей проката и деталей. Форма последних должна быть простой, предусматривающей наименьшие отходы и потери.

Конструкции проектируют в виде отправочных элементов транспортного габарита. При возможности необходимо предусматривать их укрупнение на строительной площадке в блоки, с целью обеспечения скоростного монтажа. Заводские соединения элементов назначаются сварными с применением автоматической и полуавтоматической сварки. Монтажные соединения применяются, как правило, болтовыми с использованием обычных и высокопрочных болтов нормальной точности.

2. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА

2.1. Общие положения

Компоновка конструктивной схемы начинается с определения генеральных размеров производственного здания. В ее основе лежит унификация объемно-планировочных и конструктивных решений несущих и ограждающих конструкций. При выполнении работ по унификации промышленных зданий и конструкций руководствуются глазами строительных норм и ГОСТов /1,2,3,4,5,6/.

При проектировании каркас здания представляют в виде поперечной и продольной систем (рис. 2.1). Работа каждой из них под нагрузкой считается независимой. В поперечную систему входят колонны и ригели покрытий и перекрытий. Комплекс этих несущих конструкций называют поперечной рамой здания (ПРЗ). ПРЗ воспринимает вертикальные (F_z) и поперечные (F_y) нагрузки. К продольной системе каркаса относятся колонны, подкрановые балки, подстропильные фермы и связи. Эти конструкции служат для восприятия нагрузок F_x .

В плоскости ПРЗ, как правило, колонны проектируют зацементированными в фундаментах, а их закрепление в продольном направлении чаще всего выполняют парнирным. Неизменяемость системы в этом случае достигается постановкой вертикальных связей.

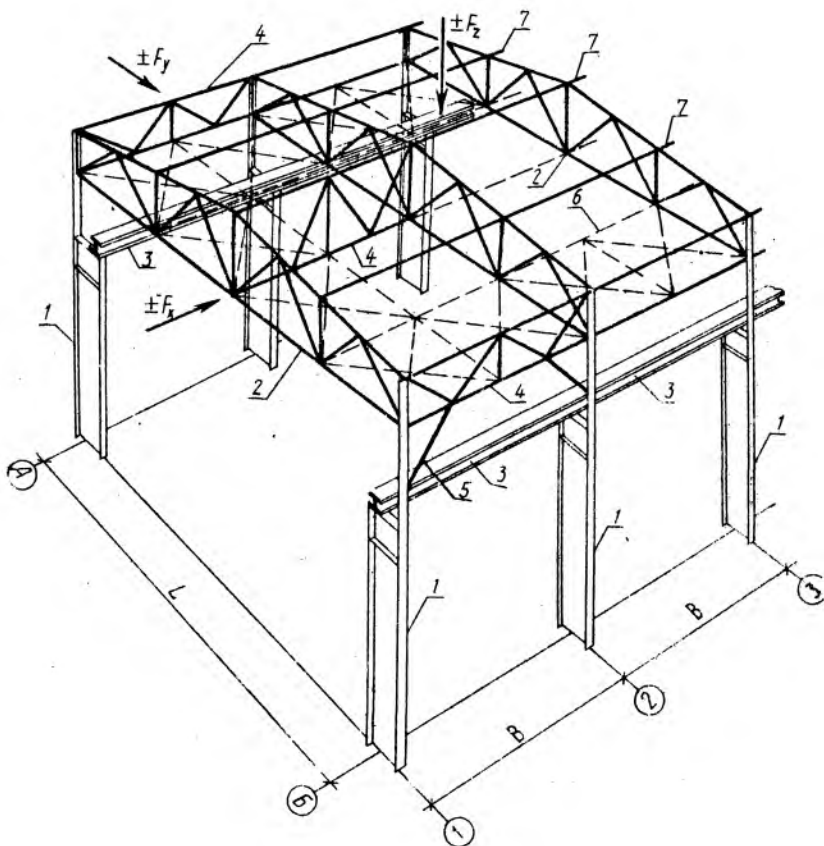


Рис. 2.1. Схема каркаса промздания:

1 - колонны; 2 - ригели (фермы); 3 - подкрановые балки; 4 - вертикальные связи между ригелями; 5 - связи по верхним частям колонн; 6 - связи по нижним поясам ферм (связи по верхним поясам ферм условно не показаны); 7 - прогоны (условно показаны некоторые из них)

Сопряжение ригелей с колоннами проектируют жестким или шарнирным. Первое применяют в однопролетных зданиях, оборудованных мостовыми кранами любой грузоподъемности с жестким подвесом, либо кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы, а также при расположении кранов в двух ярусах. Жесткое сопряжение ригелей с колоннами, кроме того, рекомендуется в бескрановых и крановых цехах при пролетах более 36 м и в зданиях с отношением высоты к пролету свыше 1,5. Шарнирное сопряжение чаще применяется в многопролетных зданиях. В конструктивном отношении оно проще жесткого и обеспечивает максимальное использование типовых стропильных ферм.

Выбор конструктивной схемы каркаса однопролетных и многопролетных производственных зданий зависит от ряда факторов, основными из которых являются характер и величины действующих нагрузок и воздействий, высота здания, размер и количество пролетов. Особое внимание следует уделять цехам с мостовыми кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы, в которых ремонт кранового оборудования ведется без остановок производственного процесса. В этом случае в верхней части колонн предусматривают проходы.

2.2. Размещение колонн в плане

Расстояние между разбивочными осями продольных и поперечных рядов колонн назначается на основании технико-экономических расчетов с учетом технологических и конструктивных требований. Размещение колонн в плане должно быть увязано с габаритами оборудования и механизмов, расположением технологических и грузовых потоков и др. Необходимо принимать во внимание также возможность технического перевооружения зданий и сооружений как объективного фактора научно-технического прогресса.

Согласно требованиям унификации расстояния между колоннами поперек и вдоль здания назначаются по модульной сетке, кратной 6м. Пролет производственных зданий принимают 18, 24, 30 и более метров. Шаг колонн назначают равным 6 и 12 м. 12-ти метровый шаг используется для производственных зданий, оборудованных мостовыми кранами с высотой до низа стропильных ферм свыше 12,6 м.

Высота зданий назначается кратной модулю 0,6 м. В соответствии / 3 / минимальная высота бескрановых цехов принимается равной 4,8 м, а оборудованных мостовыми кранами - 8,4 м.

По длине и ширине производственные здания делятся на температурные блоки. Это вызвано тем, что в элементах каркаса от колебаний температуры возникают большие дополнительные напряжения. Нормами проектирования /II/ установлены предельные размеры температурных отсеков, при которых влияние дополнительных напряжений можно не учитывать. Эти данные приведены в приложении I настоящего пособия.

Привязку крайних рядов колонн к продольным осям принимают "нулевой" в зданиях без мостовых кранов и с кранами грузоподъемностью до 30 т включительно при шаге колонн 6 м и высоте до низа стропильных конструкций менее 16,2 м (рис. 2.2 а). Привязку 500 мм назначают при кранах грузоподъемностью 80 т и более, а также в зданиях с кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы. В остальных случаях рекомендуется применять привязку равную 250 мм (рис. 2.2 б).

Колонны средних рядов, за исключением примыкающих к продольному температурному шву, и колонн, установленных в местах перепада высот пролетов одного направления, следует располагать так, чтобы ось сечения надкрановой части совпадала с продольными и поперечными разбивочными осями (рис. 2.2 в).

Привязку колонн крайних и средних рядов в торцах зданий принимают равной 500 мм (рис. 2.2 г). В ряде случаев этот размер допускается увеличивать, назначая его кратным 250 мм.

Привязку колонн в месте поперечных температурно-деформационных швов решают в соответствии с рис. 2.2 д.

Продольные температурные швы в зданиях с пролетами одной высоты выполняются со вставкой на двух осях в соответствии с рис. 2.2 е, 2.2 ж, 2.2 д. Размер зазора "е" определяется условиями размещения деталей стен.

Перепады высот по длине одного пролета допускаются крайне редко. При этом их рекомендуется совмещать с температурными швами, решенными на парных колоннах (рис. 2.3). Размер вставки "с" назначается кратным 50 мм и должен быть не менее 300 мм.

Для крепления стенового ограждения и восприятия ветровых нагрузок устраивают фахверк. Его конструктивная схема зависит от конструкции стен (несущие и самонесущие), мест их расположения (наружные или внутренние, продольные или поперечные), наличия

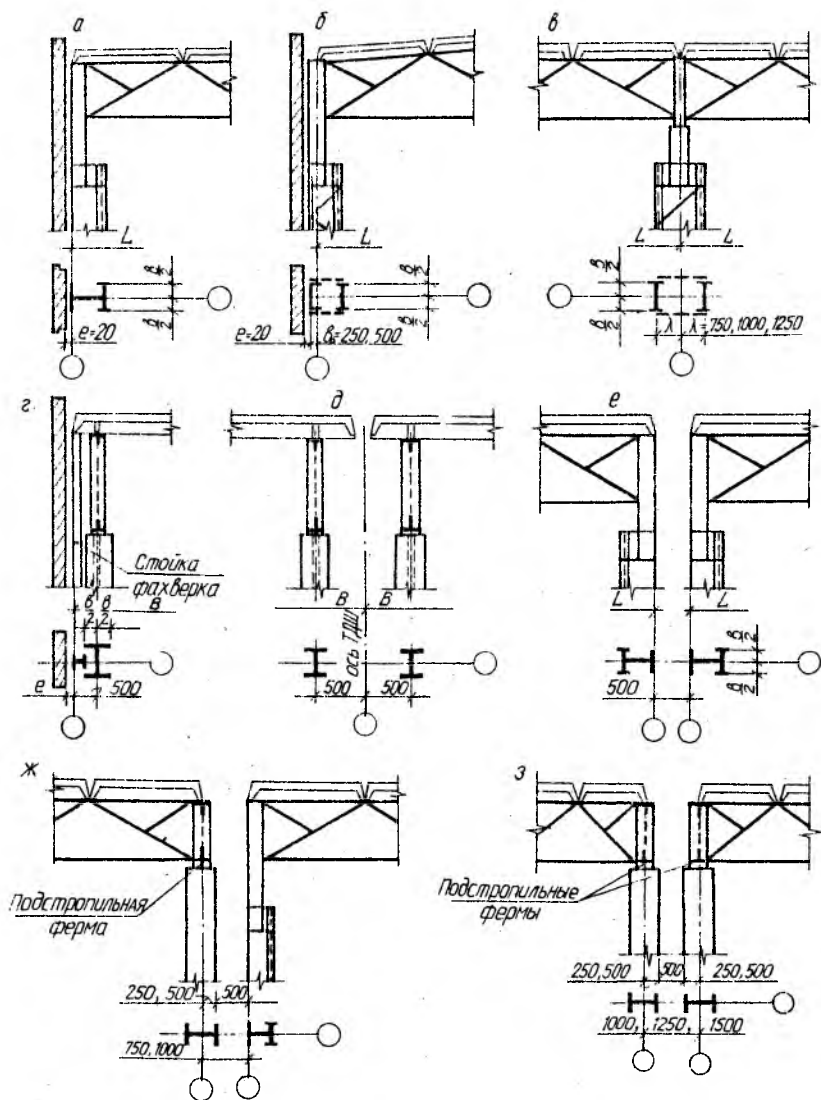


Рис. 2.2. Привязка колонн к разбивочным осям :

а, б - крайних продольных рядов; в - то же средних рядов ;
 г - в торце здания ; д - в поперечных ТДШ
 е, ж, з - в продольных ТДШ

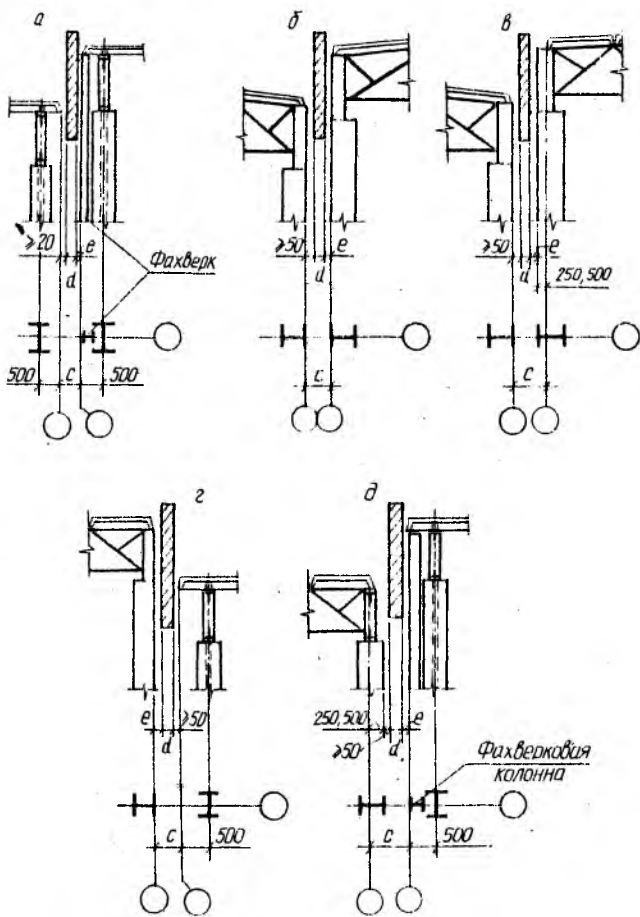


Рис. 2.3. Привязка колонн к разбивочным осям при перепадах высот :

а - в поперечном направлении по длине одного пролета;
 б, в - в продольном направлении пролетов ; г, д - в месте примыкания взаимно-перпендикулярных пролетов

проемов, ворот и др. Привязку стоек фахверка в торце здания назначают согласно рис. 2.2 г; 2.3 а, д.

2.3. Определение размеров колонн ПРЗ

Генеральные размеры здания (L - пролет, B - шаг колонн, h_1 - высота до уровня головки кранового рельса) назначаются исходя из габаритных размеров оборудования и максимально необходимого по условиям производства подъема крюка мостового крана (рис. 2.4).

Высота верхней части колонны (расстояние от низа ригеля до ее уступа либо консоли) определяется следующим образом:

$$h_g = h_2 + h_p + h_{n\delta} = [(h_k + 100) + a] + h_p + h_{n\delta}, \quad (I)$$

где $(h_k + 100)$ - габаритный размер от головки рельса до верхней точки тележки крана плюс установленный по требованиям техники безопасности зазор между этой точкой и низом ригеля, равный 100 мм. Величина h_k принимается в соответствии с указаниями ГОСТов /9, 10/.

$a = 200 \dots 400$ мм - размер, учитывающий возможный прогиб конструкций покрытия и связей по нижним поясам ферм;

h_p ; $h_{n\delta}$ - соответственно высоты кранового рельса и подкрановой балки. Тип кранового рельса назначается в зависимости от грузоподъемности крана, а высота подкрановой балки определяется расчетом. В приложении 2 приведены данные по выбору h_p и $h_{n\delta}$, где высота подкрановой балки принята на основании существующих типовых серий.

Высота нижней части колонны (расстояние от ее уступа до фундамента) определяется из выражения

$$h_n = H - h_1 + h_{\delta}, \quad (2)$$

где $H = h_1 + h_2$ - высота здания от уровня пола до низа стропильной фермы. Размер H в соответствии с [3] принимается кратным 1,2 м до высоты 10,8 м, а при большей высоте - кратным 1,8 м из условия соизмеримости со стандартными ограждающими конструкциями. В отдельных случаях при соответствующем обосновании размер H принимают кратным 0,6 м;

h_1 - отметка головки подкранового рельса, устанавливаемая заданием на проектирование;

$h_{\delta} = (0,6 \dots 1,0)$ м - заглубление базы колонны ниже уровня пола.

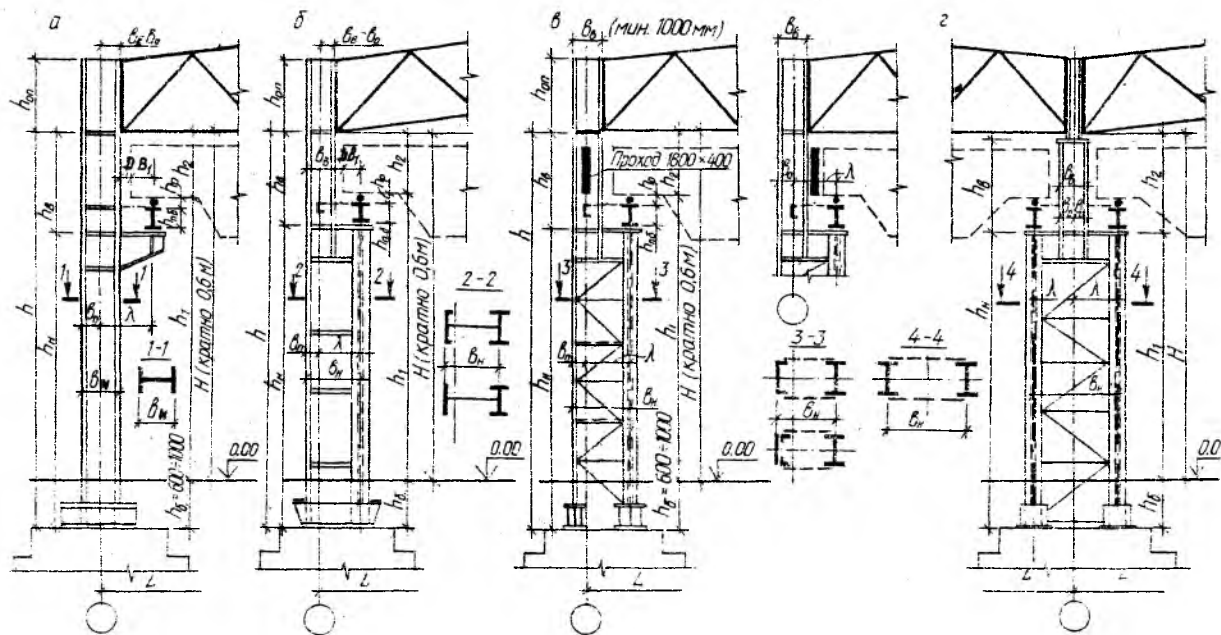


Рис. 2.4. Генеральные размеры здания:
 а - колонн постоянного сечения; б, в - ступенчатых колонн крайних рядов;
 г - ступенчатых колонн средних рядов

Общая высота колонны от уступа фундамента до низа стропильной фермы равна

$$h = h_6 + h_n. \quad (3)$$

Высота колонны у опоры ригеля $h_{оп}$ зависит от конструкции стропильных ферм и равна их высоте на опоре.

После определения генеральных размеров ПРЗ по вертикали устанавливаются основные размеры колонн по горизонтали. Для зданий с кранами грузоподъемностью до 20 т легкого и среднего режимов работы обычно применяют колонны постоянного по высоте сечения с опиранием подкрановых балок на консоли (рис. 2.4 а). Их достоинством является конструктивная простота и небольшая трудоемкость изготовления. Стержень колонны может быть сплошного или сквозного сечения. Колонны сплошного сечения проектируют из сварных или прокатных широкополочных двутавров, а сквозного - из прокатных двутавров и швеллеров, объединенных решеткой. Размер колонны (δ_n) рекомендуется назначать в зависимости от высоты цеха (H):

- при $H = 10...12$ м - $\delta_n = 1/15H$;

- при $H = 14...16$ м - $\delta_n = 1/18H$;

- при $H = 20$ м - $\delta_n = 1/20H$.

При кранах грузоподъемностью более 20 т любых режимов работы выгоднее переходить на ступенчатые колонны (рис. 2.4 б...д). В этом случае подкрановые балки опираются на уступ нижней части колонн. Верхняя часть колонн проектируется сплошного сечения, а нижняя при ширине до 1 м включительно - сплошной (рис. 2.4 б), при большей ширине - сквозной (рис. 2.4 в). Ступенчатые колонны являются самыми распространенными в практике проектирования промышленных зданий.

Ширину верхней части колонн ПРЗ из условия необходимой жесткости рекомендуется принимать $\delta_g \geq 1/12 h_g$ и не менее 400 мм. Обычно при шаге рам 6 м и мостовых кранах легкого и среднего режимов работы грузоподъемностью до 125 т включительно, а также при кранах грузоподъемностью до 100 т при шаге рам 12 м рекомендуется δ_g принимать равным 500 мм. При большей грузоподъемности кранов размер δ_g равен 750 мм. В каркасах зданий с кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы при устройстве прохода в стенке верхней части колонн размер δ_g назначается не менее 1000 мм (рис. 2.4 в). В ряде случаев проходы рекомендуется выно-

силь за пределы колонн (рис. 2.4 г), тогда δ_g принимается как и для колонн без внутренних проходов.

Высота сечения нижней части колонн определяется как сумма δ_0 и λ , т.е.

$$\delta_n = \delta_0 + \lambda, \quad (4)$$

где λ - расстояние от разбивочной оси колонны до оси подкрановой балки (оси подкрановой ветви колонны).

Размер λ (приложение 6) унифицирован: при кранах грузоподъемностью до 15 т включительно - $\lambda = 500$ мм, от 20 до 50 т - $\lambda = 750$ мм, от 80 до 125 т при наличии внутренних проходов - $\lambda = 1000$ мм и $\lambda = 1250$ мм для специальных и очень тяжелых кранов. Из условия обеспечения заданной жесткости здания в поперечном направлении рекомендуется размер δ_n назначать не менее $1/20 h$ в обычных производственных зданиях и $1/15 h$ - в зданиях с кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы.

После назначения размеров сечений колонн ПРЗ необходимо убедиться, что принятый размер верхней части не мешает движению мостового крана. Для этого должно выполняться условие

$$\delta_n - \delta_g \geq B_r + A, \quad (5)$$

где B_r и A - соответственно часть кранового моста, выступающая за ось подкрановой балки, и минимальный зазор между торцом крана и внутренней гранью верхней части колонны, принимаемые по приложению 2.

В многопролетных зданиях определение компоновочных размеров средних рядов колонн (h_g , h_n , h и δ_g) производится аналогично, как и для крайних. При наличии разных кранов размер h_2 назначается по крану большей грузоподъемности. Ширину нижней части колонн средних рядов многопролетных зданий принимают равной 2λ и $\lambda_1 + \lambda_2$ - соответственно при кранах равной и разной грузоподъемности в смежных пролетах.

Между пролетом цеха (L) и пролетом мостового крана (L_k) существует зависимость

$$L = L_k + 2\lambda. \quad (6)$$

Пролет крана имеет модуль, кратный 500 мм.

Компоновку поперечной рамы цеха рекомендуется выполнять по схеме, приведенной в приложении 3.

2.4. Типы кровель и назначение геометрических схем ферм

Покрытия производственных зданий состоят из ограждающих и несущих конструкций. К ограждающим конструкциям относятся кровельные настилы, паро-, тепло- и гидроизоляция. К несущим - прогоны, стропильные и подстропильные фермы.

В зависимости от типа настила кровли делятся на тяжелые и легкие. В тяжелых кровлях часто применяют крупногабаритные унифицированные железобетонные плиты покрытия шириной 1,5 и 3 м и длиной 6 и 12 м /7, с.309/. В легких кровлях используют стальные профилированные листы, армоцементные и асбестоцементные плиты /7, с.309 - 313 ; 8, с. 222 - 224/. Наиболее широкое распространение получил стальной профнастил толщиной 0,8 ; 0,9 и 1 мм с высотой волны 60 и 80 мм, длиной 12 м. Его ширина изменяется от 680 до 845 мм. Условное обозначение профнастила следующее: Н60-782-1 (мм), где Н - настил; 60 - высота волны; 782 - ширина листа ; 1 - толщина. Легкие кровли применяются в прогонных и беспрогонных покрытиях. В первом случае настил укладывается по прогонам, которые при шаге ферм 6 м изготавливают из прокатных или гнутых профилей /7, с.310 - 315 ; 8, с.220 /. При шаге ферм более 6 м применяют сквозные прогоны /7, с.315 ; 8, с.220/. Во втором случае часто используют облегченные стальные кровельные панели полной заводской готовности /7, с.312 - 313 ; 8, с. 224 - 225/.

В настоящее время в строительстве находят применение монопанели, состоящие из профилированного стального листа, теплоизоляции и рубероидного ковра / 12, с.196 /.

Кровельные покрытия бывают теплыми (для отапливаемых зданий) и холодными (для зданий с повышенными тепловыделениями).

Схемы стропильных ферм, часто применяемых для промышленных зданий, приведены на рис. 2.5, а рекомендуемые значения уклонов - в табл. 2.1.

Основным габаритом фермы является ее высота в коньке (h_{cp}), которую по условиям жесткости обычно принимают в пределах $h_{cp} = (1/7 \dots 1/10) \cdot L$. Причем этот размер с учетом условий перевозки не должен превышать 3850 мм. Высоту фермы на опоре определяют из выражения

$$h_{on} = h_{cp} - i \frac{L_{\phi}}{2} \quad (7)$$

Из условия обеспечения жесткого соединения ригеля с колонной должно соблюдаться условие $h_{an} \geq (1/13 \dots 1/17) \cdot L$.

Пролет фермы определяют по формуле

$$L_{\infty} = l \cdot 2 / (\delta_b - \delta_o), \quad (8)$$

где L - пролет здания;

($\delta_b - \delta_o$) - расстояние от разбивочной оси колонны до ее внутренней грани.

Т а б л и ц а 2.1

№ пп	Тип кровли	Уклон $(i = tg \alpha = \frac{h_{кр} - h_{an}}{L_{\infty} / 2})$
1	Рулонные и мастичные кровли (теплые и холодные) - трапециевидальные фермы (рис. 2.5а)	1/8; 1/10; 1/12; 1/15 (12% ... 6,5%)
	- с параллельными поясами (рис. 2.5 в, г)	1,5% ... 5%
2	Волнистые асбестоцементные стальные и алюминиевые листы (щиты) - трапециевидальные фермы (рис. 2.5 б)	1/7 ... 1/3 (14%...34%)

В стропильных фермах размеры панелей верхнего пояса принимают равными 3 и 1,5 м и увязывают с шириной унифицированных железобетонных плит и металлических панелей покрытия.

Решетку ферм обычно проектируют треугольной с дополнительными стойками. Первый опорный раскос назначают, как правило, восходящим. При частом расположении прогонов или узких плитах применяют решетку с дополнительными шпренгелями (рис. 2.4 б), так как при внеузловой нагрузке вес фермы значительно возрастает. Угол наклона раскосов к поясам следует проектировать равным $35^{\circ} \dots 45^{\circ}$, что является оптимальным из конструктивных соображений и расхода материала. При малых углах наклона раскосов фасонки получаются слишком вытянутыми, при больших - высокими, что делает их громоздкими и неэкономичными.

В случаях, когда шаг колонны больше шага стропильных ферм, применяют подстропильные конструкции. В большинстве случаев исполь-

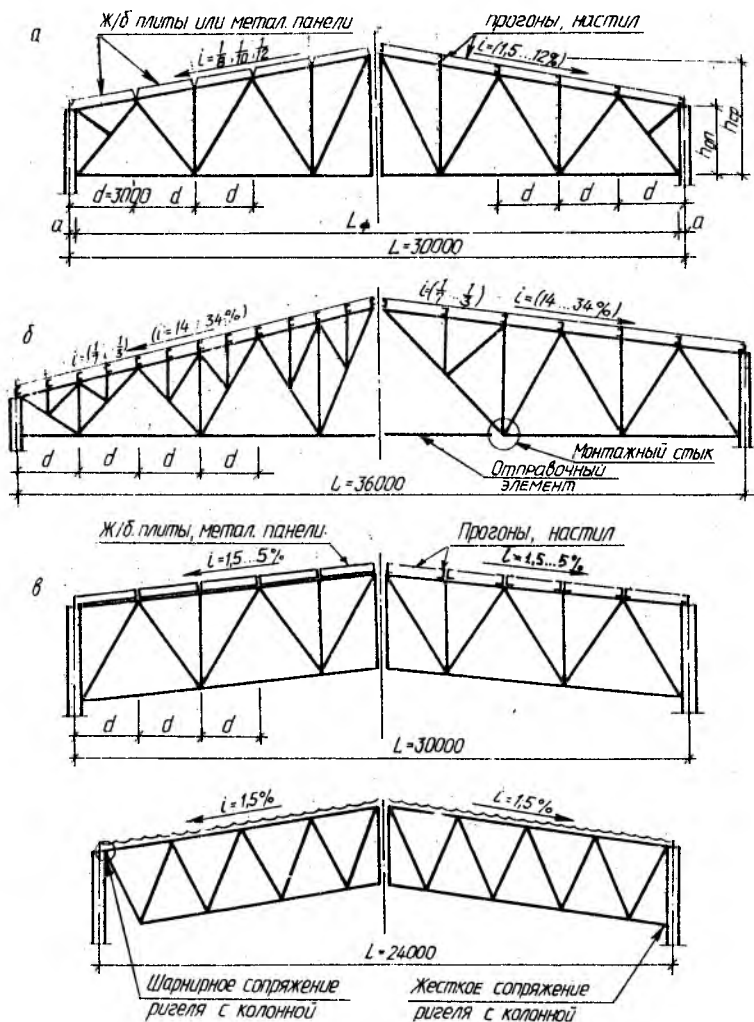


Рис. 2.5. Схемы стропильных ферм:
 а, б - трапециевидального очертания; в, г - с параллельными поясами

зуются подстропильные фермы, хотя возможно и применение подстропильных балок сплошного сечения. Подстропильные фермы чаще всего проектируют с параллельными поясами, треугольной решеткой и стойками, к которым крепятся стропильные конструкции. Стойки выполняют из прокатных двутавров с высотой сечения, равной ширине верхней части колонны. Последнее обеспечивает применение однотипных стропильных ферм для всего покрытия. Подстропильные фермы проектируют высотой, равной высоте стропильных конструкций на опоре. Примеры схем подстропильных ферм приведены в /7, с.317; 8. с.218/.

В настоящее время для обычных производственных зданий разработаны типовые конструкции покрытий. К ним относятся стропильные фермы разнообразного очертания для отапливаемых и неотапливаемых зданий пролетом до 36 м и подстропильные фермы пролетом до 24 м. В основу унификации всех ферм положены модуль пролета производственных зданий и панель, равная 3 м, уклон кровли и высота фермы на опоре. Для трапециевидальных ферм высоту на опоре по наружным граням поясов принимают 2200 мм, уклон - $1/8 \dots 1/12$. Для стропильных ферм с параллельными поясами высоту на опоре назначают в зависимости от пролета и принимают равной 2550, 3150 и 3750 мм, а уклон - 1,5 %. Для легких производственных зданий комплектной поставки, в которых стропильные фермы устанавливаются с шагом 4 м, высоту ферм назначают равной 2000 мм. Использование унифицированных размеров ферм позволяет ускорить их проектирование, упростить изготовление и монтаж / 7, с.240 /.

2.5. Назначение системы связей

Системы связей устраиваются в каждом температурном блоке и предназначены:

- для создания геометрической неизменяемости и обеспечения пространственной жесткости в процессе всего периода службы сооружения;
- для обеспечения устойчивости конструкций в целом и их отдельных элементов, уменьшения расчетных длин сжатых стержней;
- для восприятия горизонтальных ветровых, крановых и сейсмических нагрузок и воздействий;
- для обеспечения условий высококачественного и удобного монтажа элементов сооружений.

Совокупность связей цеха состоит из двух основных комплексов: один комплекс связей обеспечивает пространственную развязку элементов покрытия, второй - развязку колонн здания.

2.5.1. Связи по покрытию

Системы связей по покрытию состоят из поперечных и продольных горизонтальных связей, располагаемых в пределах верхних и нижних поясов стропильных ферм и вертикальных связей.

Связи по верхним поясам обеспечивают устойчивость верхнего пояса ферм из их плоскости в стадии монтажа. На рис. 2.6 в - д эти связи решены в виде горизонтальных поперечных ферм, поясами которых являются пояса стропильных конструкций. На рис. 2.6 а и 2.6 б роль горизонтальных поперечных связей выполняют вертикальные связи, установленные с шагом 4 или 6 м. Поперечные горизонтальные связи по верхним поясам ферм необходимо предусматривать по торцам температурного блока и по его длине на расстоянии не более 60 м друг от друга. Их устройство увеличивает пространственную жесткость покрытия в целом и, кроме того, уменьшает поперечные перемещения поясов ферм. Верхние пояса стропильных ферм, не примыкающих непосредственно к поперечным связям, раскрепляются постановкой распорок, устанавливаемых у опор и в промежутках ферм. При наличии фонаря обязательной является постановка распорки в коньке. Гибкость верхнего пояса между раскрепленными на время монтажа точками не должна превышать 220. При прогонном решении покрытий (рис. 2.6 б) роль распорок в уровне верхних поясов ферм выполняют прогоны.

Поперечные горизонтальные связи по нижним поясам стропильных ферм служат для восприятия ветровой нагрузки, действующей на торец здания, которая передается на них посредством стоек фахверка (рис. 2.7). Закрепление стоек фахверка к нижнему поясу стропильной фермы выполняют с помощью листового шарнира / 7, с. 281 /. Поперечные горизонтальные связи по нижним поясам ферм устанавливают в местах устройства поперечных связей по верхним поясам. Раскрепление поясов ферм, не примыкающих к поперечным связям, выполняется растяжками. Их количество определяется после назначения сечения нижнего пояса фермы. Если в опорных панелях фермы возможно появление сжимающих усилий (что характерно для жесткого сопряжения ригеля с колоннами), то их развязывают в боковом направлении с таким расчетом, чтобы гибкость сжатого пояса у опоры не превышала

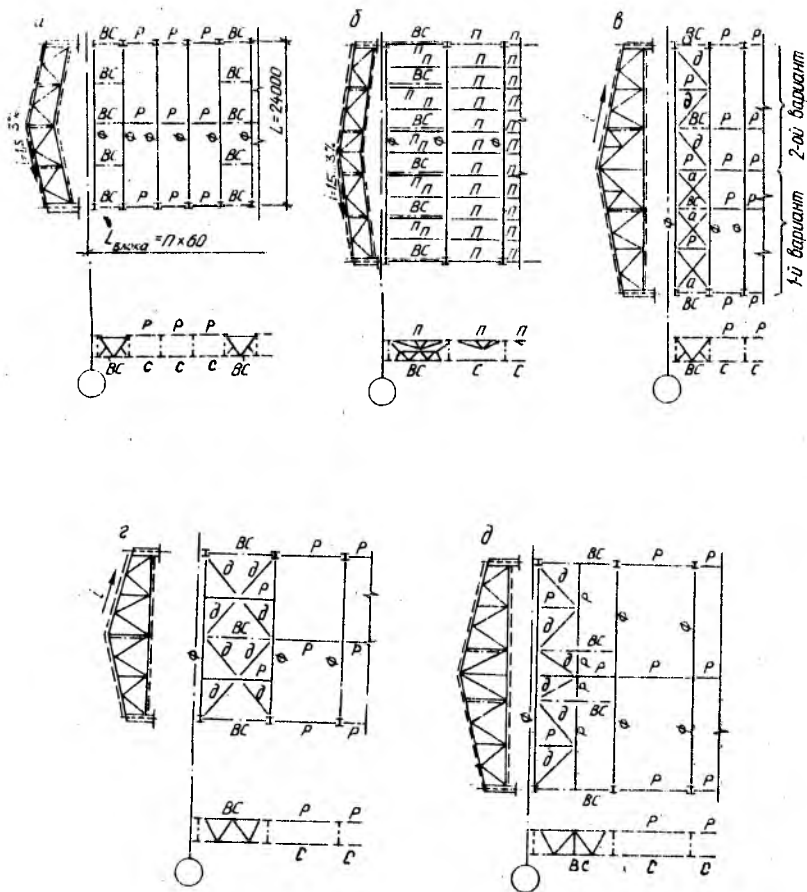


Рис. 2.6. Примеры решения связей по верхним поясам стропильных ферм:
 а, в - при шаге ферм 6 м; б, г, д - то же, 12 м ;
 ф - стропильные фермы; ВС - вертикальные связи;
 р - распорки ; д - раскосы; п - прогоны

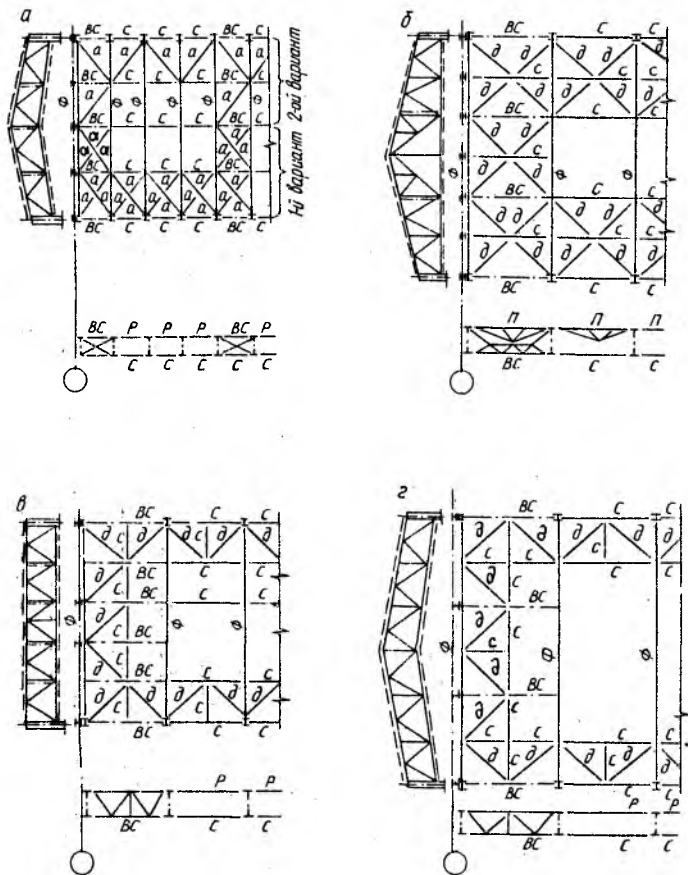


Рис. 2.7. Примеры решения связей по нижним поясам стропильных ферм :

а - при шаге ферм 6 м; б, в, г - при шаге ферм 12 м ;
 ф - стропильные фермы; ВС - вертикальные связи; с - рас-
 тяжки; а, д - раскосы

120. Чтобы избежать вибрации нижнего пояса при динамическом воздействии мостовых кранов, растяжки устанавливают так, чтобы гибкость пояса между точками закрепления из плоскости фермы для зданий с тяжелым режимом работы не превышала 250, а для прочих зданий — 400.

Продольные горизонтальные связи по нижним поясам стропильных ферм устраиваются в одно- и двухпролетных зданиях с кранами грузоподъемностью 10 т и более тяжелого и весьма тяжелого режимов работы, а также в зданиях с высотой до низа стропильных ферм более 18 м независимо от грузоподъемности кранов. Указанные связи устраиваются также в зданиях с числом пролетов более двух, оборудованных кранами грузоподъемностью свыше 30 т, а при отметке низа стропильных ферм свыше 22 м — независимо от грузоподъемности кранов. Продольные связевые фермы обеспечивают перераспределение местных крановых нагрузок на соседние элементы каркаса и уменьшают деформативность нагруженной рамы. Это является важным, поскольку при недостаточной поперечной жесткости каркаса мостовые краны при движении могут заклиниваться, что приводит к нарушению нормальной эксплуатации здания / 7, с.274 — 279 /. Продольные связевые фермы в многопролетных зданиях размещаются вдоль крайних рядов колонн, а также вдоль средних, но не реже чем через пролет — в зданиях с кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы и через два пролета — для остальных зданий. Продольные связевые фермы устанавливаются также при шаге стропильных ферм 12 м и более при наличии по крайним рядам колонн стоек фахверка. В этом случае продольные связи дополнительно воспринимают горизонтальную ветровую нагрузку и передают ее на колонны ПРЗ. Ширину продольных связевых ферм из конструктивных соображений обычно принимают равной ширине панели нижнего пояса стропильной фермы. Пояса подстропильных ферм являются одновременно поясами продольных горизонтальных связей.

Схема решетки горизонтальных связей по верхним и нижним поясам зависит от шага ферм, типа настила и принятых сечений элементов связей. В практике проектирования наиболее часто применяют крестовую или треугольную решетку. Крестовая решетка чаще используется для покрытий с шагом ферм 6 м (рис. 2.6 в ; 2.7 а — вариант I). Для связевой фермы с крестообразной решеткой считают, что при воздействии нагрузок с какой-либо одной стороны работают только растянутые раскосы, а сжатые выключаются из работы. Такое предполо-

ложение справедливо, если раскосы гибкие ($\lambda = 200$), поэтому элементы крестовой решетки проектируют из одиночных уголков. При треугольной решетке (рис. 2.6 д; 2.7 в, г) раскосы работают на сжатие, поэтому целесообразными являются сечения из двух уголков или гнутосварных квадратных труб. Рекомендуемые сечения элементов связей приведены в табл. 2.2.

Вертикальные связи между фермами обеспечивают пространственную неизменяемость шатра при монтаже и эксплуатации здания. Вертикальные связи устанавливаются в местах расположения поперечных горизонтальных связей по верхним и нижним поясам стропильных ферм. Вертикальные связи располагаются у опор стропильных ферм и в середине при пролетах до 24 м включительно, а при пролетах 30 м и более — примерно в третях пролета (рис. 2.6 в, д).

В зданиях с подвесным транспортом вертикальные связи способствуют перераспределению инерционных крановых нагрузок между фермами. Поэтому их рекомендуется устанавливать в плоскости подвески крановых путей непрерывно по всей длине здания.

Схемы вертикальных связей зависят от шага ферм и системы покрытия, некоторые из них приведены на рис. 2.6 и 2.7.

Вертикальные связи обычно изготавливают в виде самостоятельных транспортабельных ферм пролетом, равным шагу стропильных конструкций. Решетка вертикальных связей назначается треугольной или крестовой. Сечения элементов подбирают по предельной гибкости и принимают из прокатных или гнутосварных профилей.

Примеры решения узлов сопряжений элементов связей со стропильными фермами приведены в / 8, с.222 — 223 /.

2.5.2. Связи по колоннам

Вертикальные связи между колоннами устанавливаются вдоль цеха для создания неизменяемости стального каркаса в продольном направлении, обеспечения устойчивости колонн, а также для восприятия сил продольного торможения кранов и давления ветра, действующего на торец здания. Рамы в продольном направлении, шарнирно связанные с подкрановыми балками и подстропильными фермами, представляют собой изменяемую систему, которая при отсутствии вертикальных связей между колоннами может сложиться, так как закрепление колонн из плоскости считается шарнирным. Поэтому связи между колоннами имеют существ-

Сечения элементов связей

Элемент связи	Шаг ферм, м	Марка элемента	Расчетная длина в плоскости, см		Допустимая гибкость, λ		Замкнутые гнутосварные профили ($b \times t$), мм	Горячекатаные уголки и гнутые сварные профили ($b \times t$), мм
			вертикальной	горизонтальной	легкий средн. режим работы	тяжелый режим работы		
Распорки	6	р	600	600	200	200	от I10x3 до I60x4	от \angle 75x5 до \angle I40x10
	12	р	I200	I200	200	200	от I60x4 до 250x4	от Гн I I 160x80x3 до Гн I I 250x125x5
Раскосы	6	а	850	425	400	300	-	от L 70x5 до L 90x6 и L 90x63x6
	12	д	850	850	400	300	от I40x4 до I60x4	\angle 63x5; \angle 75x5
Растяжки	6	с	600	600	200	200	-	\angle 63x5; \angle 75x5
	12	с	I200	I200	200	200	-	\angle 75x5; \angle I00x7

венное значение для устойчивости всего сооружения в целом.

Если по условиям технологии производства постановка связей между колоннами затруднена, то их развязка осуществляется устройством жестких сопряжений подкрановых балок с колоннами с установкой дополнительных связей в плоскости покрытия / И8, с.493 - 494/.

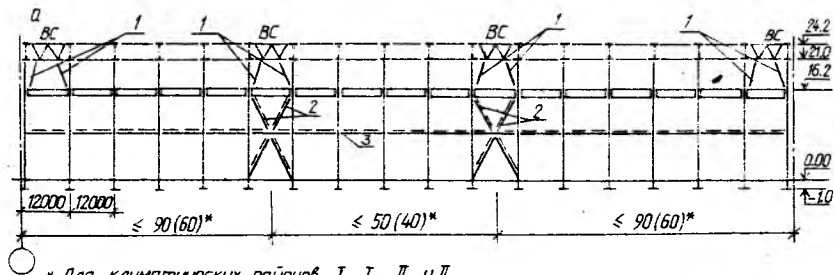
Широкое применение в практике проектирования нашли связи с крестовой решеткой (рис. 2.8а - г). Портальные связи (рис.2.8 д) и подкосные (рис. 2.8 е), как правило, устраиваются по средним рядам колонн многопролетных зданий при необходимости высвобождения пространства между колоннами для проходов, проездов, складов, а также в тех случаях, когда по условиям технологии производства невозможно размещение крестовых связей. Угол подхода элементов решетки необходимо проектировать близкий к оптимальному (равным примерно 45°). Подкрановые балки, подстропильные фермы и другие продольные элементы используются в качестве распорок, входящих в продольную систему связей.

Вертикальные связи по колоннам делятся на два типа: основные - расположенные по всей высоте цеха от низа фундамента до конструкций покрытия, и верхние - только в пределах надкрановой части колонн.

Основные вертикальные связи по колоннам устраивают по возможности ближе к середине температурного блока. Этим обеспечивается свобода температурных деформаций продольных элементов каркаса - подкрановых балок, подстропильных ферм, продольных связей. При длине здания до 120 м основные связи по колоннам устанавливаются в середине блока. При большей длине температурного блока рекомендуется устройство вертикальных связей в нескольких местах по длине здания (рис. 2.8 а).

Верхние связи устанавливаются по торцам здания. Их устройство незначительно сказывается на температурных деформациях вследствие относительно малой жесткости надкрановой части колонны. Верхние связи служат для передачи ветровой нагрузки на подкрановые конструкции. Последние, обладающие большой продольной жесткостью, передают горизонтальные усилия от давления ветра, продольного торможения кранов и др. связям, расположенным в подкрановой части колонны, и далее фундаментам.

Элементы связей, расположенные ниже подкрановых балок, проек-



* Для климатических районов I₁, I₂, II₂ и II₃

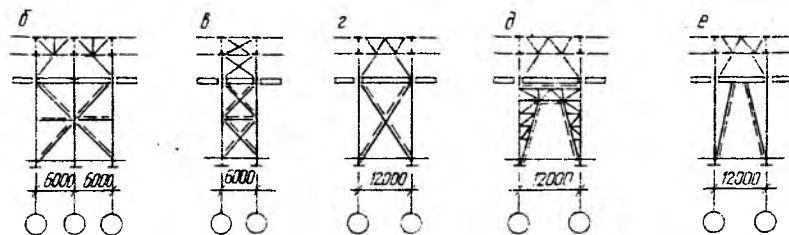


Рис. 2.6. Примеры решения вертикальных связей между колоннами:

а - крестовые связи с дополнительной распоркой; б, в - крестовые связи с распоркой для колонны с шагом 6 м; г - крестовые связи без распорки для колонн с шагом 12 м; д - порталные связи; е - подкосные связи; 1, 2 - связи в надкрановой и подкрановой частях колонны; 3 - распорки

Примечание: пунктиром показаны парные связи

тируют достаточно жесткими, чтобы предотвратить их вибрацию. В соответствии с нормами их предельная гибкость для сжатых элементов равна 150, а для растянутых - 300. Для верхних связей предельная гибкость сжатых стержней принята 200.

Примыкание вертикальных связей к колоннам сплошного сечения, а также к верхним участкам ступенчатых колонн осуществляется по оси стержня при условии, если ширина сечения колонны не более 600 мм. При большей ширине сечения, а также для двухветвевых колонн сплошного или сквозного сечения рекомендуется применение парных связей, примыкающих к каждой ветви колонны. Центрирование элементов связей необходимо выполнять по осям вертикальных и продольных элементов каркаса. Схемы связей по шатру здания и между колоннами приведены в альбоме / 17 /. Примеры решения узлов связей даны в / 8, с.124, 143,169 ; 19, с.421 /.

3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ ЗДАНИЯ

3.1. Общие положения

Цель статического расчета ПРЗ заключается в определении максимальных усилий (изгибающих моментов, продольных и поперечных сил), необходимых для подбора сечений элементов рамы, расчета узлов и сопряжений.

В практике проектирования рам промышленных зданий используют точные и приближенные методы расчета. К точному методу расчета рам можно отнести метод сил / 14, с.12 - 52 /. Этим методом расчета учитываются упругие деформации всех стержней системы, как изгибаемых, так и подверженных действию продольных сил. Однако расчет рамных систем, особенно с решетчатым ригелем, методом сил является довольно громоздким, требует сложных вычислений и поэтому в практике проектирования применяется редко.

Приближенные методы расчета рам основаны на замене решетчатого ригеля сплошным и введением ряда допущений, позволяющих значительно упростить расчет без существенного снижения его точности.

С методической точки зрения для расчета ПРЗ в курсовом и дипломном проектировании по металлическим конструкциям наиболее приемлемым способом является метод перемещений / 7, с. 294 - 298 ; 8, с.117 - 120 ; 14, с.143 - 204 /. Этот метод расчета обладает простотой определения усилий в раме и допускает использование раз-

работанных готовых формул и таблиц. В курсовом проекте "Стальной каркас одноэтажного производственного здания" статический расчет рамы выполняется с использованием ЭВМ "Минск-22". Применение ЭВМ при выполнении статического расчета рамы позволяет приобрести навыки определения исходных данных, понятия об алгоритме расчета и расшифровке полученной информации.

3.2. Определение нагрузок на ГРЗ

На поперечную раму здания действуют следующие нагрузки:

1. Постоянные - от веса ограждающих (кровля, стены) и несущих (фермы, связи, колонны и т.д.) конструкций.

2. Временные - атмосферные (снег, ветер), технологические (от мостовых кранов, подвесного оборудования, рабочих площадок) и др.

3. Особые - сейсмические воздействия, нагрузки, вызванные осадкой опор, аварийные и др.

Для промышленных объектов, возводимых в большинстве районов европейской и восточной частях СССР, основными нагрузками, на которые ведется расчет ГРЗ, являются первые два типа. Поэтому в данном пособии основное внимание уделено определению постоянных и временных атмосферных и крановых нагрузок. Расчет конструкций по первой группе предельных состояний (прочность, устойчивость и др.) выполняется на расчетные нагрузки и воздействия. Эти нагрузки могут существенно отличаться от нормативных и учитывают возможные случайные изменения их за весь период эксплуатации здания. Величины расчетных нагрузок определяются умножением нормативных значений на коэффициенты перегрузки, которые определяют в соответствии с / 15 /. На нормативные нагрузки выполняется расчет по второй группе предельных состояний - по деформациям.

3.2.1. Постоянные нагрузки

Постоянная нагрузка, действующая на поперечную раму, складывается из веса кровли, стропильных и подстропильных конструкций, системы связей, подвесного потолка, стеновых панелей, колонн и других элементов каркаса.

Вес кровли определяется суммированием ее отдельных частей, которые приведены в табл. 3.1.

Толщину утеплителя для теплых кровель обычно определяют теп-

лотехническим расчетом. В курсовом проекте этот расчет не выполняется. Чтобы учесть изменения толщины утеплителя в зависимости от места строительства, следует считать, что районы в восточной части СССР, расположенные выше горизонтали 55° , а также города Пермь, Свердловск, Челябинск, Барнаул, Новокузнецк и Иркутск относятся к северным. Для этих районов толщина утеплителя назначается большей, согласно данным табл. 3.1. В таблице приведен также вес металлических конструкций покрытий (стропильных и подстропильных ферм, связей, прогонов, фонарей) на 1 м^2 горизонтальной поверхности. Меньшие значения принимаются для цехов с легкой кровлей при шаге ферм 6 м и пролете 18, 24 м, а большие – при тяжелой кровле при шаге ферм 12 м и пролете 30, 36 м.

Собственный вес решетчатого ригеля со связями можно определить также по формуле

$$g_p^n = \left(\frac{g_p \cdot B}{10} + 1,8 \right) \frac{\alpha \cdot L}{100} \quad (\text{кН/м}), \quad (9)$$

где g_p^n – суммарная нормативная нагрузка от веса покрытия и снега, кН/м^2 ;

B – шаг ферм, м;

α – 1,4 – коэффициент, зависящий от типа ригеля и марки стали;

L – пролет здания, м;

В табл. 3.2. приведены рекомендуемые типы кровель для отапливаемых и неотапливаемых производственных зданий, а также подсчитаны ориентировочные значения нормативных нагрузок на 1 м^2 горизонтальной поверхности.

После выбора состава кровли и определения веса на 1 м^2 всех частей покрытия переходят к вычислению нормативной и расчетной постоянных нагрузок, действующих на ригель рамы.

Погонная нормативная постоянная нагрузка на ригель рамы получается суммированием нагрузок от всех частей покрытия, приходящихся на 1 м^2 горизонтальной поверхности, умноженной на ширину грузовой площади

$$g^n = (g_{кр}^n + g_{ф}^n + g_{св}^n) \cdot B \quad (\text{кН/м}). \quad (10)$$

Погонная расчетная постоянная нагрузка определяется аналогичным образом, но с умножением отдельных составляющих нормативных значений нагрузок на соответствующие коэффициенты перегрузки, значения которых принимаются в соответствии с / 15 /

Т а б л и ц а 3.1

Вес 1 м² частей покрытия

№ пп	Наименование элементов кровли	Вес 1 м ² , кН
1	Защитный слой (битумная мастика с втоп- ленным гравием } $\gamma = 2,1 \text{ т/м}^3$, $t = 10...20 \text{ мм}$ }	0,21...0,42
2	Гидроизоляционный трехслойный руберойд- ный ковер	0,1
3	Выравнивающая стяжка: - асфальтовая ($\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$, $t = 20 \text{ мм}$) - цементная ($\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$, $t = 20 \text{ мм}$)	0,36 0,36
4	Утеплители : - пенобетонные плиты ($\gamma = 0,6 \text{ т/м}^3$, $t = 8...15 \text{ см}$) - газобетон ($\gamma = 0,4 \text{ т/м}^3$, $t = 10...15 \text{ см}$) - керамзитобетон ($\gamma = 0,6 \text{ т/м}^3$, $t = 10...15 \text{ см}$) - пемзобетон ($\gamma = 0,6 \text{ т/м}^3$, $t = 10...15 \text{ см}$) - самозатухающий полистирольный пено- пласт ПСБ-С ($\gamma = 0,05 \text{ т/м}^3$, $t = 3...5 \text{ см}$) - пенопласт фенольный ФРП-I ($\gamma = 0,05 \text{ т/м}^3$, $t = 3...5 \text{ см}$) - минеральная вата, маты МП/Б ($\gamma = 0,1 \text{ т/м}^3$, $t = 4...6 \text{ см}$) - минераловатные плиты ($\gamma = 0,15 \text{ т/м}^3$, $t = 4...6 \text{ см}$)	0,48...0,9 0,4 ...0,6 0,6 ...0,9 0,6 ...0,9 0,015...0,025 0,015...0,025 0,04...0,06 0,06...0,09
5	Пароизоляция из одного слоя руберойда или пергамина	0,04
6	Настилы: - сборные железобетонные плиты из тяжелого бетона (с заливкой швов) размером 3 x 6 м 3 x 12 м 1,5 x 6 м 1,5 x 12 м - стальной профнастил $t = 0,8...1 \text{ мм}$	1,6 1,8 ... 2,1 1,8 3,1 0,1 ...0,15

№ пп	Наименование элементов кровли	Вес 1 м^2 , кН
	- стальные панели 3 x 6 м	0,16 ... 0,25
	3 x 12 м	0,20 ... 0,30
	- асбестоцементные волнистые листы	0,2
7	Собственный вес конструкций :	
	- стропильных ферм $L = 18...36 \text{ м}$	0,08 ... 0,20
	- подстропильных ферм	0,03 ... 0,10
	- фонарей	0,08 ... 0,12
	- прогонов	0,06 ... 0,18
	- связей	0,04 ... 0,10

Т а б л и ц а 3.2

Состав и вес рекомендуемых типов кровель для покрытий промзданий

№ пп	Состав кровли	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Цехи
	<u>Кровли для отапливаемых зданий</u>		
1	Гравийная защита*, водоизоляционный ковер, эффективный утеплитель ($\gamma = 0,04...0,1 \text{ т/м}^3$), пароизоляция, профнастил по прогонам - при шаге ферм 6 м - при шаге ферм 12 м	0,6...1,0 0,7...1,1	Механические, механосборочные, кузнечно-прессовые и др.
2	Гравийная защита*, водоизоляционный ковер, эффективный утеплитель ($\gamma = 0,04...0,1 \text{ т/м}^3$), пароизоляция, стальные панели размером 3 x 6 или 3 x 12 м	0,5...1,0	"-
3	Гравийная защита*, водоизоляционный ковер, выравнивающий слой, утеплитель ($\gamma = 0,4...0,6 \text{ т/м}^3$), желе-		"-

Продолжение табл.3.2

№ п/п	Состав кровли	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Цехи
	зобетонные плиты покрытия размером 3 х 6 или 3 х 12м	2,4...4,0	
	<u>Кровля для неотапливаемых зданий</u>		
4	Водоизоляционный ковер, выравнивающий слой, железобетонные плиты размером 3 х 6 или 3 х 12 м	2,2...3,0	Трубопрокатные, сортопрокатные, сталеплавильные
5	Стальные щиты размером 3 х 6м 3 х 12 м	0,5 0,6	- "-

* Гравийная защита выполняется для малоуклонных покрытий с уклоном до 1,5 ... 3 %.

$$q = (q_{кр}^H \cdot \rho_{кр} + q_{сф}^H \cdot \rho_{сф} + q_{св}^H \cdot \rho_{св}) \cdot B \quad (\text{кН/м}), \quad (\text{II})$$

Здесь $q_{кр}^H$, $q_{сф}^H$, $q_{св}^H$ - соответственно нормативная нагрузка от веса кровли, стропильных ферм и связей на 1 м² горизонтальной поверхности здания;

$\rho_{кр}$, $\rho_{сф}$, $\rho_{св}$ - коэффициенты перегрузки.

Нагрузку от стенового заполнения и веса колонн с целью упрощения расчета рекомендуется собирать в сосредоточенные силы, условно приложенные к низу подкрановой и надкрановой частей колонны по оси сечения.

Нагрузку от стенового заполнения принимают согласно заданию на проектирование.

Вес колонны зависит от размеров ячейки здания, высоты и грузоподъемности крана. Для промышленных зданий их вес можно принимать от 0,2 до 1 кН, причем вес надкрановой части колонны составляет 15...25 % от общего веса.

Ориентировочный расход стали на конструктивные элементы каркаса производственных зданий приведен в / 7, табл. 12.1 /.

Ниже дан пример определения постоянной нагрузки на ригель ра-

мы при следующих исходных данных: пролет цеха - 30 м; кровля - теплая, тяжелая; уклон кровли - 1/10; шаг ферм - 12 м; район строительства - г. Омск. Определение нагрузок целесообразно выполнять в табличной форме (табл. 3.3).

Т а б л и ц а 3.3
Постоянная нагрузка на 1 м² горизонтальной
поверхности здания

№ пп	Вид нагрузки	Нормативная, кН/м ²	Коэффициент перегрузки	Расчетная, кН/м ²
1	Гидроизоляционный ковер (три слоя рубероида на битумной мастике)	0,1	1,3	0,13
2	Цементная стяжка ($\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$, $t = 20 \text{ мм}$)	0,36	1,3	0,47
3	Утеплитель (пемзобетон) ($\gamma = 0,6 \text{ т/м}^3$, $t = 15 \text{ см}$)	0,9	1,3	1,17
4	Железобетонные плиты покрытия размером 3 x 12 м с заливкой швов	2,1	1,1	2,31
5	Собственный вес металлоконструкций			
	- ферм	0,15	1,05	0,16
	- связей	0,08	1,05	0,08
И т о г о:		$g_n^H = 3,69$		$g_n = 4,32$
Постоянная нормативная и расчетная погонные нагрузки на ригель рамы:				
$g_n^H = 3,69 \times 12 = 44,28 \text{ кН/м};$ $g_n = 4,32 \times 12 = 51,84 \text{ кН/м}.$				

3.2.2. Снеговая нагрузка

Величина снеговой нагрузки зависит от района строительства и конфигурации покрытия. Значение погонной снеговой нагрузки на ригель поперечной рамы определяется по формулам:

- нормативной $\rho^* = \rho_0 \cdot c \cdot B$ (кН/м), (I2)

- расчетной $\rho = \rho^* \cdot n$ (кН/м), (I3)

где ρ_0 - вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемый по табл. 3.4 ;

c - коэффициент, зависящий от конфигурации покрытия, принимаемый по /I5, табл.5 /. Для кровель с уклоном $\alpha \leq 25^\circ$ - $c = 1$;

n - коэффициент перегрузки, определяемый по табл. 3.5 , в зависимости от отношения суммарной нормативной постоянной нагрузки на 1 м² поверхности здания к нормативной снеговой .

Т а б л и ц а 3.4

Районы СССР, принимаемые по / I5, карта I /	I	II	III	IV	V	VI
Вес снегового покрова, кН/м ² (кг/м ²)	0,5 (50)	0,7 (70)	1,0 (100)	1,5 (150)	2,0 (200)	2,5 (250)

Т а б л и ц а 3.5

$\frac{q_p^*}{\rho_0}$	I	0,8	0,6	0,4
n	1,4	1,5	1,55	1,6

Промежуточные значения n принимаются по линейной интерполяции.

Для производственных зданий с уклоном кровли до 20°, эксплуатируемых в районах со средней скоростью ветра за три холодных месяца $V > 2$ м/с , допускается снижать снеговую нагрузку в соответствии с/ I5, п.5.5 /. Уменьшать значение снеговой нагрузки на 20% можно также для цехов с повышенным тепловыделением и кровлей с уклоном не менее 3 %.

3.2.3. Нагрузки от мостовых кранов

Производственные здания часто оборудуются большим числом мостовых кранов в каждом пролете. Одновременная работа всех кранов в режиме максимальной грузоподъемности , отвечающая наиболее неблаго-

приятному воздействию на поперечную раму, маловероятно. Поэтому при расчете однопролетных рам крановую нагрузку учитывают только от двух кранов наибольшей грузоподъемности с учетом коэффициента сочетаний Π_c . При расчете многопролетных зданий вертикальную нагрузку на колонны ПРЗ определяют от 4-х кранов большей грузоподъемности - по два в каждом из примыкающих пролетов. Горизонтальную нагрузку (поперечное торможение кранов) во всех случаях определяют только от двух сближенных кранов.

Расчетным нагружением рамы мостовыми кранами является такое, при котором на одну из колонн действует наибольшее вертикальное давление кранов (A_{max}), а на другую - минимальное (A_{min}) (рис. 3.1). Вертикальное давление кранов A_{max} и A_{min} в виде опорных реакций подкрановых балок передается колоннам, которые можно определить с помощью линий влияния (рис. 3.2). Максимальное вертикальное давление (A_{max}) будет отвечать такой схеме нагружения подкрановых балок кранами, когда сумма ординат линий влияния опорных реакций (Σy) будет максимальной. При этом тележка с грузом должна находиться на минимальном расстоянии от колонны. Данные о габаритах мостовых кранов (A, B) принимаются по ГОСТ / 9 / или по ГОСТ /10/. Формулы для определения расчетного максимального и минимального вертикальных давлений кранов на колонну имеют следующий вид:

- для кранов грузоподъемности до 50 т

$$A_{max} = \Pi_c \cdot \Pi \cdot P_1^{max} \cdot \Sigma y_1 + G_{п.б} \quad (кН), \quad (I4)$$

$$A_{min} = \Pi_c \cdot \Pi \cdot P_1^{min} \cdot \Sigma y_1 + G_{п.б} \quad (кН); \quad (I5)$$

- для кранов грузоподъемностью выше 50 т

$$A_{max} = \Pi_c \cdot \Pi (P_1^{max} \cdot \Sigma y_1 + P_2^{max} \cdot \Sigma y_2) + G_{п.б} \quad (кН); \quad (I6)$$

$$A_{min} = \Pi_c \cdot \Pi (P_1^{min} \cdot \Sigma y_1 + P_2^{min} \cdot \Sigma y_2) + G_{п.б} \quad (кН), \quad (I7)$$

где Π_c - коэффициент сочетаний ;

$\Pi = I, I$ - коэффициент перегрузки для крановой нагрузки, принимаемый по дополнениям к / I5/;

P_1^{max} и P_2^{max} - наибольшие давления колес крана, определяемые по ГОСТам на мостовые электрические краны общего назначения /9, I0/ ;

P_1^{min} и P_2^{min} - минимальные давления колес крана;

$\Sigma y_1, \Sigma y_2$ - суммы ординат линий влияния для соответствующего

значения P_1^{max} и P_2^{max} , P_1^{min} и P_2^{min} ;
 $G_{нк}$ — вес подкрановой балки.

Минимальное давление колес крана можно определять по формулам

$$P_1^{min} = \frac{Q + G}{n_0} - P_1^{max} \quad (\text{кН}); \quad (18)$$

$$P_2^{min} = \frac{Q + G}{n_0} - P_2^{max} \quad (\text{кН}), \quad (19)$$

где Q — грузоподъемность крана ;

$G = G_T + G_{кр}$ — полный вес крана с тележкой / 9, 10 / ;

n_0 — число колес на одной стороне крана / 9, 10 / ;

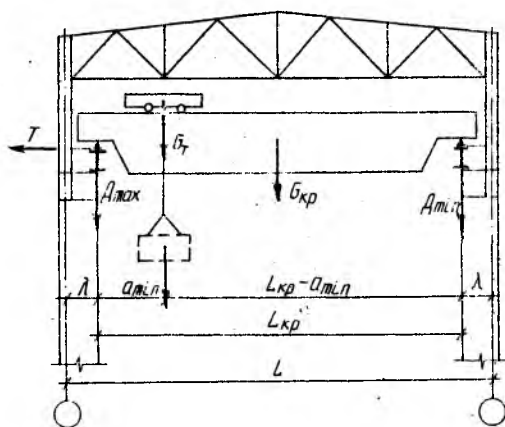


Рис. 3.1. Схема нагружения колонн ПРЗ крановой нагрузкой

Коэффициент сочетаний n_c для крановой нагрузки зависит от числа одновременно работающих кранов и режима их работы:

— при учете горизонтальной и вертикальной нагрузки от одного крана — $n_c = 1$;

— при работе двух кранов легкого и среднего режимов работы — $n_c = 0,85$;

— при работе двух кранов тяжелого и весьма тяжелого режимов работы — $n_c = 0,95$;

- при работе четырех кранов легкого и среднего режимов работы - $\Pi_c = 0,7$;

- при работе четырех кранов тяжелого и весьма тяжелого режимов работы - $\Pi_c = 0,8$.

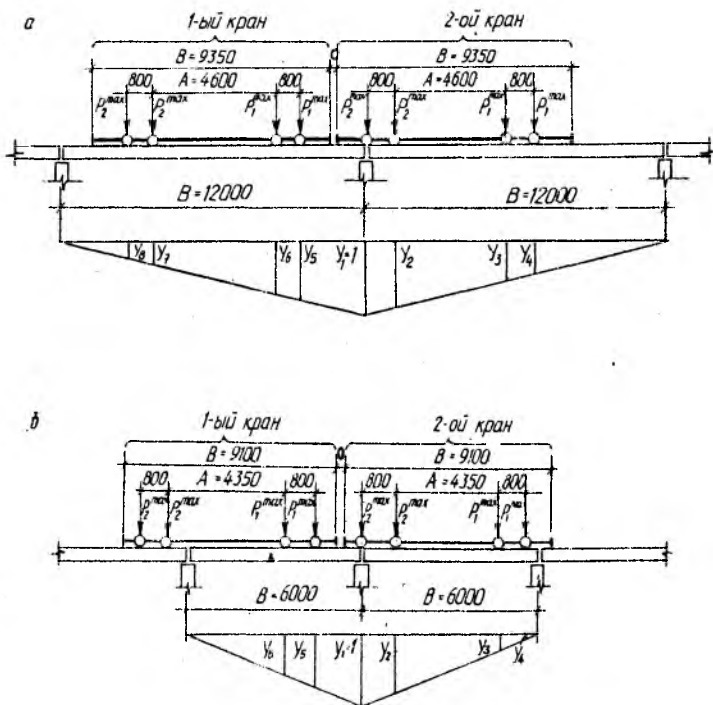


Рис. 3.2. Схема загрузки подкрановых балок для определения A_{max} и A_{min} :
 а - кранами грузоподъемностью $Q = 100/20$ т при шаге колонн 12 м ; б - кранами грузоподъемностью $Q = 80/20$ т при шаге колонн 6 м

Вес подкрановой балки $G_{п.б.}$ можно определять по формуле

$$G_{п.б.} = \eta \cdot \psi \cdot A \cdot l \cdot \gamma \quad (\text{кН}), \quad (20)$$

где $\eta = 1,05$ - коэффициент перегрузки ;
 ψ - строительный коэффициент, который для сварных подкрановых балок с тормозными конструкциями равен 1,35 ;
 A и l - соответственно площадь сечения и длина балки в м^2 и м ;
 $\gamma = 78,5 \text{ кН/м}^3$ ($7,85 \text{ т/м}^3$) - объемная масса стали.

Когда площадь подкрановых балок неизвестна, то их вес можно определять в зависимости от грузоподъемности крана по табл.3.6.

Т а б л и ц а 3.6

Q , т	5...15	20...50	> 50
$G_{п.б.}$, кН/м	2...6	4...8	6...12

Давления A_{max} и A_{min} передаются по осям подкрановых балок, которые установлены с эксцентриситетом по отношению к центру тяжести нижней части колонны. Поэтому в раме от вертикального давления кранов возникают дополнительно сосредоточенные моменты. A_{max} и A_{min} в этом случае переносятся на геометрическую ось нижней части колонны (рис. 3.3), а величины сосредоточенных моментов определяются по выражениям

$$M_{\text{max}} = A_{\text{max}} \cdot e_k \quad (\text{кН м}), \quad (21)$$

$$M_{\text{min}} = A_{\text{min}} \cdot e_k \quad (\text{кН м}), \quad (22)$$

где e_k - расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения подкрановой части колонны..

Для средних рядов колонн $e_k = \beta_H / 2$ (рис. 3.3 а), для крайних ступенчатых колонн $e_k = \beta_H - \beta_B / 2 - e = (0,5...0,6) \beta_H$ (рис. 3.3 б), для колонн постоянного сечения $e_k = \lambda$ (рис. 3.3 в).

При торможении тележки крана на колонны рамы действует горизонтальная поперечная нагрузка (рис. 3.1).

Согласно / 7 / нормативная горизонтальная поперечная сила T_{σ}^H , действующая вдоль моста крана, при гибком подвесе определяется по формуле

$$T_{\sigma}^H = \frac{Q + G_T}{20\eta_0} \quad (\text{кН}), \quad (23)$$

где G_T - вес тележки, принимаемый по / 9, 10/ .

Сила горизонтального поперечного торможения тележки передает-

ся через колеса крана на крановый рельс. При этом условно считается (в запас прочности), что она действует только на один ряд подкрановых балок (рис. 3.10) и распределяется поровну между колесами крана. Тогда горизонтальное давление на колесо крана равно

$$T_k = \frac{T_0^H}{n_0} \quad (\text{кН}), \quad (24)$$

Минимальное значение горизонтальной поперечной силы на колонну здания в соответствии с нормами определяется от двух сближенных кранов

$$T = n_c \cdot n \cdot T_k \cdot \Sigma y \quad (\text{кН}), \quad (25)$$

где Σy - сумма ординат линий влияния давления на колонну (рис. 3.2), определяемая при том же положении кранов, как и для A_{max} и A_{min} .

Сила T прикладывается к поперечной раме в уровне верхнего пояса подкрановой балки. Для рам с подкрановыми балками высотой до 1 м с целью упрощения расчетов разрешается силу T прикладывать к верху уступа колонны. Максимальное вертикальное давление кранов может быть приложено к одной или другой колонне поперечной рамы здания, а горизонтальная сила поперечного торможения действует на любую из колонн как вправо, так и влево. Поэтому в однопролетных зданиях от мостовых кранов следует учитывать 6 возможных загрузений, от которых определяются усилия в элементах ПРЗ. В многопролетных зданиях указанные загрузки должны быть учтены в каждом из пролетов.

3.2.4. Ветровая нагрузка

Расчет поперечных рам здания, как правило, выполняется только на статическую составляющую ветровой нагрузки, соответствующей установленному напору на здание. Динамическая составляющая, вызываемая пульсациями скоростного напора, учитывается для производственных зданий высотой свыше 36 м при отношении высоты к пролету более 1.5 / 7, с. 289/. Такие производственные здания встречаются редко, поэтому в пособии рассматривается только статическая составляющая ветровой нагрузки.

Характер распределения статической составляющей ветрового напора зависит от профиля здания.

Нормативное и расчетное значения статической составляющей ветровой нагрузки определяются по формулам :

- с наветренной стороны (напор)

$$q'' = q_0 \cdot K \cdot C \cdot B \quad (\text{кН/м}); \quad (26)$$

$$q = \pi \cdot q'' \quad (\text{кН/м}), \quad (27)$$

- с заветренной стороны (отсос)

$$q'' = q_0 \cdot K \cdot C' \cdot B \quad (\text{кН/м}); \quad (28)$$

$$q' = \pi \cdot q'' \quad (\text{кН/м}), \quad (29)$$

где q_0 - нормативный скоростной напор ветра на высоте 10 м, принимаемый по табл. 3.7 в зависимости от района строительства, определяемого по /15, карта 3/;

K - коэффициент учитывающий изменение скоростного напора в зависимости от высоты и типа местности, принимаемый по табл. 3.8;

C, C' - аэродинамические коэффициенты, зависящие от конфигурации здания. Для производственных зданий с пролетами одинаковой высоты $C = 0,8$, а C' принимается по табл. 3.9;

B - шаг рам или ширина расчетного блока;

$\pi = 1,2$ - коэффициент перегрузки.

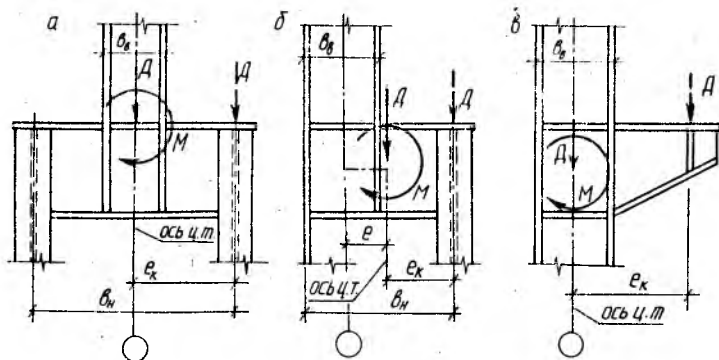


Рис. 3.3. Определение изгибающих моментов в нижней части колонны:

а, б - для колонн среднего и крайнего рядов; в - для колонн постоянного сечения

Скоростной напор ветра увеличивается с высотой, а у поверхности земли зависит от наличия различных препятствий. Поэтому разли-

чают три типа местности (табл. 3.8):

А - открытые местности (степи, лесостепи, пустыни, открытые побережья морей, озер, водохранилищ);

Б - территории малых и средних городов, территории крупных и крупнейших городов, застроенные зданиями высотой до 20 м, леса;

В - территории больших, крупных и крупнейших городов, застроенных зданиями высотой свыше 20 м.

Для зданий высотой до 40 м, расположенных в местности типа В, и рассчитываемых только на статическую составляющую ветровой нагрузки, значения коэффициента K следует умножать на дополнительные коэффициенты: 1,7 - при высоте здания до 20 м и 1,6 - при высоте здания свыше 20 м.

Промежуточные значения коэффициентов K и C' принимаются по линейной интерполяции.

Т а б л и ц а 3.7
Нормативный скоростной напор ветра на высоте 10 м

Районы СССР /I5, карта 3/	I	II	III	IV	V	VI	VII
Скоростной напор, кН/м ² (кг/м ²)	0,27 (27)	0,35 (35)	0,45 (45)	0,55 (55)	0,70 (70)	0,85 (85)	1,00 (100)

Т а б л и ц а 3.8
Значения коэффициентов K

Тип местности	Высота над поверхностью земли, м			
	10	20	30	40
А	1,0	1,25	1,4	1,55
Б	0,65	0,9	1,05	1,2
В	0,3	0,5	0,63	0,75

С учетом вышеизложенного схемы ветровой нагрузки для зданий высотой до 10 м, от 10 до 20 м и от 20 до 40 м приведены на рис. 3.4 а, рис. 3.5 а и рис. 3.6 а. Однако при таких схемах ветровой нагрузки определить усилия в сечениях рамы довольно сложно. Поэтому в практике инженерных расчетов такую меняющуюся с высотой на-

грузку заменяют эквивалентной, равномерно распределенной (рис. 3.4 б, рис. 3.5 б и рис. 3.6 б).

Т а б л и ц а 3.9

Значения коэффициента C'

Длина здания/пролет здания	Высота здания/ пролет здания.		
	0,5	I	2
≤ 1	0,4	0,5	0,6
≥ 2	0,5	0,6	0,6

Величину эквивалентной равномерно распределенной ветровой нагрузки на раму можно найти по формуле

$$q_0 = \frac{2M_A}{h^2} \quad (\text{кН/м}), \quad (30)$$

где M_A - момент относительно точки "А" (рис. 3.4; 3.5; 3.6) от эпюры ветрового давления по нормам проектирования, значения которого для зданий различной высоты приведены в табл. 3.10.

Т а б л и ц а 3.10

Высота здания	Значение момента M_A
до 10 м	$\frac{q_1 \cdot (h^2 - h_0^2)}{2}$
от 10 до 20 м	$\frac{q_1 \cdot (h^2 - h_0^2)}{2} + \frac{(q_2 - q_1) \cdot x \cdot (2x + 30 + 3h_0)}{6}$
от 20 до 40 м (отметка низа ригеля ниже отметки 20 м)	$\frac{q_1 \cdot (h^2 - h_0^2)}{2} + \frac{(q_2 - q_1) \cdot (h - h_0 - 10) \cdot (2h + h_0 + 10)}{6}$
от 20 до 40 м (отметка низа ригеля выше отметки 20 м)	$\frac{q_1 \cdot (h^2 - h_0^2)}{2} + \frac{(q_2 - q_1) \cdot (250 + 5h_0)}{3} + \frac{(q_2 - q_1) \cdot (h - h_0 - 20) \cdot (2h + h_0 + 20)}{6}$

Эквивалентную ветровую нагрузку на колонну с заветренной стороны здания можно найти по выражению

$$q'_0 = \frac{C'}{C} q_0 \quad (\text{кН/м}). \quad (31)$$

а

Схема ветровой нагрузки на раму

б

Схема эквивалентной ветровой нагрузки на раму

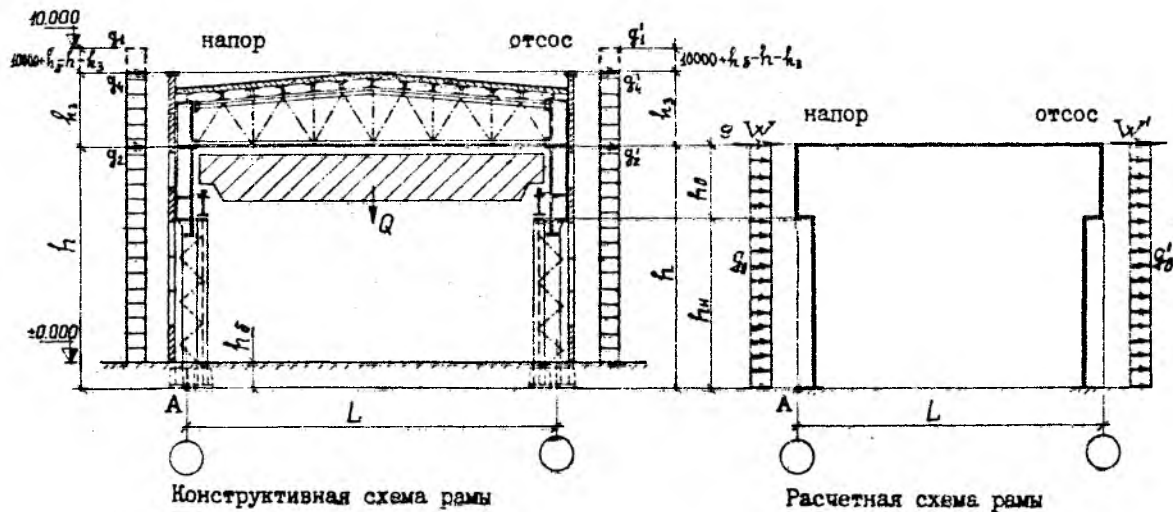


Рис. 3.4.

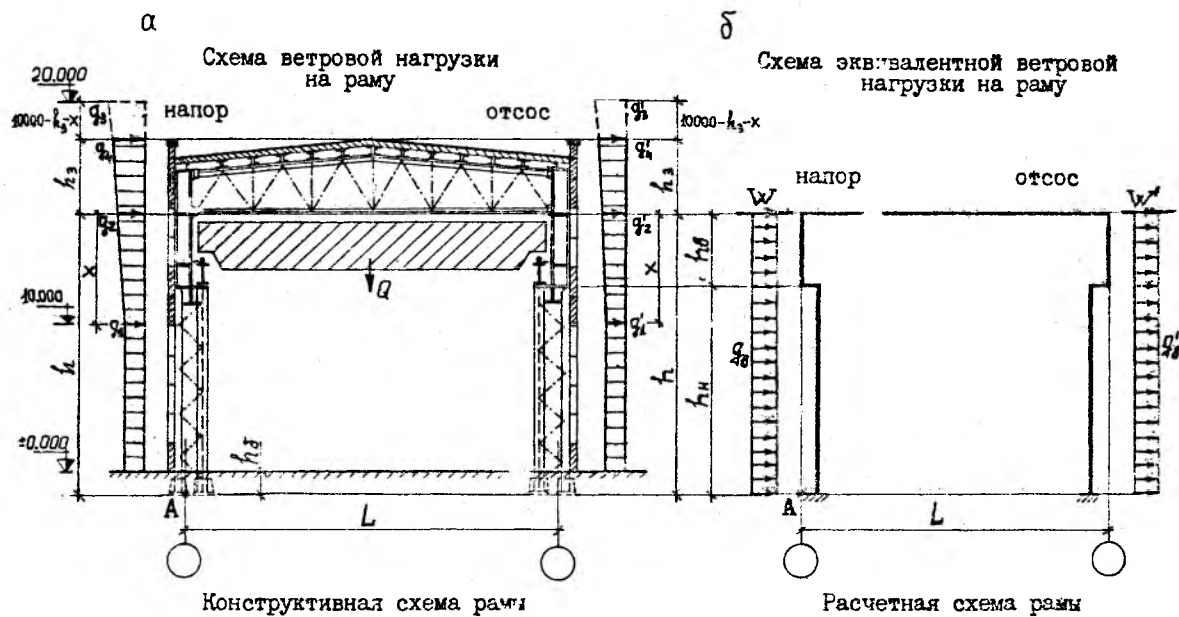


Рис. 3.5.

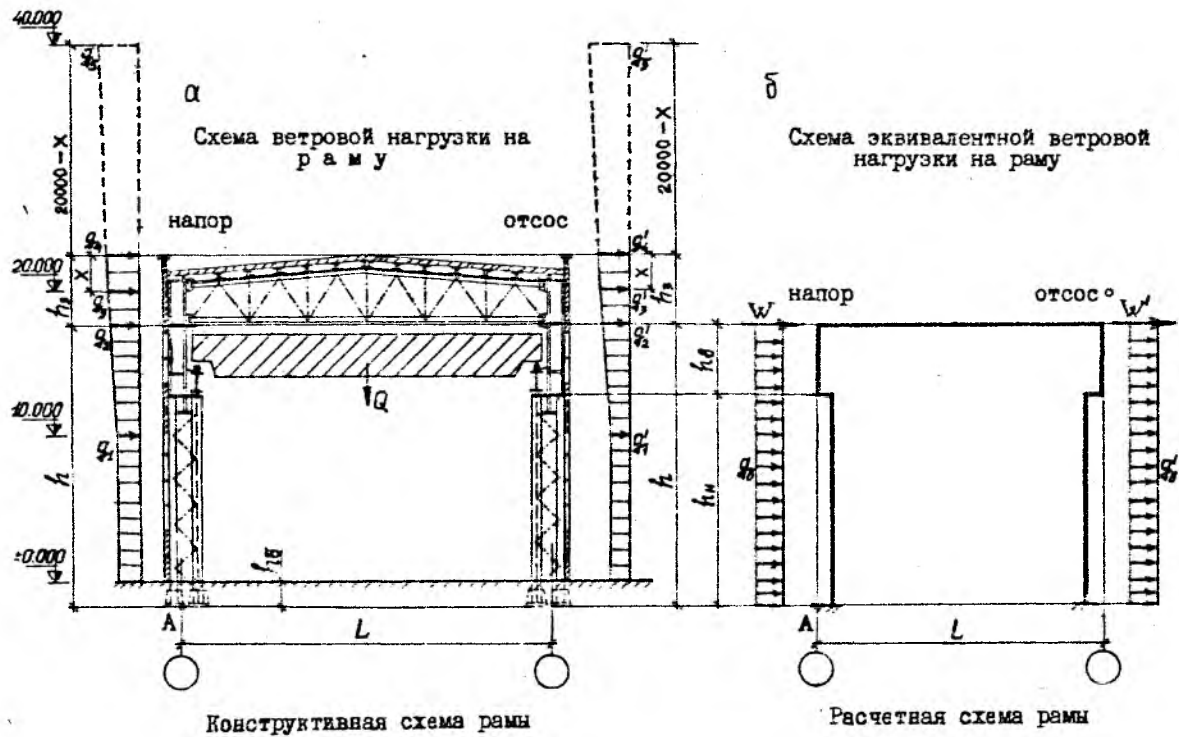


Рис. 3.6

Ветровая нагрузка, действующая выше отметки низа ригеля, приводится к сосредоточенным силам W и W' , приложенным на уровне нижнего пояса фермы (рис. 3.4, 3.5, 3.6). Значения этих сил определяются по формулам табл. 3.11.

Т а б л и ц а 3.11

Высота здания	Значения сил W , кН
до 10 м	$q_1 \cdot h_3$
от 10 до 20 м	$\frac{(q_2 + q_4) \cdot h_3}{2}$
от 20 до 40 м (отметка низа ригеля ниже отметки 20 м)	$\frac{(q_2 + q_4) \cdot h_3}{2}$
от 20 до 40 м (отметка низа ригеля выше отметки 20 м)	$\frac{(q_2 + q_3) \cdot (h_3 - x)}{2} + \frac{(q_4 + q_3) \cdot x}{2}$
Величина силы W' определяется по формуле $W' = \frac{c'}{c} \cdot W \text{ (кН)}$	

Для производственных зданий, в которых по крайним рядам, кроме основных колонн поперечных рам, устанавливаются стойки фахверка, ветровая нагрузка собирается в соответствии с рис. 3.7. На рисунке горизонтальные усилия от стоек фахверка передаются в уровне перекрытия через продольные связи по нижним поясам ферм и тормозные фермы. При невысоких цехах ветровая нагрузка от стоек фахверка может передаваться в уровне перекрытия. Для облегчения вычислений ветровой нагрузки при наличии стоек фахверка здание в продольном направлении разбивается на отдельные участки, с которых ветровая нагрузка передается на колонны в виде равномерно распределенной (участок ω_1) и в виде сосредоточенных сил (W_c и W_d), приложенных в точке "С" (участки ω_2 и ω_3) и в точке "Д" (участки ω_4). Определение величины сил W_c и W_d выполняется следующим образом:

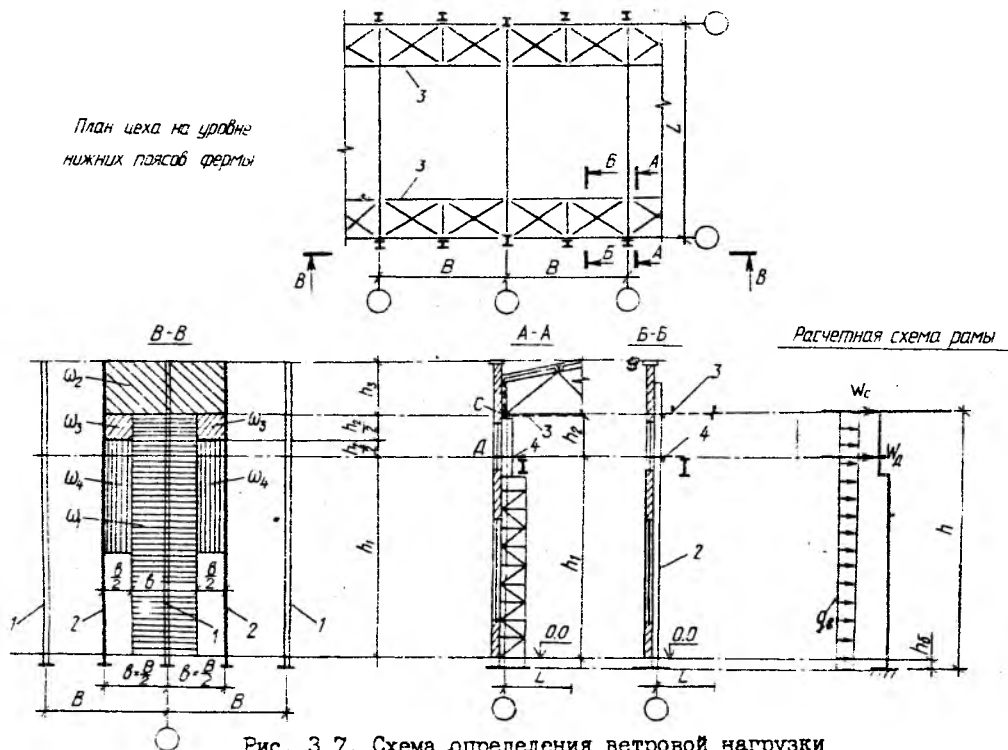


Рис. 3.7. Схема определения ветровой нагрузки при наличии стоек фахверка:

1 - колонны ПРЗ ; 2 - стойки фахверка; 3 - продольные связи ;
4 - тормозные фермы

$$W_C = W_{\omega_2} + 2W_{\omega_3} \quad (\kappa H); \quad (32)$$

$$W_D = 2W_{\omega_4} \quad (\kappa H), \quad (33)$$

где W_{ω_2} , W_{ω_3} , W_{ω_4} - сосредоточенная ветровая нагрузка, действующая на участки здания площадью ω_2 , ω_3 , ω_4 .

Эквивалентная ветровая нагрузка (q_B) в этом случае определяется так же, как и при отсутствии стоек фахверка, по формуле (30) с соответствующей грузовой площади.

3.3. Назначение расчетной схемы ПРЗ

Расчетную схему рамы назначают по решенной конструктивной схеме, в которой элементы ПРЗ изображаются осевыми линиями с идеализированными сопряжениями в узлах. Расчетная схема должна учитывать конструктивные особенности рассматриваемого каркаса и по возможности ближе соответствовать его конструктивной схеме. В расчетной схеме должны быть установлены:

- длины отдельных элементов и участков с различными сечениями;
- соотношения между моментами инерции, а при учете продольных деформаций - площади элементов;
- способы сопряжений конструкций друг с другом (шарнирное или жесткое);
- характер закрепления системы и элементов от горизонтальных смещений.

Длины и конфигурации стержней рамы в расчетной схеме определяют из чертежа, выполненного по геометрическим осям элементов. За геометрическую ось колонны обычно принимают линию, проходящую через центр тяжести ее сечения. Если этих данных нет, то геометрическую ось допускается принимать проходящей по середине сечения. За геометрическую ось ригеля при его жестком сопряжении с колоннами принимают:

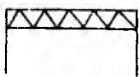

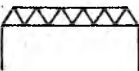


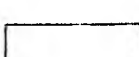


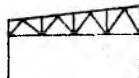




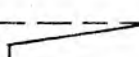

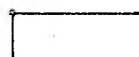
- для ферм - ось нижнего пояса;
- для сплошных ригелей - линию, проходящую по середине высоты сечения.

При шарнирном сопряжении ригеля с колоннами за геометрическую ось принимают линию, соединяющую их шарниры. Ригели, имеющие незначительный уклон (до 0,1 включительно), допускается принимать в расчетной схеме горизонтальными. В табл. 3.12 приведены примеры уста-

новления геометрических осей для однопролетных рам производственных зданий.

Т а б л и ц а 3.12

Установление геометрических осей сквозных ригелей для различных рам

При жестком сопряжении ригеля с колонной		При шарнирном сопряжении ригеля с колонной	
Конструктивная схема	Расчетная схема	Конструктивная схема	Расчетная схема
			
			
			
			

На рис. 3.8 показана конструктивная схема однопролетной рамы с жестким сопряжением ригеля с колоннами и отвечающие ей расчетные схемы. Расчет по схеме, приведенной на рис. 3.8 б, отличается большой трудоемкостью, поэтому в практике проектирования сквозной ригель заменяют сплошным эквивалентной жесткости и используют упрощенные схемы, показанные на рис. 3.8 в и рис. 3.8 г. Для схем (рис. 3.8 б, в) размер уступа колонн равен расстоянию между центрами тяжести сечений верхнего и несимметричного нижнего участков колонны и может быть определен из выражения $e = (0,45 \dots 0,55) b_n - b_s/2$.

Расчетная схема, показанная на рис. 3.8 г, отличается тем, что для рамы со ступенчатыми колоннами оси нижних подкрановых участков совмещают с осями верхних. Такое спрямление осей общепринято, так как оно не влияет на величину усилий в раме при всех загрузениях, за исключением вертикальных нагрузок, приложенных к верхним частям колонн и передающихся на нижние с эксцентриситетом. В этом случае внецентренная нагрузка учитывается введением дополнительного момента $M = F_g \cdot e$.

Значения моментов инерции нижнего (J_H), верхнего (J_B) участков колонны и ригеля (J_p) можно определить только после подбора сечений соответствующих элементов рамы, которые в начале неизвестны. Поэтому при составлении расчетной схемы используют данные проектирования аналогичных проектов или же значения моментов инерции определяют по приближенной методике. Момент инерции сквозного ригеля можно определить из условия равенства максимальных прогибов сквозной фермы и сплошной балки от действия равномерно распределенной нагрузки

$$J_p = \frac{M_{max} \cdot h_{cp}}{2R_y \cdot \gamma_c} \cdot K_1, \quad (34)$$

где M_{max} - наибольший изгибающий момент (обычно в середине пролета) в ригеле, определяемый как для простой балки от суммарной вертикальной расчетной нагрузки. При отсутствии подвесного оборудования $M_{max} = (q + p) \cdot L^2 / 8$;

q и p - соответственно погонные нагрузки на ригель от веса покрытия и снега;

L - пролет рамы;

h_{cp} - высота ригеля в середине пролета;

K_1 - коэффициент, учитывающий одновременно уклон верхнего пояса и податливость решетки сквозного ригеля. По данным работы / I4 / при уклоне верхнего пояса $i = I/8 \dots I/10$ - $K_1 = 0,7$; при $i = I/12 \dots I/15$ - $K_1 = 0,8$ и при $i = 0$ - $K_1 = 0,9$;

R_y - расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию и изгибу по пределу текучести;

$\gamma_c = 1$ - коэффициент условий работы.

Момент инерции подкрановой части колонны можно определить по приближенной формуле

$$J_H = \frac{(N_k + 2D_{max}) \cdot \sigma_k^2}{k_2 \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (35)$$

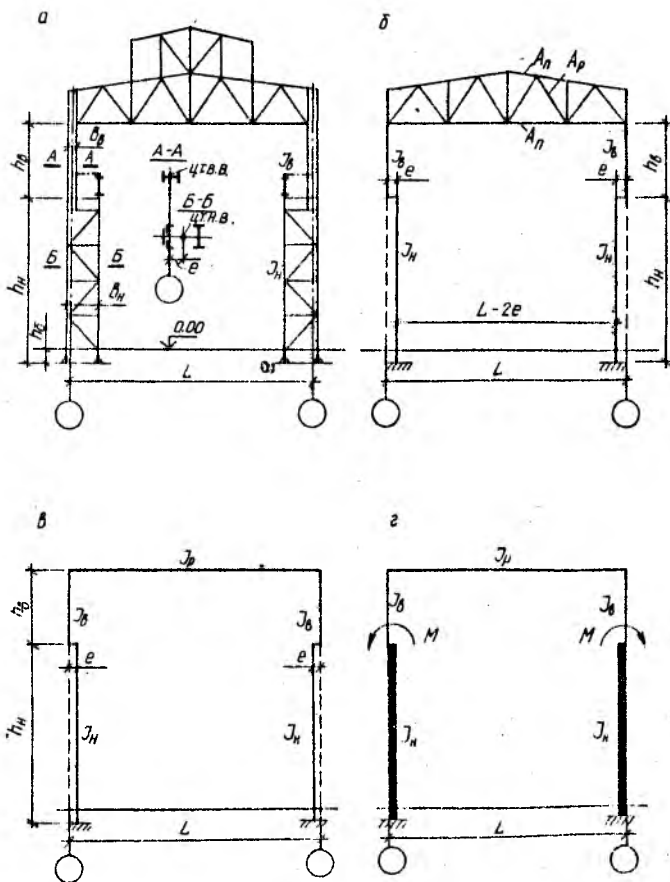


Рис. 3.8. Схемы однопролетных рам :

а - конструктивная; б, в - упрощенные со ступенчатой геометрической осью колонны; г - упрощенная с симметричной геометрической осью колонны

где N_A - расчетная нормальная сила в основании колонны от суммарной расчетной постоянной и снеговой нагрузок;

A_{max} - максимальное расчетное давление кранов на колонну (для средних рядов многопролетных зданий от кранов, расположенных с одной более нагруженной стороны пролета);

b_H - ширина нижнего сечения колонны ;

K_2 - коэффициент, зависящий от типа сечения колонны, шага рам и их высоты. Для ступенчатых колонн он равен: при шаге рам 12 м - 3,12...3,8 ; при шаге рам 6 м - 2.5...3. Для колонн постоянного сечения коэффициент K_2 обычно принимается в пределах от 2,2 до 2,5. При этом большие значения K_2 следует принимать при кранах большей грузоподъемности.

Момент инерции верхней надкрановой части колонн может быть определен из выражения

$$\frac{J_H}{J_0} = \frac{l_{KH}^2 \cdot A_H}{l_{K0}^2 \cdot A_0} = \left(\frac{b_H}{b_0}\right)^2 K_3 = \pi \quad (36)$$

или

$$J_0 = \frac{J_H}{\pi}, \quad (37)$$

где $\pi = \left(\frac{b_H}{b_0}\right)^2 K_3$;

b_0, b_H - ширина верхней и нижней частей колонны;
 K_3 - коэффициент, принимаемый равным 1,2...1,8 - для колонн средней мощности при жестком сопряжении их с ригелями ; 1,8...2,0 - для колонн средней мощности, расположенных по крайним осям здания при шарнирном сопряжении их с ригелями; 2,0...2,3 - то же, но для колонн средних рядов. Меньшие значения коэффициента соответствуют зданиям с легкой крановой нагрузкой.

Для статического расчета рамы достаточно знать только соотношение моментов инерции ее элементов. Поэтому, определив J_0 , можно вычислить величину $\pi = J_0/J_H$, а затем соотношение моментов инерции $J_0 : J_H : J_p = 1 : \pi : \pi$, которые часто округляют до целых чисел.

После выполнения статического расчета и подбора сечений элементов рамы необходимо сопоставить фактические моменты инерции с соответствующими первоначально принятыми. Отклонения в соотношениях моментов инерции не должны превышать 30 %. При большей разнице се-

чения элементов рамы уточняются и расчет выполняется заново.

На рис. 3.9 в качестве примера приведены расчетные схемы для однопролетного здания при загрузении его постоянной, снеговой, крановой и ветровой нагрузками.

3.4. Подготовка исходных данных для расчета рамы на ЭВМ

После сбора нагрузок на поперечную раму здания и составления расчетных схем исходные данные для расчета на ЭВМ записываются в специальный бланк. Для однопролетного здания применительно к курсовому проекту пример заполнения такого бланка приведен в табл. 3.13. Данные необходимо записывать с точностью до одной цифры после запятой. Необходимо соблюдать указанную в бланке размерность величин.

3.5. Расшифровка результатов расчета рамы на ЭВМ и определение расчетных усилий

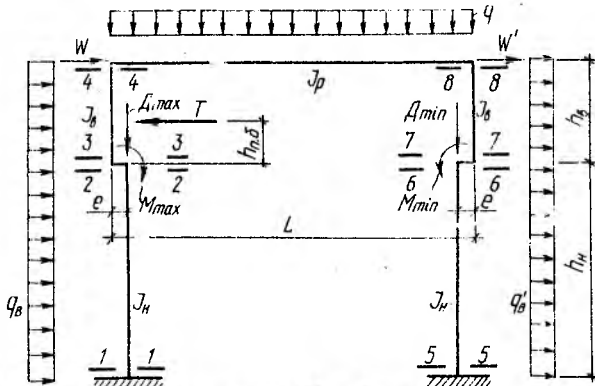
Результаты статического расчета рамы выдаются вычислительным центром в табличной форме, отпечатанными на специальном бланке (табл. 3.14). В таблице приводятся усилия N , M и Q для 8-ми сечений рамы. Результаты расчета поперечной рамы переносятся в табл. 3.15 для одной из колонн (например, левой). При этом, используя симметрию рамы, расчетные усилия получают для всех восьми схем загрузки, приведенных на рис. 3.9. Усилия от снеговой нагрузки P получают, исходя из значений усилий в колонне от постоянной нагрузки q , умножением последних на отношение P/q . Усилия в строках табл. 3.15 необходимо записывать со своими знаками, взятыми из табл. 3.14, с учетом следующих замечаний:

- продольная сила (N) отрицательна при сжатии;
- для загрузений 5, 6, 7 и 8, а также для загрузений 3 и 4 (только для верхней части колонны) значения продольных сил записываются равными нулю. Это вызвано тем, что данные усилия незначительны, а их учет может привести к существенным ошибкам при составлении комбинаций расчетных усилий;
- усилия M и Q для схем 5 и 6 необходимо записывать с двумя знаками—"плюс" и "минус" (например, ± 667 кН·м), имея в виду, что сила поперечного торможения может быть приложена как справа налево, так и наоборот.

Для многопролетных рам количество строк в табл. 3.15 для запи

Т а б л и ц а 3.13

Расчетная схема однопролетной рамы и задание на статический расчет



1 1 6 9 1 1 6				группа 169, задание 16	
Адрес	Велич.	Разм.*	Наим.	Пояснения	
100	011016	11113	011016	Шифр работы в восьмиричном коде	
1	+ 5,6	м	h_b	Высота верхней части колонны	
2	+ 1,0	б/р	J_b	Относительная жесткость верхн.ч. колонны	
3	+ 13,4	м	h_n	Высота нижней части колонны	
4	+ 6,0	б/р	J_n	Относительная жесткость нижн. ч. колонны	
5	+ 30,0	б/р	J_p	Относительная жесткость ригеля	
6	+ 24,0	т	L	Пролет рамы	
7	+ 4,4	т/м	q	Постоянная нагрузка	
110	+ 0,4	м	e	Смещение геометрических осей колонны	
1	+ 43,0	т/м	M_{min}	Момент от минимального давления крана	
2	+ 129,6	т/м	M_{max}	Момент от максимального давления крана	
3	+ 68,8	т	D_{min}	Минимальное давление крана	
4	+ 207,4	т	D_{max}	Максимальное давление крана	
5	+ 9,5	т	T	Поперечное торможение крана	
6	+ 1,7	м	$h_{n\delta}$	Привязка точки приложения силы T	
7	+ 1,6	т	W	Сосредоточенная ветровая нагрузка (напор)	
120	+ 1,2	т	W'	Сосредоточенная ветровая нагрузка (отсос)	
1	+ 0,4	т/м	q_b	Распределенная ветровая нагрузка (напор)	
2	+ 0,3	т/м	q'_b	Распределенная ветровая нагрузка (отсос)	

* Размерность величин нагрузок для машинного расчета записывается в т, тм, т/м.

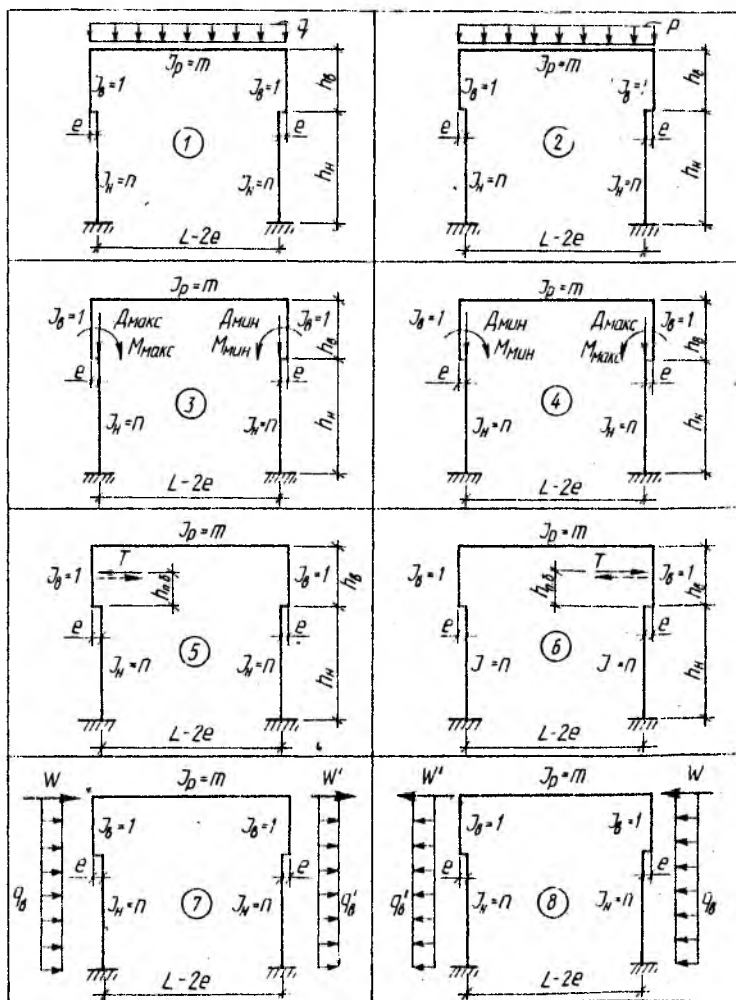


Рис. 3.9. Расчетные схемы загрузки ПРЗ:

1 - постоянной нагрузкой ; 2 - снеговой нагрузкой ; 3,4 - нагрузкой от вертикального давления кранов ; 5,6 - горизонтальной нагрузкой от сил поперечного торможения кранов ; 7,8 - ветровой нагрузкой

Статический расчет поперечной рамы
цифр работы 16-82

$J_B = 1,0$	$h_N = 13,4 \text{ м}$	$q = 4,4 \text{ т/м}$	$M_{\min} = 43,0 \text{ т/м}$
$J_H = 6,0$	$L = 24 \text{ м}$	$M_{\max} = 207,4 \text{ т}$	$T = 9,5 \text{ т}$
$J_p = 30,0$	$e = 0,4 \text{ м}$	$M_{\max} = 129,6 \text{ т/м}$	$W(W') = 1,6(1,2) \text{ т}$
$h_B = 5,6 \text{ м}$	$h_{n, \delta} = 1,7 \text{ м}$	$M_{\min} = 68,8 \text{ т}$	$q_B(q_B') = 0,4(0,3) \text{ т/м}$

Результаты расчета

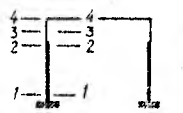

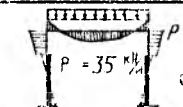
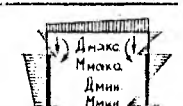
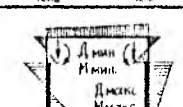




Вид загрузки	Наименование сечений																	
	1-1			2-2		3-3		4-4		5-5			6-6		7-7		8-8	
	M	N	Q	M	N	M	N	M	N	M	N	Q	M	N	M	N	M	N
Постоянная нагрузка	12,8	52,8	-0,5	5,6	52,8	-15,5	52,8	-18,6	52,8	12,8	52,8	0,5	5,6	52,8	-15,5	52,8	-18,6	52,8
Кран вертикальное давление	-2,9	206,4	-1,7	-9,6	206,4	38,0	-1,0	-0,1	-1,0	59,9	69,8	6,7	-28,9	69,8	14,1	1,0	-23,9	1,0
Кран поперечное торможение	-66,7	-1,0	5,7	8,6	-1,0	8,6	-1,0	3,2	-1,0	52,4	1,0	3,8	1,4	1,0	1,4	1,0	-20,5	1,0
Ветровая нагрузка	-74,8	-1,4	8,6	4,0	-1,4	4,0	-1,4	16,1	-1,4	70,8	1,4	7,5	-2,6	1,4	-2,6	1,4	-17,9	1,4

Правила знаков: изгибающий момент положителен, если растягивает внутренние волокна рамы. Поперечная сила в сечении положительна, если вращение оси стойки до совмещения с эпюрой изгибающих моментов происходит по часовой стрелке. Продольная сила положительна при сжатии.

Примечание: эпюры от поперечного торможения крана могут иметь противоположные знаки.

Т а б л и ц а 3.15

Составление сводной таблицы усилий в колонне (для сечений 1-1, 2-2, 3-3, 4-4) по результатам расчета на ЭЕМ

№/загружения	Вид загрузки		коэффициент сочетаний (γ_{Σ})	Нижняя часть колонны (подкрановая ветвь)				Верхняя часть колонны (надкрановая ветвь)				
				Сечение 1-1		Сечение 2-2		Сечение 3-3		Сечение 4-4		
				M (кН·м)	N (кН)	Q (кН)	M (кН·м)	N (кН)	M (кН·м)	N (кН)	M (кН·м)	N (кН)
1	Постоянная нагрузка		1.0	128	-528	-5	56	-528	-155	-528	-186	-528
			0.9	91,8	-380,7	-3,6	40,5	-380,7	-111,6	-380,7	-134,1	-380,7
2	Снеговая нагрузка		1.0	102	-423	-4	45	-423	-124	-423	-149	-423
			0.9	91,8	-380,7	-3,6	40,5	-380,7	-111,6	-380,7	-134,1	-380,7
3	Крановые моменты (пележка) слева		1.0	-29	-206,4	-67	-916	-206,4	38	0	-1	0
			0.9	-26,1	-185,76	-60,3	-824,4	-185,76	34,2	0	-0,9	0
4	Крановые моменты (пележка) справа		1.0	599	-698	-67	-289	-698	141	0	239	0
			0.9	539,1	-628,2	-60,3	-260,1	-628,2	126,9	0	215,1	0
5	Поперечное торможение (сила приложена к левой оплке)		1.0	±667	0	±57	±86	0	±86	0	±32	0
			0.9	±600,3	0	±51,3	±77,4	0	±77,4	0	±28,8	0
6	Поперечное торможение (сила приложена к правой оплке)		1.0	±524	0	±38	±14	0	±14	0	±205	0
			0.9	±471,6	0	±34,2	±12,6	0	±12,6	0	±184,5	0
7	Ветровая нагрузка (ветер слева)		1.0	-748	0	+86	40	0	40	0	161	0
			0.9	-673,2	0	+77,4	36	0	36	0	144,9	0
8	Ветровая нагрузка (ветер справа)		1.0	708	0	+75	-26	0	-26	0	-179	0
			0.9	637,2	0	+67,5	-23,4	0	-23,4	0	-161,1	0

си усилий от снега и крановой нагрузки принимаются в зависимости от числа пролетов.

По полученным значениям усилий M , N и Q , вызванных отдельными загружениями, составляют таблицу комбинаций расчетных усилий (табл. 3.16).

В соответствии с / 15 / установлены два вида сочетаний нагрузок - основные и особые. При расчете конструкций на основные сочетания в случае учета одной кратковременной нагрузки коэффициент сочетаний (Π_c) равен 1,0, а при учете двух и более кратковременных нагрузок - $\Pi_c = 0,9$. В первом случае усилия (S_p) при расчетах на прочность, устойчивость определяются из выражения

$$S_p = \Sigma(S_{пост.}^n \cdot \eta_i) + \Sigma(S_{длит.}^n \cdot \eta_i) + (S_{крат.}^n \cdot \eta_i), \quad (38)$$

где $S_{пост.}^n$, $S_{длит.}^n$, $S_{крат.}^n$ - усилия от нормативных нагрузок;
 η_i - коэффициенты перегрузки, соответствующие видам нагрузки. Во втором случае при учете малой вероятности одновременного нагружения конструкций всеми неблагоприятными кратковременными нагрузками расчетное усилие будет определяться

$$S_p = \Sigma(S_{пост.}^n \cdot \eta_i) + \Sigma(S_{длит.}^n \cdot \eta_i) + 0,9 \frac{m}{2} (S_{крат.}^n \cdot \eta_i), \quad (39)$$

где m - общее количество кратковременных нагрузок.

При особом сочетании величины кратковременных нагрузок принимаются с коэффициентом сочетаний 0,8, кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования. Величина особой нагрузки принимается без снижения. Расчетная комбинация усилий определяется из выражения

$$S_p = \Sigma(S_{пост.}^n \cdot \eta_i) + \Sigma(S_{длит.}^n \cdot \eta_i) + (S_{особ.}^n \cdot \eta_i) + 0,8 \Sigma(S_{крат.}^n \cdot \eta_i). \quad (40)$$

При определении расчетных усилий комбинации нагрузок должны быть реальными, т.е. нельзя рассматривать поперечное торможение крана без одновременного учета усилий от вертикального давления и, наоборот, усилия от вертикального давления могут быть без усилий поперечного торможения. Исходя из возможных фактических условий работы крана принимают, что сила поперечного торможения может быть приложена к любой из колонн рассматриваемого пролета, как при действии на нее силы A_{max} , так и A_{min} .

Для однопролетной поперечной рамы здания от крановой нагрузки должна учитываться одна из шести возможных схем загружений: вертикальное давление колес - схемы 3 или 4 и вертикальное давление ко-

Т а б л и ц а 3.16

Установление расчетной комбинации усилий для
подбора сечений подкрановой и надкрановой частей колонны
(в том числе и в ее сопряжении с ригелем)

№ п/п	СОЧЕТАНИЕ НАГРУЗОК	КОМБИНАЦИИ М и N	Нижняя часть колонны (ПОДКРАНОВАЯ ВЕЛВЬ)				Верхняя часть колонны (НАДКРАНОВАЯ ВЕЛВЬ)			
			Сечение 1-1		Сечение 2-2		Сечение 3-3		Сечение 4-4	
			M (кН·м)	N (кН)	M (кН·м)	N (кН)	M (кН·м)	N (кН)	M (кН·м)	N (кН)
1	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 1$ (последняя + одна кратковременная)	M макс.; N макс.	+1394	-1226	+101	-951	+72	-528	+18	-528
		NN сочетаний	1,4,5 ⁺		1,2		1,4,5 ⁺		1,3,6 ⁺	
2	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 1$ (последняя + одна кратковременная)	M макс.; N макс.	-620	-528	-946	-2592	-279	-951	-630	-528
		NN сочетаний	1,7		1,3,5 ⁻		1,2		1,4,6 ⁻	
3	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 1$ (последняя + одна кратковременная)	M макс.; N макс.	+766	-2385,6	-774	-2592	-279	-951	-335	-951
		NN сочетаний	1,3,5 ⁺		1,3,5 ⁺		1,2		1,2	
4	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 1$ (последняя + одна кратковременная)	M макс.; N макс.	-566	-2385,6	-946	-2592	-279	-951	-335	-951
		NN сочетаний	1,3,5 ⁻		1,3,5 ⁻		1,2		1,2	
5	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 0,9$ (последняя + две кратковременные, но не менее двух)	M макс.; N макс.	+1996,4	-1536,9	+132,5	-908,7	+85,3	-528	+142,5	-528
		NN сочетаний	1,2,4,5 ^{+,8}		1,2,7		1,4,5 ^{+,7}		1,3,6 ^{+,7}	
6	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 0,9$ (последняя + две кратковременные, но не менее двух)	M макс.; N макс.	-1171,6	-2385,6	-869,2	-2385,6	-333,2	-908,7	-880,8	-908,7
		NN сочетаний	1,3,5 ^{-,7}		1,3,5 ^{-,8}		1,2,3,5 ^{-,8}		1,2,4,6 ^{-,8}	
7	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 0,9$ (последняя + две кратковременные, но не менее двух)	M макс.; N макс.	+1431,2	-2766,3	-614,5	-2766,3	-26,3	-908,7	+8,4	-908,7
		NN сочетаний	1,2,3,5 ^{+,8}		1,2,3,5 ^{+,7}		1,2,4,5 ^{+,7}		1,2,3,6 ^{+,7}	
8	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 0,9$ (последняя + две кратковременные, но не менее двух)	M макс.; N макс.	-1079,8	-2766,3	-828,7	-2766,3	-333,2	-908,7	-880,8	-908,7
		NN сочетаний	1,2,3,5 ^{-,7}		1,2,3,5 ^{-,8}		1,2,3,5 ^{-,8}		1,2,4,6 ^{-,8}	
9	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 1$ (последняя + две кратковременные, но не менее двух)	M мин.; N макс.	+813	-432	—	—	—	—	—	—
		NN сочетаний	1,8		—		—		—	
10	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 1$ (последняя + две кратковременные, но не менее двух)	M мин.; N макс.	-643	-432	—	—	—	—	—	—
		NN сочетаний	1,7		—		—		—	
11	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 1$ (последняя + две кратковременные, но не менее двух)	M пост.	—	—	—	—	—	—	-186	—
		NN сочетаний	—		—		—		1	
12	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 1$ (последняя + две кратковременные, но не менее двух)	M сн.	—	—	—	—	—	—	-149	—
		NN сочетаний	—		—		—		2	
13	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 1$ (последняя + две кратковременные, но не менее двух)	M макс. без пост. долгот. нагрузок	—	—	—	—	—	—	-623	—
		NN сочетаний	—		—		—		4,6 ^{-,8}	
14	Основное сочетание с коэф-фициентом сочетаний $\gamma_c = 1$ (последняя + две кратковременные, но не менее двух)	M пост. без пост. долгот. нагрузок	—	—	—	—	—	—	+192	—
		NN сочетаний	—		—		—		3,5 ^{-,7}	

лес совместно с усилиями поперечного торможения - схемы 3, 5 или 3, 6 ; 4, 5 или 4, 6.

Нельзя также одновременно учитывать усилия от ветровой нагрузки, действующей на здание в двух взаимно противоположных направлениях - схемы 7 и 8.

Для определения расчетных усилий обычно используют следующие четыре расчетные комбинации:

$$\begin{aligned} +M_{\max} \text{ и } -N_{\text{соотв}}; & \quad -N_{\max} \text{ и } +M_{\text{соотв}}; \\ -M_{\max} \text{ и } -N_{\text{соотв}}; & \quad -N_{\max} \text{ и } -M_{\text{соотв}}. \end{aligned}$$

При составлении комбинаций (табл. 3.16) первые значения усилий ($+M_{\max}$, $-M_{\max}$, $-N_{\max}$) считаются основными. По ним выбираются номера схем нагружений из табл. 3.15.

Для расчета анкерных болтов составляют специальную комбинацию расчетных усилий в сечении у основания колонны. Комбинация включает в себя максимально возможный момент ($\pm M_{\max}$) и наименьшую продольную силу (N_{\min}). Причем продольная сила от постоянной нагрузки учитывается с коэффициентом перегрузки 0,9, так как она разгружает анкерные болты.

Рассмотрим несколько примеров определения различных расчетных комбинаций усилий в сечениях колонны применительно к данным табл. 3.15.

Пример I. Для сечения I-I составить основное сочетание нагрузок с $N_c = I$ для расчетной комбинации ($+M_{\max}$, $-N_{\text{соотв}}$).

В эту комбинацию входят:

- постоянная нагрузка (загружение I - рис. 3.9) независимо от знака момента;

- одна из кратковременных нагрузок, которая дает максимальный положительный момент: снеговая (загружение 2) - $M = +102 \text{ кН}\cdot\text{м}$; крановая [(загружение 3) - $M = -29 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (не учитываем, так как момент отрицательный), (загружение 4) - $M = +599 \text{ кН}\cdot\text{м}$, (загружения 3, 5⁺) - $M = -29 + 667 = +638 \text{ кН}\cdot\text{м}$, (загружения 3, 6⁺) - $M = -29 + 524 = +495 \text{ кН}\cdot\text{м}$, (загружения 4, 5⁺) - $M = +599 + 667 = +1266 \text{ кН}\cdot\text{м}$, (загружения 4, 6⁺) - $M = +599 + 524 = +1123 \text{ кН}\cdot\text{м}$]; ветровая (загружение 8) - $M = +708 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Сопоставляя величины моментов от кратковременных нагрузок, видим, что наибольший положительный момент вызывает крановая нагрузка при схемах нагружения 4, 5⁺. Знак "+" показывает, что для загрузки-

ния 5 изгибающий момент принимается положительным.

Таким образом, основное сочетание нагрузок, дающее в сечении I-I расчетную комбинацию ($+M_{\text{макс.}}$ и $-N_{\text{соотв}}$); состоит из загрузок 1, 4, 5⁺ и равно:

$$+M_{\text{макс.}} = +128 + 1266 = +1394 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$-N_{\text{соотв}} = -528 - 698 = -1226 \text{ кН.}$$

Пример 2. Для сечения I-I составить основное сочетание нагрузок с $P_c = I$ для расчетной комбинации ($-M_{\text{макс.}}$, $-N_{\text{соотв}}$).

В эту комбинацию входят:

- постоянная нагрузка (загружение 1) независимо от знака момента;

- одна из кратковременных нагрузок, которая дает максимальный отрицательный момент: снеговая (загружение 2) - $M = +102 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (не учитываем, так как момент положительный); крановая [загружение 3) - $M = -29 \text{ кН}\cdot\text{м}$, (загружение 4) - $M = +599 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (не учитываем, так как момент положительный), (загружения 3, 5⁻) - $M = -29 - 667 = -696 \text{ кН}\cdot\text{м}$, (загружения 3, 6⁻) - $M = -29 - 524 = -553 \text{ кН}\cdot\text{м}$, (загружения 4, 5⁻) - $M = +599 - 667 = -68 \text{ кН}\cdot\text{м}$, (загружения 4, 6⁻) - $M = +599 - 524 = +75 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (не учитываем, так как момент положительный)]; ветровая (загружение 7) - $M = -748 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Анализ кратковременных нагрузок, дающих отрицательный момент, показывает, что его максимальное значение получается при схеме загрузки 7.

Таким образом, основное сочетание нагрузок, дающее в сечении I-I расчетную комбинацию ($-M_{\text{макс.}}$, $-N_{\text{соотв}}$), состоит из загрузок 1, 7 и равно:

$$-M_{\text{макс.}} = +128 - 748 = -620 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$-N_{\text{соотв}} = -528 \text{ кН.}$$

Пример 3. Для сечения I-I составить основное сочетание нагрузок с $P_c = I$ для расчетной комбинации ($-N_{\text{макс.}}$, $-M_{\text{соотв}}$).

В эту комбинацию входят:

- постоянная нагрузка (загружение 1) - $N = -528 \text{ кН}$;
- одна из кратковременных нагрузок, которая дает максимальную продольную силу: снеговая (загружение 2) - $N = -423 \text{ кН}$; крановая [(загружение 3) - $N = -2064 \text{ кН}$, (загружение 4) - $N = -698 \text{ кН}$].
Остальные схемы загрузок дают $N = 0$.

Анализ величин приведенных усилий показывает, что в расчетную

комбинацию, дающую $-N_{\max}$, входят схемы нагружений I и 3.

Однако в данной комбинации нас еще интересует отрицательный момент, соответствующий продольной силе. В этом случае необходимо, кроме моментов для схем нагружений I и 3, принимаемых со своими знаками, дополнительно рассмотреть загрузки 5 и 6. Из этих схем в указанной комбинации учитывается наибольшее отрицательное значение момента, а именно: $M = -667$ кН·м (загрузка 5).

Таким образом, окончательно в сечении I-I для расчетной комбинации ($-N_{\max}$, $-M_{\text{соотв}}$) принимаем схемы нагружений I, 3, 5⁺ и тогда:

$$-N_{\max} = -528 - 2064 = -2592 \text{ кН};$$

$$-M_{\text{соотв}} = +128 - 29 - 667 = -568 \text{ кН·м.}$$

Пример 4. Для сечения I-I составить основное сочетание нагрузок с $\gamma_c = 0,9$ для расчетной комбинации ($-N_{\max}$, $-M_{\text{соотв}}$).

В эту комбинацию нагрузок входят:

- постоянная нагрузка с $\gamma_c = 1$ (загрузка I) - $M = +128$ кН·м (независимо от знака момента);
- кратковременные с $\gamma_c = 0,9$: снеговая (загрузка 2) - $M = +91,8$ кН·м (не учитываем, так как момент положительный); краевая [(загрузка 3) - $M = -26,1$ кН·м, (загрузка 4) - $M = +539,1$ кН·м (не учитываем, так как момент положительный), (загрузки 3, 5⁺) - $M = -26,1 - 600,3 = -626,4$ кН·м, (загрузки 3, 6⁺) - $M = -26,1 - 471,6 = -497,7$ кН·м, (загрузки 4, 5⁺) - $M = +539,1 - 600,3 = -61,2$ кН·м, (загрузки 4, 6⁺) - $M = +539,1 - 471,6 = +67,5$ кН·м (не учитываем, так как момент положительный)]; ветровая (загрузка 7) - $M = -673,2$ кН·м.

Следует помнить, что при составлении вышеуказанной расчетной комбинации необходимо учитывать только одну из схем нагружений рамы краевой нагрузкой, дающую максимальный отрицательный момент.

Анализ величин всех приведенных нагрузок показывает, что в искомое сочетание входят нагрузки следующих схем нагружений: I, 3, 5⁺, 7, а численные значения момента и продольной силы равны:

$$-N_{\max} = +128 - 626,4 - 673,2 = -1171,6 \text{ кН·м};$$

$$-M_{\text{соотв}} = -528 - 1857,6 = -2385,6 \text{ кН.}$$

Пример 5. Для сечения I-I составить основное сочетание нагрузок с $\gamma_c = 0,9$ для расчетной комбинации ($-N_{\max}$, $+M_{\text{соотв}}$).

В эту комбинацию нагрузок входят:

- постоянная нагрузка (загрузка I) - $N = -528$ кН;

- кратковременные с $\rho_c = 0,9$: снеговая (загружение 2) -
 - $N = - 380,7$ кН ; крановая [(загружение 3) - $N = - 1857,6$ кН , или
 (загружение 4) - $N = - 628,2$ кН]. Остальные схемы загружений дают
 $N = 0$.

Анализ величин приведенных усилий показывает, что в комбинацию, дающую $(-N_{\max})$, входят схемы загружений 1, 2 и 3.

Однако нас еще интересует максимальный положительный момент, соответствующий продольной силе. Для его получения необходимо учесть совместные действия сил вертикального давления и поперечного торможения кранов (загружения 3, 5⁺ или 3, 6⁺), а также загружение 8. Для загружения 5⁺ - $M = + 600,3$ кН·м, для загружения 6⁺ - $M = + 471,6$ кН·м, для загружения 8 - $M = + 637,2$ кН·м. Анализ схем загружений 5 и 6 показывает, что большее значение положительного момента отвечает схеме 5⁺.

Учитывая вышеизложенное, окончательно для расчетной комбинации $(-N_{\max}, +M_{\text{соотв}})$ выбираем схемы нагружений 1, 2, 3, 5⁺ и 8. Тогда
 $-N_{\max} = - 528 - 380,7 - 1857,6 = - 2766,3$ кН ;
 $+M_{\text{соотв}} = + 128 + 91,8 - 26,1 + 600,3 + 637,2 = + 1431,2$ кН·м.

Следует помнить, что для схем 1, 2 и 3 значения моментов принимаются со своими знаками.

Пример 6. Составить основное сочетание нагрузок для расчета анкерных болтов $(-N_{\min}, +M_{\text{соотв}})$.

При нахождении такой комбинации наиболее частым является сочетание постоянной и ветровой нагрузок. Как указывалось выше, усилия от постоянных нагрузок должны быть учтены с коэффициентом перегрузки $\rho = 0,9$, а ранее используемое значение коэффициента ($\rho \approx 1,1$) для определения расчетной нагрузки от покрытия должно быть исключено. Для рассматриваемой комбинации принимаются загружения 1 и 8

$$-N_{\min} = - 528 \cdot 0,9/1,1 = - 432 \text{ кН ;}$$

$$+M_{\text{соотв}} = + 128 \cdot 0,9/1,1 + 708 = + 813 \text{ кН·м.}$$

Аналогичным образом определяются расчетные комбинации усилий в других сечениях колонны.

После заполнения всей табл. 3.16 необходимо определить самые невыгодные комбинации усилий, по которым выполняется подбор сечения нижней и верхней частей колонны. Они определяются путем нахождения максимальной условной продольной силы для ветви

$$N_{\text{усл.}} = \left| \frac{N}{2} \right| + \left| \frac{M}{b} \right|, \quad (41)$$

где b - высота сечения соответствующего участка колонны.

Примеры определения невыгодной комбинации усилий:

А. Определить невыгодную комбинацию усилий для расчета верхней части колонны (табл. 3.16, сечения 3-3 и 4-4). Высота сечения $b_g = 0,5$ м.

Внимательно изучив комбинации усилий в сечениях 3-3 и 4-4, можно сказать, что только две из них могут быть приняты для определения самой невыгодной:

- в сечении 3-3 - $M = -279$ кН·м и $N = -951$ кН;
- в сечении 4-4 - $M = -880$ кН·м и $N = -908$ кН.

Тогда $N_{\text{усл.1}} = 951/2 + 279/0,5 = 1033,5$ кН;

$$N_{\text{усл.2}} = 908/2 + 880/0,5 = 2214 \text{ кН.}$$

$N_{\text{усл.2}} > N_{\text{усл.1}}$, поэтому расчетной комбинацией для расчета верхней части колонны будет

$$M = -880,8 \text{ кН·м и } N = -908,7 \text{ кН.}$$

Аналогичным образом определяют расчетную комбинацию усилий для нижней подкрановой части колонны сплошного сечения, учитывая соответствующий размер колонны (b_H).

Б. Определить невыгодные комбинации усилий для расчета подкрановой части колонны сквозного сечения (табл. 3.16, сечения I-I и 2-2). Высота сечения $b_H = 1,25$ м.

Для подбора колонны сквозного сечения необходимо определить максимальные продольные силы для наружной и подкрановой ветвей. Наружную ветвь колонны, исходя из правила знаков расчета ПРЗ на ЭВМ, догружает положительный изгибающий момент и, наоборот, подкрановую - отрицательный. Поэтому для определения невыгодной комбинации усилий в наружной ветви надо из всех комбинаций с положительными моментами отобрать такую, чтобы значение условной продольной силы было максимальным. Для подкрановой ветви выбирают комбинацию с отрицательным моментом, также дающую в ней максимальное значение условной продольной силы.

Изучив табл. 3.16, можно сказать, что для наружной и подкрановой ветвей колонны могут быть приняты следующие комбинации:

- для наружной ветви :

сечение I-I - $M = + 1996,4$ кН·м, $N = - 1536,9$ кН ;

сечение I-I - $M = + 1431,2$ кН·м, $N = - 2766,3$ кН;

$$N_{\text{усл.1}} = 1536,9/2 + 1996,4/1,25 = 768,45 + 1597,12 = 2365,57 \text{ кН};$$

$$N_{\text{усл.2}} = 2766,3/2 + 1431,2/1,25 = 1383,15 + 1144,96 = 2528,11 \text{ кН.}$$

$N_{\text{усл.2}} > N_{\text{усл.1}}$, поэтому вторая комбинация ($M = + 1431,2$ кН·м и $N = 2766,3$ кН) является расчетной для наружной ветви колонны;

- для подкрановой ветви :

сечение I-I - $M = - 1171,6$ кН·м, $N = - 2385,6$ кН ;

сечение I-I - $M = - 1079,9$ кН·м, $N = - 2766,3$ кН ;

сечение 2-2 - $M = - 946$ кН·м , $N = - 2592$ кН ;

$$N_{\text{усл.1}} = 2385,6/2 + 1171,6/1,25 = 1192,8 + 937,28 = 2130,08 \text{ кН} ;$$

$$N_{\text{усл.2}} = 2766,3/2 + 1079,9/1,25 = 1383,15 + 863,84 = 2246,99 \text{ кН} ;$$

$$N_{\text{усл.3}} = 2592/2 + 946/1,25 = 1296 + 756,8 = 2052,8 \text{ кН} .$$

$N_{\text{усл.2}}$ больше $N_{\text{усл.1}}$ и $N_{\text{усл.3}}$, поэтому вторая комбинация ($M = - 1079,9$ кН·м и $N = - 2766,3$ кН) является расчетной для подкрановой ветви колонны.

Приложение I

Расстояния между температурными швами

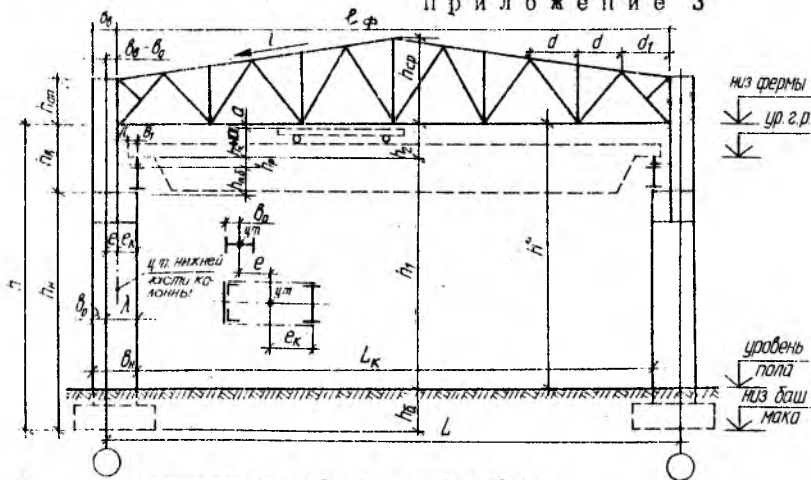
Характеристика зданий и сооружений	Наибольшие расстояния, м					
	между температурными швами				От температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи	
	По длине блока (вдоль здания)		По ширине блока			
	В климатических районах строительства					
Всех, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	Всех, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	Всех, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	
Отопляемые здания	230	160	150	110	90	60
Неотопляемые здания и горячие цехи	200	140	120	90	75	50
Открытые эстакады	130	100	—	—	50	40

Примечание: При наличии между температурными швами здания или сооружения двух вертикальных связей расстояние между последними в осях не должно превышать для зданий — 40-50 м и для открытых эстакад — 25-30 м; при этом для зданий и сооружений, возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂ и II₃, должны приниматься меньшие из указанных расстояний.

Приложение 2

РЕЖИМ РАБОТЫ КРАНА	РАЗМЕРЫ И ОБЪЕМНОСТЬ КРАНА			В ₁	D	λ °	ПРОЛЕТ КРАНА, L _к	ПРОЛЕТ ПРЗ, L	ТИП КРАНОВОГО РЕЛЕВА	h _p	ПРОЛЕТ БАЛКА						
	ГЛАВНОГО КРИКА	ДВ. ВОЛОКО ТАБЕЛИННОГО КРИКА	2-е ВОЛОКО ТАБЕЛИННОГО КРИКА								мм по болсу	мм (мм)	мм	м	м	—	мм
				Т	М	М											
	ВЫСОТА БАЛКИ, ПЛБ																
Легкий, средний, тяжелый	5	—	—	230	60	500	11 ; 14 ; 17	12 ; 15 ; 18	КР 70	120	0,8	1,1	—				
	10	—	—	260			20 ; 23 ; 26	21 ; 24 ; 27									
	15	—	—				29 ; 32	30 ; 33									
	20	5	—				10,5 ; 13,5 ; 16,5	12 ; 15 ; 18									
	30	5	—	300			750	19,5 ; 22,6 ; 25,5						21 ; 24 ; 27	КР 80	130	1,3
50	10	—	28,5 ; 31,5	30 ; 33													
Легкий, средний	80	20	—	400	1000	10 ; 13 ; 16	12 ; 15 ; 18	КР 100	150	1,05	1,85	2,55					
	100	20	—			19 ; 22 ; 25	21 ; 24 ; 27										
	125	20	—			28 ; 31 ; 34	30 ; 33 ; 36										
	160	32	—			9,5 ; 12,5 ; 15,5	12 ; 15 ; 18										
	200	32	—			500	18,5 ; 21,5 ; 24,5						21 ; 24 ; 27	КР 120	170	2,05	3,05
	250	32	—			27,5 ; 30,5 ; 33,5	30 ; 33 ; 36										
320	32	—	1,3														
Тяжелый	100	20	—	450	1250	15,5 ; 21,5	18 ; 24	КР 140	180	2,05	3,05						
	140	32	—									1,85					
	180	63	20									4,05					
	225	63	20	500								15,5 ; 21,5 ; 27,5	18 ; 24 ; 30	2,25	3,55		
	280	100	20													2,05	
	320	100	20													1,3	
	360	100	20	550								12,50	15,5 ; 21,5 ; 27,5	18 ; 24 ; 30	1,55		
	400	100	20													12,50	15,5 ; 21,5 ; 27,5
	450	100	20	675								12,50	15,5 ; 21,5 ; 27,5	18 ; 24 ; 30	1,55		
	500	100	20	675								12,50	15,5 ; 21,5 ; 27,5	18 ; 24 ; 30			
500	100	20	675	1900	27 ; 33	30 ; 36											

Приложение 3



- $h_1 = \dots$ мм, принято согласно заданию на проектирование
 $h_2 = \dots$ мм, принято по приложению N 2,3,4,5
 $h_p = \dots$ мм, $h_{p,з} = \dots$ мм, принято по приложению N 6
 $a = \dots$ мм, принимается равным 200...400 мм из условия кратности модулю 200 мм величины: h_2
 $h_2 = \dots$ мм, принято из условия $h_2 - (h_k + 100) + a$, кратно модулю 200 мм
 $H = \dots$ мм, принято из условия $H = h_1 + h_2$, кратно модулю 200 мм*
 $h_8 = \dots$ мм, принято из условия $h_8 = (600 + 1000)$ мм, кратно модулю 200 мм
 $h_н = \dots$ мм, принято из условия $h_н = h_2 + h_{н,з} + h_p$; (можно $h_p = 200$ мм)
 $h_н = \dots$ мм, принято из условия $h_н = H - h_8 + h_8$
 $\lambda = \dots$ мм, $V_1 = \dots$ мм, $D = \dots$ мм, принято по приложению N 6
 $\delta_0 = \dots$ мм, принято согласно требованиям привязок наружных граней колонн к разбивочным осям здания
 $\delta_н = \dots$ мм, принято из условия $\delta_н = \delta_0 + \lambda$; рекомендуется чтобы $\delta_н > \frac{h}{\beta}$, где $h = h_н + h_8$
 $\delta_в = \dots$ мм, не менее 400 мм (500-1000 мм); рекомендуется $\delta_в > h_8 / 12$
 $e = \dots$ мм, принято из условия $e = (0,45 \dots 0,55) \cdot \delta_н - 0,5 \delta_в$, кратно 100 мм
 $e_k = \dots$ мм, принято из условия $e_k = \lambda - e$
 $L = \dots$ мм, принято согласно заданию на проектирование, $L_k = L - 2\lambda = \dots$ мм
 $h_{ог} = \dots$ мм, принято согласно заданию на проектирование, $h_{фр} = h_{ог} + (L/2) \cdot i$
 $l = \dots$ мм, принято согласно заданию на проектирование
 $e_{\phi} = L - 2(\delta_в - \delta_0) = \dots$ мм, $d_1 = d - (\delta_в - \delta_0) = \dots$ мм, $d = 3000$ мм; где 3000-принято согласно условию модульности
 $\beta = 20$ - для кранов легкого и среднего режима работы
 $\beta = 15$ - для кранов осадного режима работы
 * - при выполнении курсового проекта разрешается размер H назначать кратным 200 мм

Л и т е р а т у р а

1. СНиП П-А.4-62. Единая модульная система. Основные положения проектирования.
2. СНиП П-90-81. Производственные здания промышленных предприятий. Нормы проектирования.
3. СН 223-62. Основные положения по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий.
4. ГОСТ 534-78. Краны мостовые опорные. Пролеты.
5. ГОСТ 23838-79. Здания промышленных предприятий одноэтажные. Параметры.
6. ГОСТ 23837-79. Здания промышленных предприятий одноэтажные. Габаритные схемы.
7. Металлические конструкции. /Под общей редакцией Е.И.Валеня. Изд. 6-е. - М.: СИ, 1985. - 560.
8. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. - М.: СИ, 1960. - 776с.
9. ГОСТ 3332-54. Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 т.
10. ГОСТ 6711-81. Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 80 до 500 т.
11. СНиП П-23-81. Нормы проектирования. Стальные конструкции.
12. Х р о м е ц Ю.Н. Современные конструкции промышленных зданий. - М.: СИ, 1982.
13. Легкие металлические конструкции одноэтажных производственных зданий. Справочник проектировщика. - М.: СИ, 1979. - 196с.
14. П р и м а к Н.С. Расчет рамных конструкций одноэтажных промышленных зданий. - К.: Вища школа, 1972. - 492с.
15. СНиП П-6-74. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.
16. В а с и л ь е в А.А. Металлические конструкции. - М.: СИ, 1976. - 483с.
17. Методические материалы к выполнению курсового проекта "Стальной каркас одноэтажного производственного здания" по курсу "Металлические конструкции" для студентов специальности 1202 "ПС". Альбом I. - Мн.: БПИ, 1982. - 27с.
18. Металлические конструкции / Под общей редакцией Н.С.Стреленко. - М.: Госстройиздат, 1961. - 776с.
19. М у х а н о в К.К. Металлические конструкции. - М.: СИ, 1978. - 576с.

С о д е р ж а н и е

В в е д е н и е	3
1. Основные положения по проектированию конструкций производственных зданий	4
2. Компоновка конструктивной схемы каркаса	5
2.1. Общие положения	5
2.2. Размещение колонн в плане	7
2.3. Определение размеров колонн ПРЗ.....	11
2.4. Типы кровель и назначение геометрических схем ферм	15
2.5. Назначение системы связей	18
2.5.1. Связи по покрытию	19
2.5.2. Связи по колоннам	23
3. Статический расчет поперечной рамы здания	27
3.1. Общие положения	27
3.2. Определение нагрузок на ПРЗ	28
3.2.1. Постоянные нагрузки	28
3.2.2. Снеговая нагрузка	33
3.2.3. Нагрузки от мостовых кранов	34
3.2.4. Ветровая нагрузка	39
3.3. Назначение расчетной схемы ПРЗ	48
3.4. Подготовка исходных данных для расчета на ЭВМ.....	53
3.5. Расшифровка результатов расчета рамы на ЭВМ и определение расчетных усилий	53
П р и л о ж е н и я	66
Л и т е р а т у р а	69

Анатолий Николаевич ЖАБИНСКИЙ
Николай Лукич НЕСТЕРЕНКО

КОМПОНОВКА КАРКАСА ЗДАНИЯ С ОПРЕДЕЛЕНИЕМ
НАГРУЗОК И РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ
ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ ЦЕХА

Учебное пособие для студентов специальности
1202 - "Промышленное и гражданское строительство"

Редактор С.В.Кандыбо

Подписано в печать 24.12.86 г. Т 16042.

Формат 60x84¹/₁₆. Бумага т. №2. Офс. печать.

Усл. печ. л. 4,12. Уч.-изд. л. 3,00. Тир. 300. Зак. 2301. Цена 10 коп.
Отпечатано на ротапринтере БИИ. 220027, Минск, Ленинский пр., 65.