

Министерство сельского хозяйства и продовольствия РФ

Федеральное агентство по сельскому хозяйству

ФГОУ ВО «Брянский государственный аграрный университет»

Кафедра безопасности жизнедеятельности и инженерной экологии

А.В. Титенок

**СТАЛЬНЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ
КОНСТРУКЦИИ**

(расчёт, проектирование и термостойкость)

Брянская область, 2016

УДК 338.47(075.8)

ББК 34.4

T45

Титенок, А.В. Стальные строительные конструкции (*расчёт, проектирование и термостойкость*): монография / А.В. Титенок. – Брянск. Издательство Брянского ГАУ, 2016. – 176 с.

ISBN 978-5-88517-266-0

Книга предназначена для студентов всех форм обучения, обучающихся по направлениям подготовки 190109 "Наземные транспортно-технологические средства" (квалификация "специалист"), 190100 "Наземные транспортно-технологические комплексы" (квалификация "бакалавр"); 280700 "Техносферная безопасность" профиль "Безопасность технологических процессов и производств" (квалификация "бакалавр"). Рассмотрены общие принципы расчета стальных конструкций и каркаса одноэтажного промышленного здания, дана классификация конструкций по термостойкости.

Рецензенты: д.т.н., академик РАЕН Аксютенков В.Т.;

директор ООО "РТС-ЛИФТ" Карпенков А.И.

Рекомендовано к изданию методической комиссией инженерно-технологического факультета от 1 октября 2015 года.

ISBN 978-5-88517-266-0

© Титенок А.В., 2016

© Брянский ГАУ, 2016

ВВЕДЕНИЕ

"Стальные строительные конструкция" – фрагмент дисциплины "Здания и сооружения", который содержит сведения о конструктивной форме стальных несущих элементов и сооружений. Стальные конструкции (СК) эффективны при их использовании в условиях значительных нагрузок и тепловых воздействий, при освоении больших пролетов и высот. Этим объясняют разнообразие применения СК. Это каркасы зданий (промышленных и высотных); транспортные сооружения (мосты, путепроводы; башни, мачты, опоры высоковольтных линий электропередачи; листовые конструкции (резервуары, трубопроводы, бункеры); крановые конструкции; конструкции специального назначения (атомные и химические реакторы, ракетные пусковые комплексы и т.п.). В строительстве используются различные стационарные и подвижные конструкции.

1. ХАРАКТЕРИСТИКА СК

1.1. Достоинства и недостатки СК

К достоинствам СК относят: непроницаемость, индустриальность, высокая надежность, легкость, быстрота монтажа, возможность вторичного передела.

Непроницаемость конструкций является следствием свойства металлов не пропускать жидкость и газ.

Индустриальность – это приспособленность СК к изготовлению на автоматических линиях, что обеспечивает высокую точность и быстроту изготовления и снижает их себестоимость.

Надежность конструкций определяется механическими свойствами металлов: однородностью и изотропностью. Эти свойства лежат в основе гипотезы о материале в механике твердого тела. Следовательно, результаты теоретических расчетов хорошо отражают действительное поведение металлов под нагрузкой, т.е. эти результаты достоверны и надежны, в то время как для железобетона и дерева классическая механика не применима из-за сложной структуры этих материалов.

Легкость СК конструкций является следствием высокой прочности материала, несмотря на его значительный удельный вес, что можно показать отношением расчетного сопротивления различных материалов R_y кН/см² к их удельному весу γ , кН/см³ (табл. 1.1):

$$C = R_y / \gamma, \text{ см.}$$

Таблица 1.1. Показатель прочности различных материалов

Материал	Бетон В15	Сосна	Сталь С235	Сталь С440	Дюраль
С, см	0,5	2	3	6	10

Несмотря на очевидные достоинства, СК имеют и весьма серьезные недостатки, которые всегда надо иметь в виду при проектировании и эксплуатации, а именно: слабую стойкость против коррозии; потерю несущей способности при нагреве до высоких температур.

Во влажной среде, особенно загрязненной агрессивными химическими элементами, сталь начинает интенсивно окисляться. В таких условиях элементы конструкций могут быть полностью разрушены уже через 2...3 года. Для борьбы с коррозией используют разного вида покрытия: лаки и краски, эпоксидные смолы, оцинковку. В гидротехнике с успехом применяют катодную защиту. Как следствие, СК требуют больших эксплуатационных расходов. Для их снижения важно уметь правильно выбирать конструктивные формы элементов и их узлов, снижающих возможность скопления влаги и грязи, доступных для очистки и окраски. Стоимость металлических конструкций ориентировочно складывается из следующих затрат: проектирование – 3%; материал – 50%; изготовление – 25%; транспортные расходы – 7%; монтаж – 15%.

Основные пути снижения стоимости конструкций заключаются: в упрощении конструктивной формы элементов и их узлов; в сокращении числа вспомогательных деталей и стержней; в повышении

технологичности элементов при их изготовлении; в широком применении принципов унификации и типизации.

При нагреве стальных конструкций до температур порядка 600°C материал полностью теряет несущую способность. В условиях повышенной пожароопасности конструкции необходимо защищать огнестойкой термоизолирующей облицовкой.

1.2. Сортамент и материал для СК

Металлургическая промышленность выпускает полуфабрикаты для производства СК в виде листов различной толщины и ширины, а также фасонные профили в виде двутавров, швеллеров, уголков, труб и т.п. Стальные профили получают прокаткой. Этот ассортимент полуфабрикатов представляет собой сортамент. На рис. 1 представлены некоторые виды профилей, применяемых для изготовления стальных конструкций.

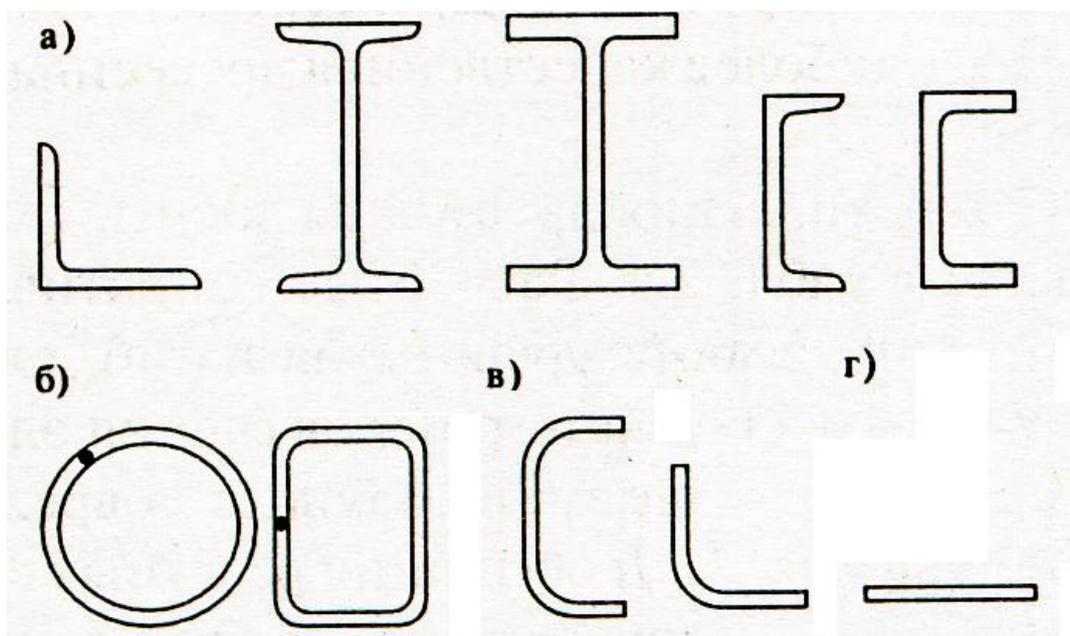


Рис. 1. Профильная и листовая сталь: а) прокатные профили, б) сварные профили; в) гнутые профили; г) листовая сталь

В СК применяется прокатная сталь 13-ти марок (от С235 до С590) – более 95 %, отливки из стали и серого чугуна – менее 1 %. СК изготавливают из элементов, получаемых прокаткой стали (листы и фасонный прокат) или холодным гнутьем (гнутые профили). От правильного выбора материала и типа профиля зависит стоимость изготовления конструкции.

Сортамент прокатных профилей с указанием их формы содержит геометрические характеристики, массы единицы длины и др. В целях ограничения разнообразия типоразмеров проката и обеспечения унификации конструкций необходимо учитывать требования сокращенного сортамента, в котором нашла отражение не вся номенклатура выпускаемых заводами изделий, а наиболее распространенные профили проката, изготовленные из эффективных сталей (С235, С245, С255, С275, С285, С345, С390, С440, С590 – ГОСТ 27772-88).

Механические свойства сталей в значительной степени зависят в соответствии с их химическим составом. Чистое железо непригодно к использованию в качестве конструкционных материалов из-за своей пластичности, что ведет к быстрой деформируемости СК даже при небольших напряжениях. Основным химическим элементом, резко повышающим твердость железа, является углерод. В зависимости от содержания углерода стали делятся на мало-, средне- и высокоуглеродистые. В СК часто используют малоуглеродистые стали: С235, С245, С255, С275, С285, которые имеют высокую прочность и достаточно пластичны. В этих сталях содержится 0,09...0,22% углерода по массе. С повы-

шением содержания углерода прочность растет, но увеличивается хрупкость стали.

Добавкой, улучшающей прочностные свойства сталей, является марганец. В малоуглеродистых сталях обычной прочности марганца содержится до 1%. Для нейтрализации газов – кислорода, азота, попадающих в сталь при выплавке и ухудшающих однородность металла, полезны присадки – до 0,3% кремния или алюминия, образующие с газами твердые химические соединения.

В процессе выплавки стали не удается полностью избавиться от вредных примесей. К ним относятся фосфор и сера. Фосфор увеличивает хрупкость стали при низких температурах, а сера – склонность металла к образованию трещин при сварке. Поэтому содержание этих примесей строго ограничивается: фосфора – не более 0,045%, серы – менее 0,055%.

Кроме малоуглеродистых сталей обычного качества в СК используют низколегированные стали, имеющие повышенную прочность: С345, С375, С390, С440, С590. В качестве легирующих элементов часто используют медь, хром, никель, титан, вольфрам, молибден, ванадий и некоторые другие элементы. Содержание каждого из перечисленных выше металлов обычно не превышает 1%. Марганец в низколегированные стали добавляют до 2%.

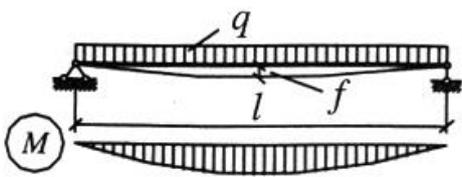
Комбинируя в разных пропорциях легирующие элементы, получают стали с требуемыми механическими свойствами. Низколегированные стали дороже обычных малоуглеродистых, поэтому применение их должно обосновываться экономической целесообразностью.

2. БАЛКИ

Балка – это элемент конструкций, предназначенный для восприятия нагрузки в пролете и передачи ее на опоры. Балка работает на изгиб. По конструкции балки подразделяются на прокатные, когда в качестве несущего стержня используют готовый профиль, и составные, которые собирают из отдельных элементов. По расчетной схеме балки классифицируют как статически определимые и статически неопределимые.

2.1. Подбор сечения прокатных балок

Подбор сечения начинит с определения расчетной нагрузки, выбора, расчетной схемы балки и определения основного усилия – изгибающего момента (рис. 2.1). От максимального момента M зависят расчетные нормальные напряжения σ при изгибе и выполнение условия прочности:



$$\sigma = \frac{M \times y}{J} = M / W \leq R_y \gamma_c / \gamma_n, \quad (2.1)$$

Рис. 2.1. Расчетная схема статически определимой балки

где: $R_y = \sigma_m / \gamma_m$ – сопротивление материала по пределу текучести при растяжении или сжатии; σ_m – предел текучести материала; γ_m – коэффициент безопасности по материалу ($\gamma_m > 1$); y – расстояние от нейтральной оси до рассматриваемого волокна; J – осевой момент инерции поперечного сечения; $W =$ – момент сопротивления волокна; γ_c – коэффициент условий работы ($\gamma_c \leq 1$); γ_n – коэффициент надёжности конструкций по назначению ($\gamma_n \leq 1$).

Из неравенства (2.1) вычисляют момент сопротивления:

$$\bar{W} \geq M\gamma_n / R_y\gamma_c . \quad (2.2)$$

Подбирают подходящий профиль по сортаменту. Наиболее распространенными сечениями прокатных балок являются двутавры и швеллеры. Для прокатных профилей не обязательна проверка прочности по срезу и приведенным напряжениям (величина этих напряжений обычно невелика и не опасна).

Если сжатый пояс балки не закреплен в своей плоскости, то необходима проверка ее устойчивости, когда длина незакрепленного участка сжатого пояса равна

$$l_{ef} > 0,5b\sqrt{E/R_y} ; \quad (2.3)$$

где b – ширина пояса; $E = 2 \times 10^5$ МПа – модуль упругости стали.

Критерий устойчивости имеет вид:

$$\sigma \leq R_y\varphi\gamma_c / \gamma_n, \quad (2.4)$$

где φ – коэффициент продольной устойчивости.

Все конструкции должны удовлетворять условию жесткости по второй группе предельных состояний. Для балок это условие выражается в ограничении прогиба f :

$$f/l \leq [f/l], \quad (2.5)$$

где f – прогиб от нормативной нагрузки; l – пролет балки; $[f/l]$ – допустимое значение относительного прогиба.

При удовлетворении условий устойчивости и жесткости подбор сечения в целях экономии материала можно выполнять с допущением некоторого развития пластических деформаций, используя пластический момент сопротивления cW , где $c = 1,1$.

2.2. Оптимальная высота сечения составных балок

Эпюра нормальных напряжений при изгибе не зависит от формы сечения, что дает основание для большего распределения материала на периферии сечения балки, где напряжения велики, уменьшая его количество вблизи центра тяжести, где материал мало включен в работу на растяжение или сжатие. В этих условиях наиболее выгодной формой сечения является симметричный двутавр, в котором большая часть металла сосредоточена в поясах (рис. 2.2).

Оптимальное распределение материала в сечении, иными словами соотношение размеров поясов и стенки, нетрудно установить аналитически, исходя из величины требуемого момента сопротивления \bar{W} .

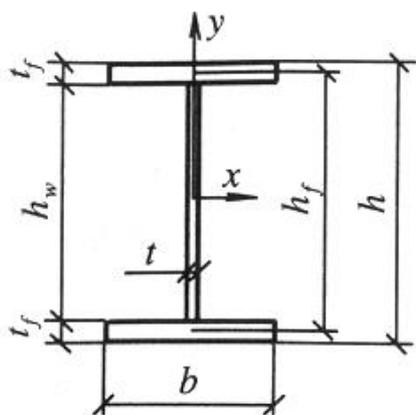


Рис. 2.2. Геометрические параметры двутавра

Прежде всего установим зависимость момента сопротивления от высоты сечения h :

$$Wh/2 = I = th_w^3/12 + 2A_f(h_f/2)^2 + 2bt_f^3/12,$$

где $A_f = t_f b$ – площадь пояса. Учитывая небольшие толщины элементов по сравнению с высотой, заметим, что последний член на несколько порядков меньше

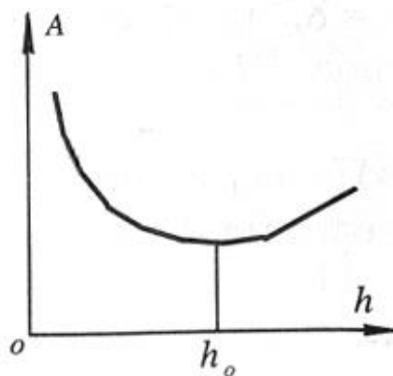
остальных, и поэтому в расчетах металлических конструкций им можно пренебречь. Имея в виду далее, что $h_w \approx h_f \approx h$, получаем следующую зависимость:

$$2W/h = th/3 + 2A_f, \quad (2.6)$$

в которой площадь поясов можно выразить через площадь всего сечения: $2A_f = A - th$, тогда $2W/h = A - 2th/3$. Введем понятие гибкости стенки $\lambda_w = h_w / t \approx h/t$ и в результате можно выразить площадь сечения как функцию от аргумента h :

$$A = 2W/h + 2h^2/3 \lambda_w. \quad (2.7)$$

Задача заключается в том, чтобы найти ту высоту h_0 , которая дает минимальную площадь сечения (рис. 2.3), т.е.



$$\frac{dA}{dh} = 0, \quad \frac{d^2A}{dh^2} > 0. \quad (2.8)$$

Производные равны:

$$\frac{dA}{dh} = -2W/h^2 + 4h/3\lambda_w; \quad (2.8.1)$$

$$\frac{d^2A}{dh^2} = 4W/h^3 + 4/3\lambda_w > 0. \quad (2.8.2)$$

Рис. 2.3. К анализу оптимальной высоты двутавра

Первое уравнение (2.8) определяет искомое значение оптимальной высоты:

$$h_0 = \sqrt[3]{1,5\lambda_w \bar{W}}. \quad (2.9)$$

Оптимальное распределение материала между стенкой и поясами найдем на основе равенства (2.6) и первого условия минимума

(2.8), откуда непосредственно следует $th = 2A_f$, т.е. площадь стенки должна соответствовать площади поясов.

2.3. Минимальная высота сечения

Не всегда оптимальное по прочности сечение обеспечивает необходимую жесткость. Поэтому, кроме условия прочности, которое определяет требуемый момент сопротивления, для балки необходимо учесть требование по ограничению прогиба (2.5),

При равномерно распределенной нормативной нагрузке q_n для обычной балки на двух шарнирных опорах (рис. 2.1) можно найти прогиб в середине пролета по известным формулам:

$$f = \int_0^l \frac{M_1 M_q}{EI} dl = \frac{5q_n l^4}{384EI}. \quad (2.10)$$

Выразим прогиб через максимальный изгибающий момент $M_n = q_n l^2 / 8$, тогда

$$f = \frac{5M_n l^2}{48EI} = \frac{5M_n l^2}{24EWh} = \frac{5\sigma_n l^2}{24Eh}.$$

Нормативные напряжения не должны превышать величины

$$\sigma \approx R_y \frac{q_n \gamma_c}{q \gamma_n},$$

где q – расчетная нагрузка. Получаем следующее значение прогиба:

$$f \approx \frac{5R_y l^2 q_n \gamma_c}{24Eh q \gamma_n}.$$

Из (2.5) следует ограничение по минимальной высоте сечения:

$$h_{\min} \geq \frac{5R_y l q_n \gamma_c}{24 E q \gamma_n} [l / f]. \quad (2.11)$$

Вывод: высокопрочные материалы с большим расчетным сопротивлением не всегда экономически целесообразны в балках, а именно в случаях, когда оптимальная высота оказывается меньше минимальной.

2.4. Алгоритм подбора сечения составных балок

Из изложенного выше следует, что высота двутавра должна быть ближе к оптимальной, но не меньше минимальной $h \approx \max\{h_0, h_{\min}\}$. Выбрав высоту, определяем все остальные геометрические параметры (рис. 2.2) – толщину и ширину стенки и поясов.

Толщина стенки задается условием ее прочности по срезу

$$\tau \leq R_s \gamma_c / \gamma_n \text{ или } \frac{Q S_o}{I t} \leq \frac{R_s \gamma_c}{\gamma_n}, \text{ отсюда } t \geq \frac{Q \gamma_n S_o}{R_s \gamma_c I}.$$

Здесь S_o – статический момент полусечения. Неизвестное отношение S_o/I найдем в предположении, что вся поперечная сила воспринимается стенкой:

$$\frac{S_{wo}}{I_w} = \frac{t h_w^2}{8} \frac{12}{t h_w^3} = 3 / 2 h_w.$$

Полагая далее $h \approx h_w$, приходим к условию:

$$t \geq \frac{3 Q \gamma_n}{2 R_s \gamma_c h}. \quad (2.12)$$

Если же учесть работу и поясов, то при оптимальном распределении материала, когда $th \approx 2A_f$, получаем:

$$S_o \approx A_f h/2 + th^2/8 = 3th^2/8; I = th^3/12 + 2A_f(h/2)^2 = th^3/3;$$

т.е. $S_o/I = 9/8h$, и искомая толщина стенки будет несколько меньше:

$$t \geq \frac{9Q\gamma_n}{8R_s\gamma_c h} \approx \frac{1,2Q\gamma_n}{R_s\gamma_c h}.$$

Требуемую площадь пояса определяем из равенства (2.6)

$$A_f \geq \bar{W} / h - th/6. \quad (2.13)$$

Толщину и ширину поясов выбирают из следующих соображений. Во избежание коробления тонкой стенки в процессе приварки ее к толстым поясам необходимо соблюдать условие $t_f \leq 3t$. Далее следует иметь в виду, что слишком широкий пояс может вызвать неравномерное распределение нормальных напряжений по его ширине, так называемую редуцию, когда крайние волокна полков не подчиняются закону плоских сечений и плохо включаются в работу сечения на изгиб. Следовательно, ширину двутавра нужно ограничивать $b \leq h/3$.

С другой стороны, очень узкая балка плохо работает на общую устойчивость, т.е. желательно иметь $b \geq h/5$. Необходимо обеспечи-

вать местную устойчивость сжатого пояса $b \leq t_f \sqrt{E/R_y}$.

Выбор размеров поясов зависит от условий:

$$t_f \leq 3t; \quad h/5 \leq b \leq h/3; \quad b \leq t_f \sqrt{E/R_y} \quad (2.14)$$

Определив все размеры сечения, проверяем прочность и жесткость балки. В целях экономии материала не допускается иметь излишний запас прочности по нормальным напряжениям, а именно $(1 - \gamma_n \sigma / \gamma_c R_y) \cdot 100\% \leq 5\%$. Корректировку сечения удобнее делать, изменяя площадь поясов. Свободно лежащую балку следует проверить на устойчивость (2.4).

2.5. Местная устойчивость элементов балки

Несущая способность балки зависит не только от ее прочности и общей устойчивости, но еще и от устойчивости листов, из которых составлено ее сечение (сжатого пояса и стенки).

Сжатый пояс представляет собой пластину, равномерно нагруженную по ширине нормальными напряжениями и имеющую закреплений по краям полочек (рис. 2.4). Эта пластина прикреплена только к стенке, которая сама подвергается деформации и не обеспечивает жесткое закрепление пояса. Форма потерявшего устойчивость пояса имеет винтообразный вид и выключается из работы на сжатие.

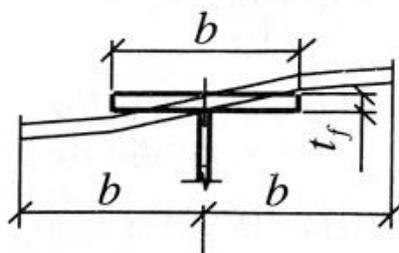


Рис. 2.4. Потеря устойчивости сжатого пояса

В этих условиях величина критических напряжений невелика. По аналогии с проблемой устойчивости центрально-сжатого стержня со свободным концом установим расчетную ширину пояса, дополняя

ее до полуволны синусоиды. Таким образом, пластины можно выразить функцией: $w(x,y) = C \sin(\pi x/a) \sin(\pi y/2b)$. Тогда из уравнения изогнутой поверхности пластины получаем искомый результат, где ширина $h = 2b$ (рис. 2.4):

$$\sigma_{cr} = E(t_f/b)^2 \quad (2.15)$$

Критерием устойчивости пояса будет условие $\sigma \leq \sigma_{cr} \gamma_c / \gamma_n$, где σ_{cr} определяется выражением (2.15).

Учтя, что действующие в поясе нормальные напряжения близки расчетному сопротивлению, по условию прочности $\sigma \leq R_y \gamma_c / \gamma_n$, получаем неравенство $R_y \gamma_c / \gamma_n \leq E(t_f / b)^2 \gamma_c / \gamma_n$, откуда вытекает условие устойчивости пояса в виде:

$$b \leq t_f \sqrt{E/R_y}. \quad (2.16)$$

Рассмотрим устойчивость стенки в зоне больших касательных напряжений, что имеет место, например, вблизи опорных частей. Критерий устойчивости выражается неравенством: $\bar{\tau} \leq \tau_{cr} \gamma_c / \gamma_n$, где $\bar{\tau} = Q/h_w t$ – усредненный уровень касательных напряжений, получаемый в предположении, что вся поперечная сила воспринимается площадью стенки.

Критическая величина касательных напряжений определяется формулой $\tau_{cr} = 6E(t/h_w)^2$. При максимально допустимых напряжениях по прочности $\bar{\tau} \leq R_s \gamma_c / \gamma_n$ имеем: $R_s \gamma_c / \gamma_n \leq 6E(t/h_w)^2 \gamma_c / \gamma_n$, откуда следует: $h_w \leq t \sqrt{6E/R_s}$, а также предельно допустимая гибкость устойчивой стенки:

$$\lambda_w \leq 3,2 \sqrt{E/R_y} \approx 100. \quad (2.17)$$

Если условие устойчивости не выполняется, т.е. в стенке могут возникнуть волны выпучивания, то стенку укрепляют поперечными ребрами жесткости (рис. 2.5). Ребра расставляют с шагом $0,75h \leq d \leq 2,5h$. В этом случае критические напряжения повышаются

$$\tau_{cr} = (6 + 4,5/\mu^2)E(t/d_{min})^2, \quad (2.18)$$

где $\mu = d_{max}/d_{min}$, d_{max} и d_{min} – максимальный и минимальный размеры отсека стенки (рис. 2.6).

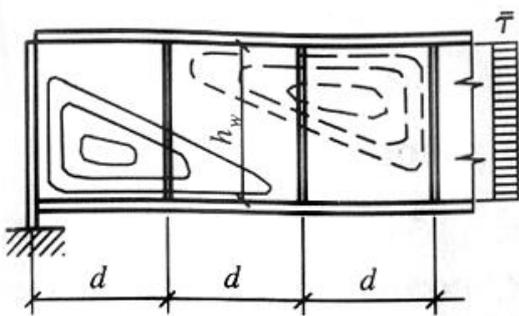


Рис. 2.5. Укрепление стенки поперечными ребрами

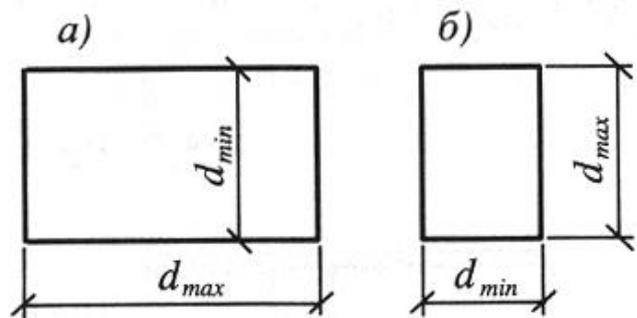


Рис. 2.6. Размеры отсеков стенки

Следовательно, добиться устойчивости стенки можно путем правильного выбора расстояния между ребрами. По длине балки это расстояние может быть переменным в зависимости от уровня действующих касательных напряжений $\bar{\tau}$. Конструктивно ребра всегда ставят, если гибкость стенки превышает 100.

Поперечные ребра мало эффективны в зоне действия больших нормальных напряжений. Если неравенство $\sigma_{max} \leq \sigma_{cr}\gamma_c/\gamma_n$, где $\sigma_{cr} = 30E(t/h_w)^2 = 30E/l_w^2$ не выполняется, то стенку раскрепляют

продольным ребром, пересекающим сжатую область на некотором расстоянии от пояса $h/4 \leq h' \leq h/3$ (рис. 2.7). Тогда критические напряжения можно вычислить по формуле:

$$\sigma_{cr} = 5(1,5\alpha^2 - 0,5\alpha + 1)E(t/h')^2.$$

здесь α определяется по выражению $\alpha = (\sigma_{max} - \sigma_{min})/\sigma_{max}$.

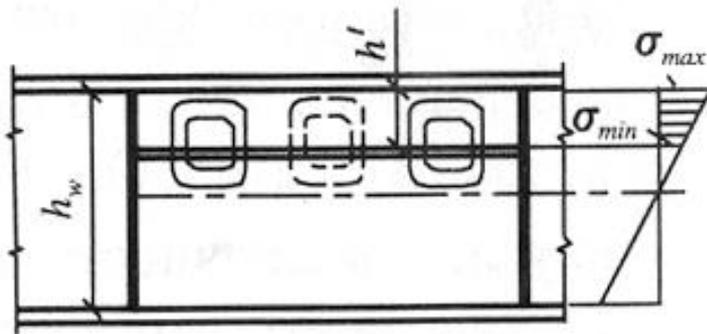


Рис. 2.7. Укрепление сжатой зоны стенки продольным ребром

Те отсеки стенки, в которых одновременно действуют и нормальные, и касательные напряжения, проверяют на устойчивость:

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\bar{\tau}/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c/\gamma_n. \quad (2.19)$$

В данном условии критические напряжения вычисляют с учетом принятой системы ребер.

2.6. Расчет опорного ребра

Опорная часть балки воспринимает большую реакцию R , поэтому для восприятия последней устанавливают специальное более мощное ребро, чем промежуточные. На рис. 2.8. показан ножевой тип опирания, когда вся реакция передается на балку через торец ребра. Опирание соответствует шарнирной схеме.

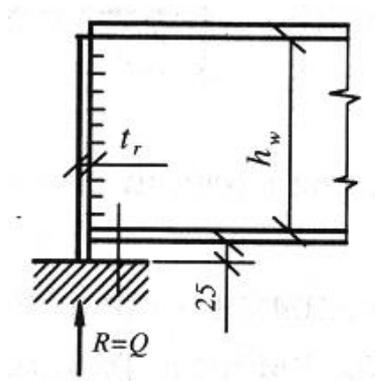


Рис. 2.8. Расчетная схема опорного ребра

Торец ребра испытывает напряжения контакта с опорой $\sigma = Q_{max}/t_r b_r$, где t_r и b_r – толщина и ширина ребра соответственно. Во избежание смятия торца эти напряжения следует ограничивать: $\sigma = R_p \gamma_c / \gamma_n$, здесь R_p – расчетное сопротивление материала ребра на смятие. Обычно ширину ребра выбирают равной ширине поясов и по условию прочности определяют требуемую толщину $t_r \geq Q \gamma_n / (R_p b_r \gamma_c)$.

Полагая, что сварные швы крепления ребра к стенке воспринимают всю опорную реакцию, получаем следующее условие их прочности $\tau = Q / (2\beta k l) \leq R_w \gamma_w \gamma_c / \gamma_n$. Так как напряжения по длине швов распределены неравномерно, в расчетную длину включается только их нижняя часть, равная $l \leq 85\beta k$, где k – катет шва, β – коэффициент глубины проплавления металла.

2.7. Прочность поясных швов

Работа поясных швов на срез аналогична работе стенки:

$$\tau = QS'_f / (2I'\beta k), \tag{2.20}$$

где S'_f – статический момент пояса (рис. 2.9.).

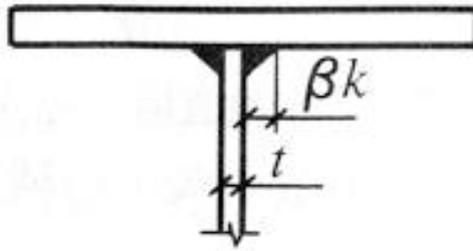
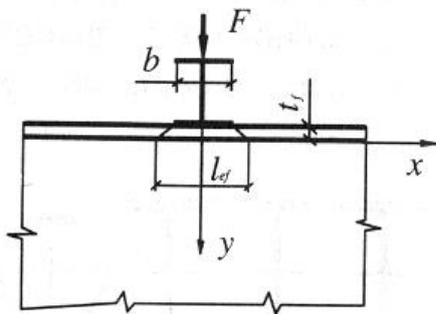


Рис. 2.9. К расчету поясных швов

Величину катета подбирают по условию: $\tau \leq R_w \gamma_w \gamma_c / \gamma_n$.

2.8. Учет локальных силовых воздействий

Локальное силовое воздействие на балку возникает при опирании вспомогательных балок на главную (рис. 2.10). Вертикальное давление F вызывает местные напряжения сжатия в стенке:



$$\sigma_y = F / (t l_{ef}), \quad (2.21)$$

где $l_{ef} = (b + 2t_f)$ – условная длина распределения давления. Локальные напряжения должны быть ограничены условием:

Рис. 2.10. К расчету локальных напряжений

$$\sigma_y = R_y \gamma_c / \gamma_n. \quad (2.22)$$

В этом случае в верхней зоне стенки необходимо еще проверять прочность по интенсивности напряжений с учетом всех действующих компонентов:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c / \gamma_n. \quad (2.23)$$

здесь σ_x, τ_{xy} – напряжения общего изгиба балки.

Местные напряжения также следует учитывать при проверке устойчивости стенки:

$$\sqrt{(\sigma_x / \sigma_{xcr} + \sigma_y / \sigma_{ycr})^2 + (\bar{\tau}_{xy} / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c / \gamma_n, \quad (2.24)$$

где $\sigma_{ycr} = c_1 E (t/h_w)^2$. Коэффициент c_1 зависит от принятой системы ребер, жесткости сопряжения стенки с поясом и величины σ_x .

При расчете поясных швов, помимо продольных сдвигающих напряжений τ_Q (5.18), необходимо еще учитывать поперечные напряжения сдвига от локальной нагрузки: $\tau_F = F/(2\beta k l_{ef})$. Тогда условие прочности принимает вид:

$$\tau = \sqrt{\tau_Q^2 + \tau_F^2} \leq R_w \gamma_w \gamma_c / \gamma_n. \quad (5.23)$$

3. КОЛОННЫ

3.1. Назначение колонн

Колонна – это элемент конструкций, предназначенный для восприятия нагрузки на опоре пролетного строения и передачи ее на фундамент. Как следствие, колонны работают в основном на сжатие.

По виду расчетной схемы колонны классифицируют как статически определимые и статически неопределимые; *по типу загрузки*, как на центрально-сжатые, внецентренно-сжатые и сжато-изогнутые. *По конструкции* – со сплошными стенками (рис. 3.1а) и

сквозные (рис.3.1б). Сквозные колонны представляют собой два или несколько стержней, объединенных планками либо раскосной решеткой (рис. 3.2).

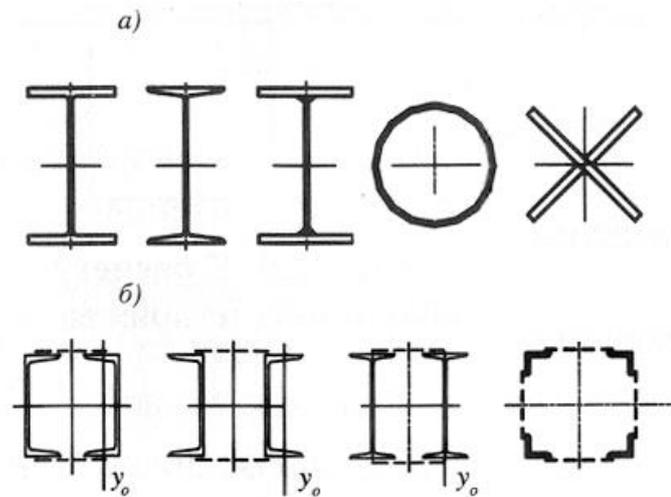


Рис. 3.1. Типы сечения колонн:

а – со сплошной стенкой; б – со сквозной стенкой

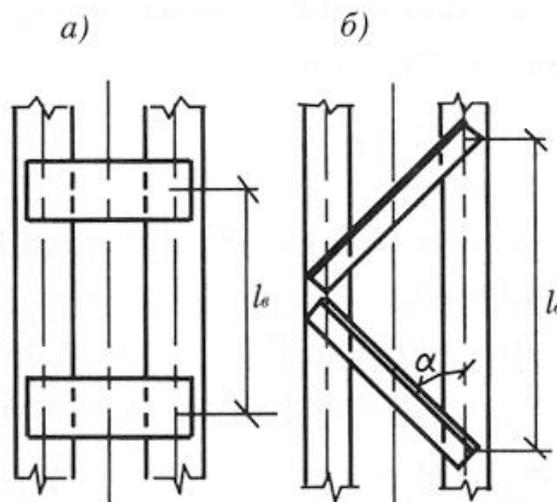


Рис. 3.2. Конструкция стержня сквозных колонн:

а – с объединением ветвей на планках; б – с раскосной решеткой

В конструкциях колонны со сплошной стенкой более предпочтительны из-за их большей стойкости против коррозии, поэтому в данном курсе особенности расчета сквозных колонн подробно не рас-

сматриваются. Наибольшую стойкость против коррозии проявляют трубчатые стержни, поскольку они при равной рабочей площади сечения имеют наименьшую наружную поверхность. Конструкция колонны состоит из трех частей: оголовка, собственно стержня и базы.

3.2. Подбор сечения центрально-сжатых колонн

Из условия устойчивости

$$\sigma = N / A \leq R_y \varphi \gamma_c / \gamma_n \quad (3.1)$$

находим требуемую площадь сечения $\bar{A} \geq N \gamma_n / (R_y \varphi \gamma_c)$. При этом неизвестный коэффициент продольного изгиба берут ориентировочно в пределах 0,6...0,8. Получив в первом приближении площадь сечения, из сортамента выбирают подходящий профиль, уточняют коэффициент продольного изгиба и проверяют условие (3.1). В случае необходимости делают корректировку. Следует иметь в виду конструктивное требование строительных норм, ограничивающее предельную гибкость сжатых колонн: $\lambda \leq [120]$. При небольшой нагрузке предельная гибкость может быть увеличена, но не более 180.

Если сечение принято в виде составного двутавра (рис.3.3), то набор требуемой площади начинают с выбора высоты сечения в зависимости от длины стержня $h \approx l / 20$. Другие геометрические параметры определяют, исходя из технологических требований при сборке: $b < h$, $t_f \leq 3t$. Следует учитывать местную устойчивость полок двутавра, работающих на равномерное сжатие аналогично сжатому поясу в

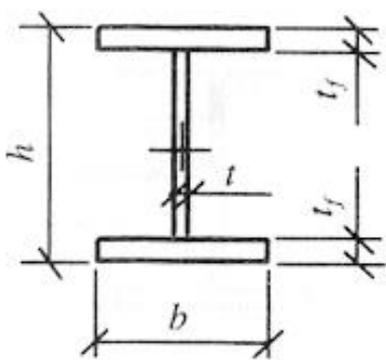


Рис. 3.3. Сечение составного двутавра

балках, т.е. условие (2.16) справедливо и для колонн $b \leq t_f \sqrt{E/R_y}$.

Подобранное сечение проверяют на местную устойчивость (3.1) в двух главных плоскостях, поскольку гибкость стержня в каждой из этих плоскостей может быть различной. После завершения подбора сечения

требуется проверить местную устойчивость стенки по условию: $\sigma = N/A \leq \sigma_{cr} \gamma_c / \gamma_n$, где критические напряжения при равномерном

сжатии имеют значение $\sigma_{cr} = 5E(t/h_w)^2 = 5E/l_w^2$.

Если стенка не устойчива, ее раскрепляют посередине продольным ребром в сочетании с поперечными ребрами (рис. 3.4).

Для колонн со сквозной стенкой на планках (рис. 3.2, а) в условии (3.1) коэффициент φ зависит от приведенной гибкости:

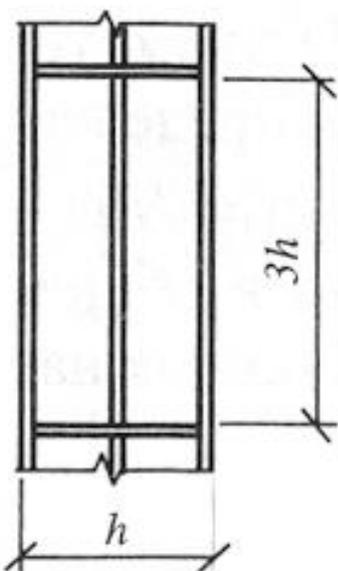


Рис. 3.4. Укрепление стенки продольным ребром

где $\lambda_g = l_g / i_{y0}$; для колонн с раскосной решеткой (рис.6.2, б)

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_g^2}, \quad (3.3)$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + kA_g / A_p}, \quad (3.4)$$

где A_g – площадь сечения ветви; A_p – площадь сечения каркаса. Коэффициент k зависит от угла. При $\alpha = 45^\circ$ $k = 30$.

3.3. Подбор сечения внецентренно-сжатых колонн

При проектировании колонн, работающих кроме осевого сжатия на изгиб, плоскость наибольшей жесткости следует располагать в плоскости эксцентриситета e (рис. 3.5). Далее алгоритм подбора сечения не отличается от такового для центрально-сжатых колонн. Из условия устойчивости в плоскости действия момента (в

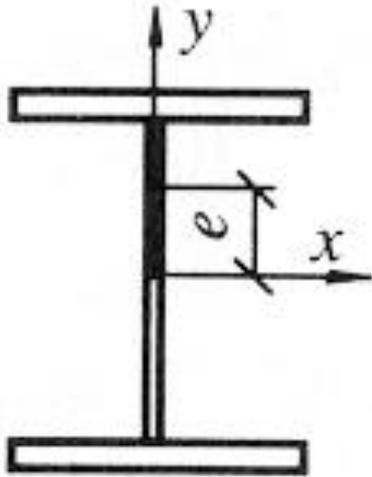


Рис. 3.5. К расчету внецентренно-сжатых колонн

плоскости y) $\sigma = N/A \leq R_y \varphi_e \gamma_c / \gamma_n$ следует $\bar{A} \geq N \gamma_n / (R_y \varphi_e \gamma_c)$.

Первоначально задаваясь величиной коэффициента $\varphi_e \approx 0,6$, методом последовательных приближений добиваются удовлетворения условия устойчивости. Затем проверяют устойчивость в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента: $\sigma = N/A \leq R_y \varphi_y c \gamma_c / \gamma_n$.

Местную устойчивость стенки, имеющей в данном случае неравномерное распределение нормальных напряжений, проверяют по неравенству: $\sigma = N/A + M/W \leq \sigma_{cr} \gamma_c / \gamma_n$, где критические напряжения можно вычислить в общем случае в зависимости от вида эпюры действующих напряжений.

3.4. Оголовки колонн

Простейший оголовок имеет основную деталь – опорный столик, приваренный к стержню колонны (рис.3.6). На опорный столик опирается балка или ферма, которые фиксируют болтами.

Болты не являются в этом случае несущими, их ставят ниже нейтральной оси балки и не затягивают, в противном случае они будут препятствовать свободным поворотам опорной части балки под нагрузкой. Такой тип опирания соответствует шарнирной расчетной схеме.

Швы крепления столика рассчитывают на опорную реакцию балки $\tau = 1,3Q/(2\beta kl) \leq R_w \gamma_w \gamma_c / \gamma_n$, здесь коэффициентом 1,3 учитывается возможная неравномерность передачи нагрузки на каждый из двух швов в случае неплотного контакта опорного ребра со столиком.

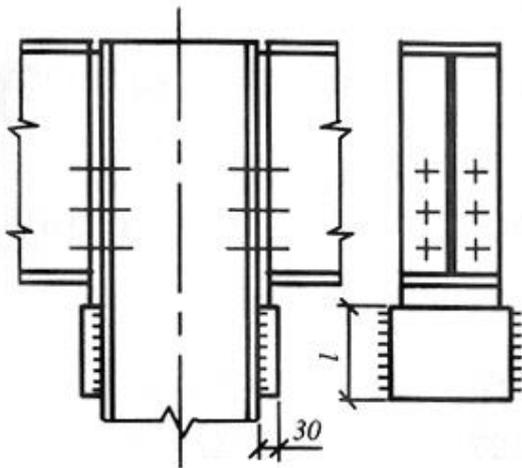


Рис. 3.6. Конструкция оголовка с опорным столиком

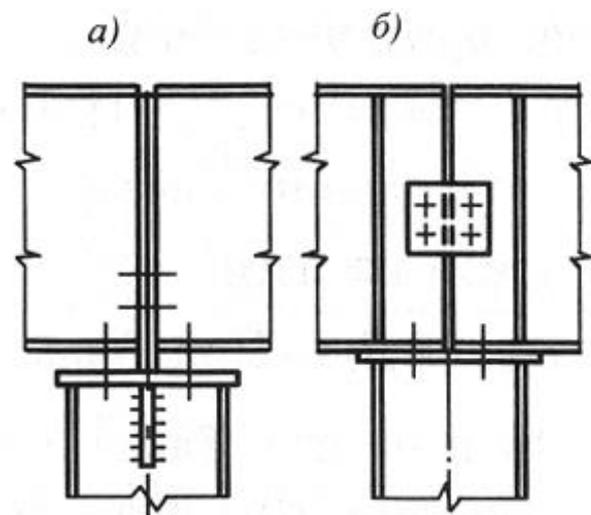


Рис. 3.7. Варианты оголовка

Широкое применение находит также конструкция оголовка с опиранием балок сверху (рис.3.7).

3.5. Базы колонн

База предназначена для закрепления колонны на фундаменте. По статической схеме базы бывают с шарнирным опиранием в двух главных плоскостях или с жесткой заделкой в одной из них.

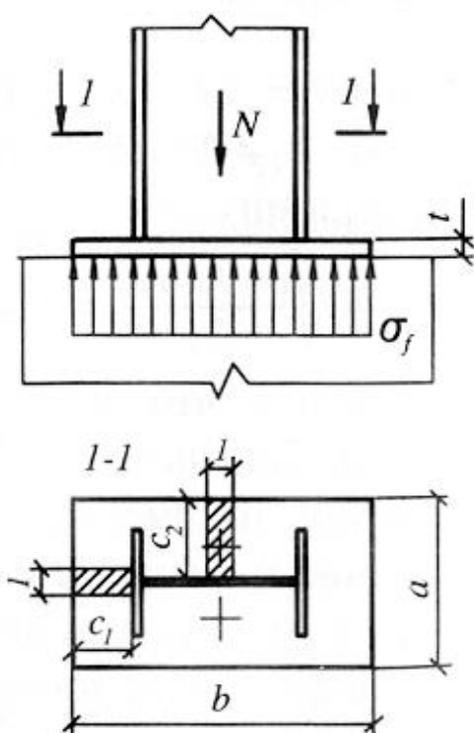


Рис. 3.8. Шарнирная база

Основным элементом базы является опорная плита (рис. 3.8). Стержень колонны торцом опирается на плиту, которую крепят к фундаменту анкерными болтами, замоноличенными в бетоне. Швы крепления стержня колонны к плите, как правило, являются конструктивными, т.е. не требующими расчета на прочность, поскольку стержень плотно приторцован к плите фрезеровкой. Размеры плиты в плане a и b выбирают в зависимости от прочности бето-

на фундамента. Для центрально-сжатой колонны условие прочности

бетона имеет вид: $\sigma_f = N / ab \leq R_f \gamma_c / \gamma_n$, где $R_f = R_c \sqrt[3]{A_f / (ab)}$ – расчетное сопротивление бетона фундамента, R_c – призматическая прочность бетона, определяемая по классу бетона, A_f – площадь верха фундамента.

Напряжение в зоне контакта плиты с фундаментом вызывают изгиб плиты. Изгибающий момент в плите можно найти приближенно, рассматривая некоторый участок плиты как консоль с вылетом с единичной ширины (рис.3.8) $M_f = \sigma_f c^2 / 2$.

Изгибные напряжения в плите определяем как в балке прямоугольного сечения $\sigma = M / W$, где $W = 1,0 \cdot t^2 / 6$. Исходя из условия прочности на изгиб $\sigma \leq R_y \gamma_c / \gamma_n$, получаем требуемую толщину плиты $t \geq c \sqrt{3 \gamma_n \sigma_f / (\gamma_c R_y)}$.

Такая база не обеспечивает надежного защемления стойки в фундаменте. Такая база считается шарнирной во всех плоскостях.

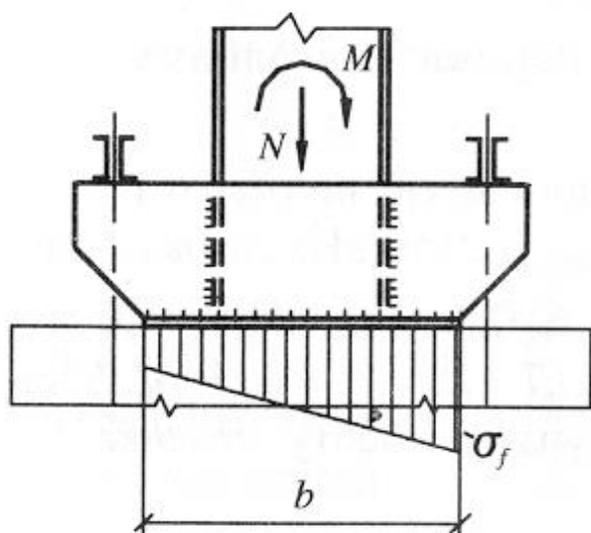


Рис. 3.9. Конструкция заземленной базы

Анкерные болты в этих условиях являются конструктивными.

Жесткая база в плоскости стенки показана на рис. 6.9. Эта конструкция используется для внецентренно-сжатых и сжато-изогнутых колонн. Давление на фундамент в этом случае будет неравномерным $\sigma_f = N/(ab) \pm 6M/(ab)^2$, что следует учитывать при расчете толщины плиты.

4. ФЕРМЫ

4.1. Типы ферм

Ферма есть элемент конструкций, предназначенный для восприятия нагрузки в пролете и передачи ее на опоры, т.е. назначение ферм такое же, как и у балок. Различие между ними заключается только в конструктивном их исполнении. Если в балке пояса соединяются сплошной стенкой, то в ферме стенка заменяется решеткой из стержней, таким образом, ферма представляет собой типичную стержневую конструкцию. Фермы классифицируют *по очертанию*: на фермы с параллельными поясами, трапециевидные, полигональные и треугольные (рис. 4.1). Классифицируют фермы и *по типу решетки*:

треугольная (рис. 4.1а,б), раскосная, крестовая, полураскосная ромбовидная и т.п. (рис. 4.2). *По статической схеме* фермы могут быть как статически определимые, так и статически неопределимые. Кроме того, фермы различают *по типу сечения стержней* (рис. 4.3). Сечение стержней в легких фермах обычно компонуют из парных или одиночных уголков (рис. 4.3а,б), в тяжелых фермах – из прокатных или составных двутавров (рис. 4.3в). В гидравлических конструкциях предпочтительны трубчатые стержни (рис. 4.3г).

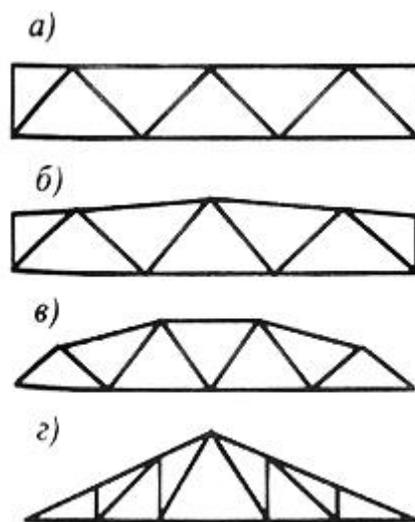


Рис. 4.1. Очертание ферм

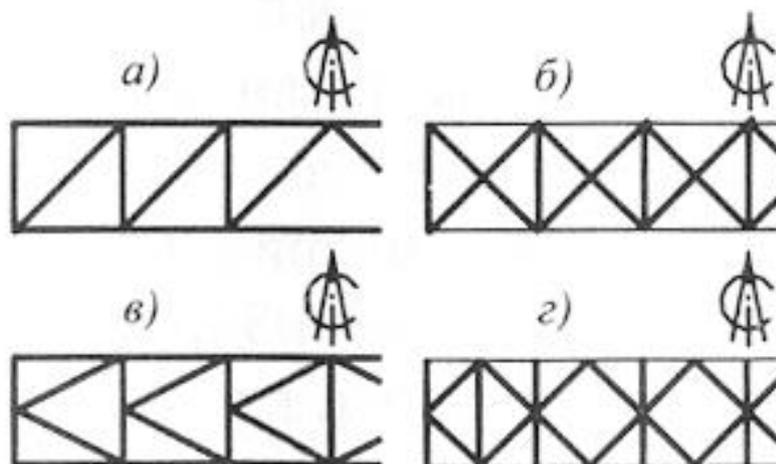


Рис. 4.2. Типы решеток в фермах

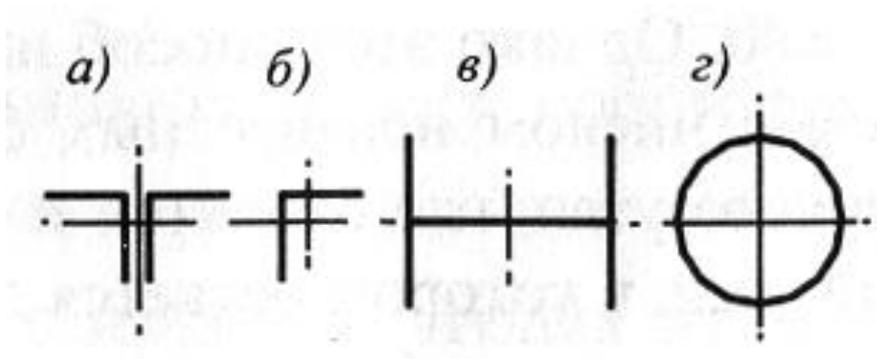


Рис. 4.3. Виды сечения стержней

Стержни соединяются в узлах при помощи дополнительных элементов – косынок. Например, в уголкового фермах косынку заводят в промежуток между уголками, и все стержни крепят к косынкам на сварке (рис. 4.4, а). При этом следует стремиться к тому, чтобы оси всех стержней сходились в одной точке – центре узла, в противном случае в стержнях возникают нежелательные изгибающие моменты. В тяжелых фермах, в отличие от уголкового, используют две косынки, а концы стержней размещают между ними (рис. 4.4б). Тяжелые фермы, имеющие длинные стержни, обычно собирают на монтаже.

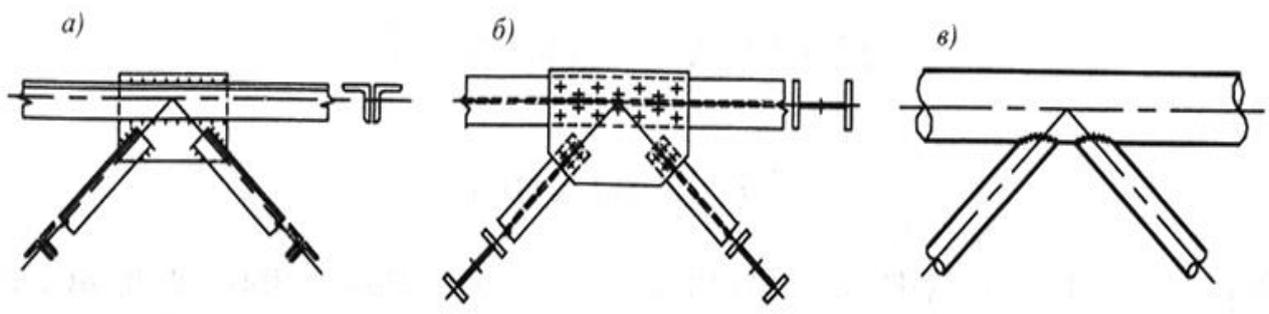


Рис. 4.4. Конструкция узлов

В последнее время широкое распространение получают трубчатые бесфасоночные фермы (рис.4.4, в). Сварные швы накладываются по линии пересечения оболочек.

4.2. Расчет ферм

Во избежание местного изгиба поясов нагрузка на ферму прикладывается строго в узлах (рис. 4.5). В расчете обычно предполагают соединение стержней в узлах шарнирным, поскольку реальная жесткость узлов мало влияет на осевые силы в стержнях, если соблюдается хорошая центровка осей в узлах.

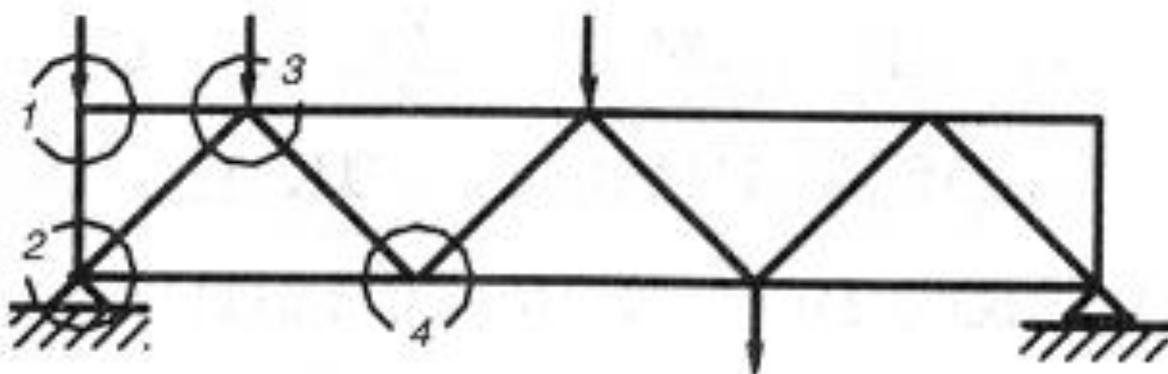


Рис. 4.5. Схема нагружения фермы

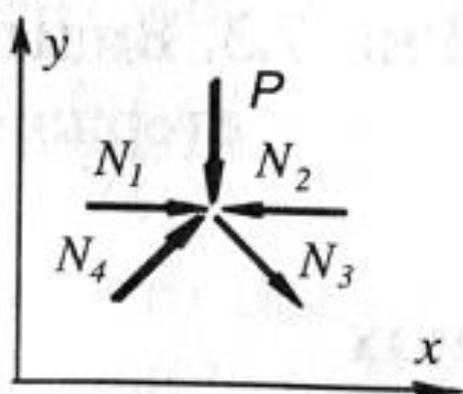


Рис. 4.6. К методу вырезания узлов

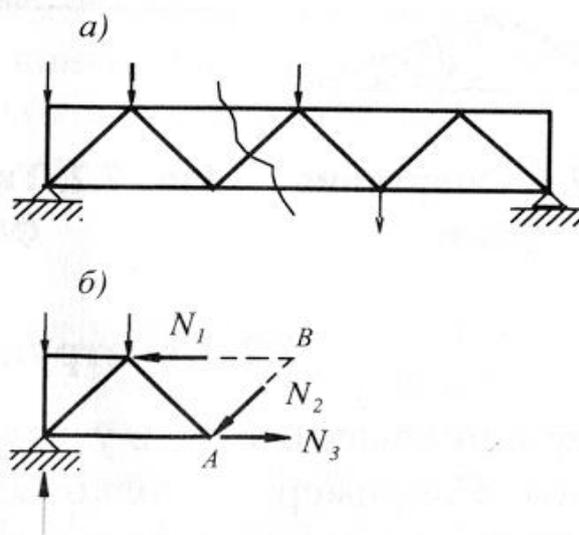


Рис. 4.7. К методу сквозных сечений

Для определения осевых усилий в стержнях можно воспользо-

ваться либо методом вырезания узлов, либо методом сквозных сечений. По способу вырезания узлов имеем два уравнения равновесия (рис. 4.6.): $\Sigma X = 0$, $\Sigma Y = 0$. Однако этот способ имеет то неудобство, что не позволяет сразу рассчитать узел с числом неизвестных больше двух, и приходится начинать расчет всегда с первого узла, где сходятся только два стержня. Затем вырезают следующий соседний узел, в котором остается два неизвестных и т.д.

Метод сквозных сечений позволяет определить усилие в любом стержне за один прием. Проводим сквозное сечение по ферме через интересующий стержень (рис. 7.7, а), далее рассматриваем равновесие отсеченного сегмента, находящегося под действием внешней нагрузки, опорных реакций и неизвестных сил N_i в рассеченных стержнях (рис. 7.7, б). Например, для определения усилия N_1 достаточно взять уравнение $\Sigma M_A = 0$, куда войдет только одно искомое неизвестное. Аналогично для усилия N_3 получим уравнение $\Sigma M_B = 0$ и, наконец, для отыскания N_2 достаточно уравнения $\Sigma Y = 0$.

Таким образом находим, что в фермах все стержни работают либо на центральное сжатие, либо на центральное растяжение.

4.3. Подбор сечений стержней

Растянутые стержни подбирают по условию прочности:

$\sigma = N / A \leq R_y \gamma_c / \gamma_n$, откуда получают требуемую площадь. Следует, однако, учитывать, что по требованию норм [13] гибкость растянутого стержня не должна превышать величины $\lambda \leq [400]$ в обеих главных плоскостях. При расчете гибкости в плоскости фермы, учитывая реальную жесткость узлов, для стержней решетки вводится ко-

эффицент приведения длины $\mu = 0,8$, кроме опорных раскосов и поясов, для которых $\mu = 1,0$. Геометрическая длина стержней равна расстоянию между узлами, геометрическая длина поясов в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, определяется расстоянием между узлами крепления связей (рис. 4.8).

Сжатый стержень подбирают так же, как центрально-сжатую колонну по условию устойчивости $\sigma = N/A \leq R_y \varphi \gamma_c / \gamma_n$, т.е. $A \geq N \gamma_n / R_y \varphi \gamma_c$, затем уточняют сечение, соблюдая предельно-допустимую гибкость для поясов и опорных раскосов $\lambda \leq [120]$, для прочих элементов $\lambda \leq [150]$ в обеих главных плоскостях.

Стержни из парных уголков по длине соединяют между собой прокладками (рис. 4.9), расставляемыми на расстоянии $d \leq 40i$ для сжатых стержней и $d \leq 80i$ для растянутых, где i – радиус инерции уголка относительно собственной оси y_0 .

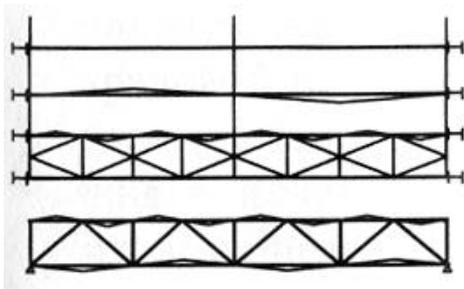


Рис. 4.8. Расчетные длины стержней в фермах

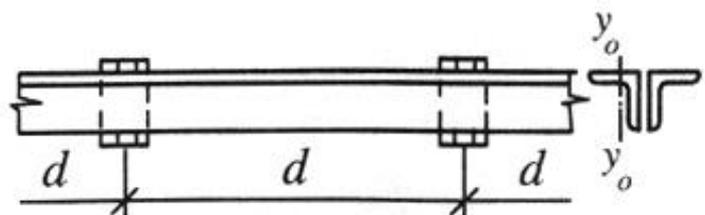


Рис. 4.9. Расстановка прокладок в уголковых фермах

4.4. Расчет узлов

Швы крепления уголковых стержней к узловой косынке рассчитывают по действующему усилию N в стержне (рис. 4.10), часть ко-

того распределяется на швы в обушках N_o и на швы в перьях $N_n = N(a-z_o)/a$, $N_n = N z_o/a$, где z_o – расстояние от центра тяжести сечения уголка до обушка, a – ширина полки.

Задаваясь катетом шва на обушках $k_o \leq 1,2t$ и на перьях $k_n \leq 0,8t$ в зависимости от толщины полки t , найдем требуемые длины швов из условия их прочности:

$$\tau_o = N_o / (2\beta k_o l_o) \leq R_w \gamma_w \gamma_c / \gamma_n, \quad \tau_n = N_n / (2\beta k_n l_n) \leq R_w \gamma_w \gamma_c / \gamma_n.$$

Геометрическую длину швов увеличивают на 1 см из-за потерь наплавленного металла в картерах.

Прочность сварных швов в трубчатых фермах (рис. 4.11) проверяют по условию $\tau = N / (\beta k l_w) \leq 0,85 R_w \gamma_w \gamma_c / \gamma_n$, где 0,85 – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений по длине шва. Длину шва можно определить по формуле

$$l_w = \frac{\pi d \xi}{6} \left[1 + \operatorname{cosec} \alpha + 2\sqrt{2(1 + \operatorname{cosec}^2 \alpha)} \right]. \quad (4.1)$$

Здесь α – угол примыкания раскоса к поясу; d – наружный диаметр раскоса; $\xi = 1 - 1,09k + 1,31k^2$; $k = d/D$; D – диаметр пояса.

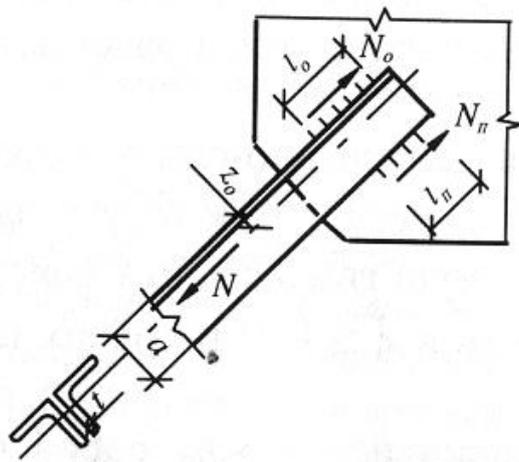


Рис. 4.10. К расчету швов крепления стержней из уголков

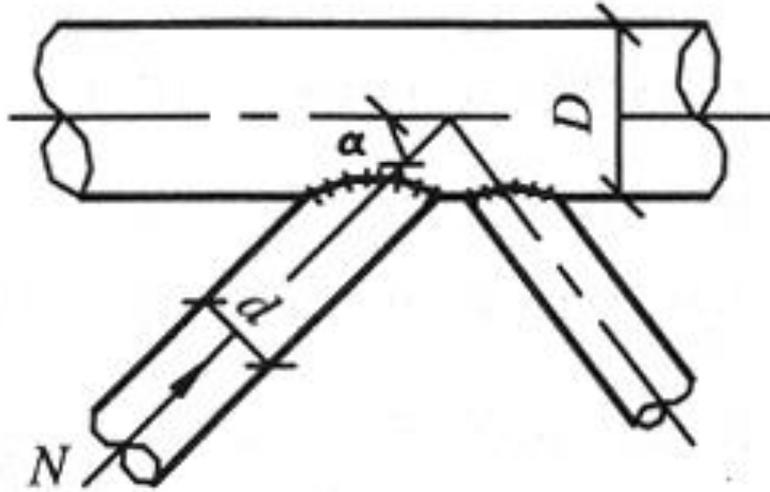


Рис.4.11. К расчету швов крепления трубчатых стержней

4.5. Стропильная ферма

4.5.1. Усилия в стержнях

Во избежание местного изгиба верхних поясов нагрузка на ферму должна прикладываться только в узлах (рис. 4.12). Для этого прогоны кровли устанавливаются строго по центрам узлов, там же опираются панели покрытия в беспрогонных кровлях. Узловая нагрузка зависит от расстояния между узлами – при $d = 3$ м: $F = (q + q_s)d$. В расчете усилий в стержнях уклоном поясов пренебрегают, если его величина незначительна. Используя метод вырезания узлов, легко убедиться, что усилия в стенках равны узловой нагрузке F , а в надколоннике $0,5F$. Тогда для определения усилий в других стержнях получаем схему, показанную на рис. 4.13.

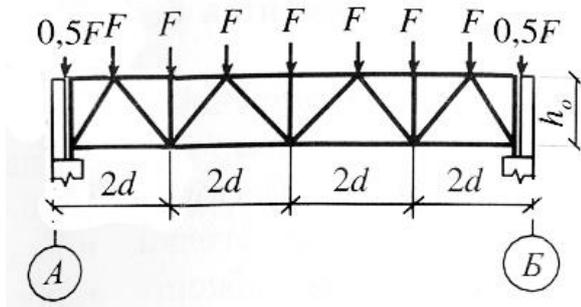


Рис. 4.12. Схема загрузки фермы

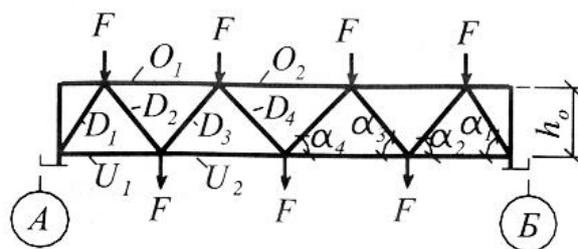


Рис. 4.13. Расчетная схема ферм

При высоте ферм по обушкам h_f теоретическая высота (расстояние между осями поясов) несколько меньше $h_o \approx h_f - 50$ мм.

Усилия в стержнях удобнее вычислять по методу Риттера. Результаты расчета можно представить в виде:

- опорная реакция $R = 0,5nF$, где n – число узловых сил;
- усилия в поясах $U_i = (2i - 1)(0,5n + 1 - i)Fd/h_o$;
 $O_i = -i(n + 1 - 2i)Fd/h_o$;
- усилия в раскосах $D_i = (-1)^i (0,5n + 1 - i)F/\sin\alpha_i$;
- усилия в стойках $V = -F$.

4.5.2. Сечения стержней

Подбор сечений начинают с установления расчетных длин стержней. Расчетная длина в плоскости фермы для поясов и опорных раскосов равна геометрической, иными словами, расстоянию между узлами, т.е. коэффициент приведения длины таких стержней $\mu_x = 1,0$; для промежуточных раскосов и стоек $\mu_y = 0,8$.

В плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, расчетная длина раскосов, стоек и верхних поясов равна расстоянию между уз-

лами; верхние пояса здесь закреплены прогонами или панелями покрытия. Нижние пояса этой плоскости имеют расчетную длину, равную расстоянию между распорками и узлами связей. При подборе сечений следует соблюдать предельно-допустимые гибкости для сжатых поясов и опорных раскосов $[\lambda] = [120]$, для прочих сжатых раскосов и стоек $[\lambda] = [150]$, для растянутых элементов бескрановых зданий $[\lambda] = [400]$. Для производственных зданий стержни ферм часто komponуют из парных уголков (рис. 4.14).

Обычно используют равнополочные уголки, но для обеспечения равной гибкости в обеих плоскостях нижние пояса проектируют из неравнобоких уголков, соединенных узкими полосками. Зазор между уголками равен толщине косынок, которая принимается в пределах

8...12 мм, в зависимости от пролета фермы.

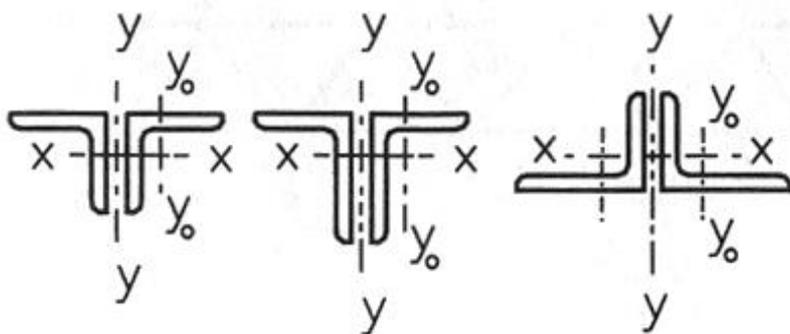


Рис. 4.14. Типы сечений стержней из уголков

Коэффициент условий работы для стержней ферм установлен СНиП величиной $\gamma_c = 0,95$, за исключением сжатых раскосов с гибкостью $\lambda \geq 60$, для которых $\gamma_c = 0,8$.

Растянутые стержни подбирают по условию прочности, то есть $\sigma = N / A \leq R_y \gamma_c / \gamma_n$, $A_{req} \geq N \gamma_n / R_y \gamma_c$. Выбрав из сортамента парные уголки, проверяют затем их гибкость $\lambda_x < [\lambda]$, $\lambda_y < [\lambda]$.

Сжатые элементы рассчитывают по условию устойчивости:

$\sigma = N / A \leq R_y \varphi \gamma_c / \gamma_n$, $A_{req} \geq N \gamma_n / (R_y \varphi \gamma_c)$, предварительно задав

величину коэффициента устойчивости в пределах $\varphi \approx 0,5 \dots 0,7$; затем уточняют калибр уголков во второй и последующих попытках, добиваясь удовлетворения требований по устойчивости и гибкости.

Во избежание большого количества разных типоразмеров сечений фермах обычно используют не более 5...7 калибров. В фермах пролетом до 24 м пояса подбирают по максимальному усилию и сечение принимают одинаковым по всей длине фермы. Уголки соединяют прокладками по длине элемента на расстояниях $40i_o$ для сжатых стержней и $40i_o$ – для растянутых. Из-за возможных повреждений стержней при транспортировке не рекомендуется применять уголки толщиной менее 4 мм и шириной полки менее 50 мм.

В целях экономии стали следует стремиться выбирать уголки с наименьшей площадью сечения из всех возможных.

4.5.3. Конструирование узлов

Задаваясь величиной катетов, по расчетному усилию в стержне N определяют необходимые длины швов по обушкам и перьям. Предпочтительны четные величины катетов: 4; 6; 8; 10; 12 мм; катеты меньше

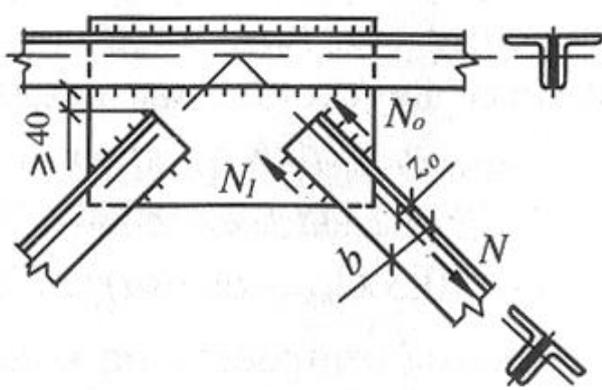


Рис. 4.15. Узел фермы

4мм в расчетных швах не рекомендуются. Геометрические длины швов определяют размеры узловых косынок (рис. 4.5). Во избежание большой концентрации напряжений сближение элементов в узлах менее 40 мм не допускается.

Усилие на обушках для равнобоких уголков можно принять

приблизительно $N_o \approx 0,7N$; на перьях $N_1 \approx 0,3N$. Для крепления неравнополочных уголков узкой полкой – $N_o \approx 0,75N$; $N_1 \approx 0,25N$; для крепления широкой полкой – $N_o \approx 0,65N$; $N_1 \approx 0,35N$.

В зависимости от технологии сварки – ручная или автоматическая получают геометрические длины швов:

$$l_o \geq N_o \gamma_n / (2\beta k R_w \gamma_w \gamma_c) + 1 \text{ см}; l_1 \geq N_1 \gamma_n / (2\beta k R_w \gamma_w \gamma_c) + 1 \text{ см}.$$

Минимальная длина швов ограничивается размером 50 мм.

В случае необходимости прочность швов крепления пояса проверяют на разность усилий в смежных панелях

$$\tau = (O_{i+1} - O_i) / (4\beta k l) \leq R_w \gamma_w \gamma_c / \gamma_n,$$

где l – расчетная длина косынки.

Изменение сечения пояса обычно делают в фермах длиной более 24 м (рис. 4.16). Стык выносится за пределы узла в панель, где усилие меньше. Горизонтальные полки уголков перекрывают листовыми накладками с общей площадью сечения A не менее площади перекрываемых полок, затем определяют длину швов крепления накладок $l \geq AR_y / (4\beta k R_w \gamma_w) + 1$.

Из-за больших размеров ферму перевозят на стройплощадку частями, следовательно, в конструкции необходимо предусмотреть укрупнительные стыки, например, посередине (рис. 4.17).

Горизонтальные полки уголков перекрывают накладками и определяют длину монтажных швов l аналогично предыдущему. Размеры вертикальных двусторонних накладок устанавливают по прочности швов $l_o \geq 0,3 O_{max} \gamma_n / (2\beta k R_w \gamma_w \gamma_c) + 1$.

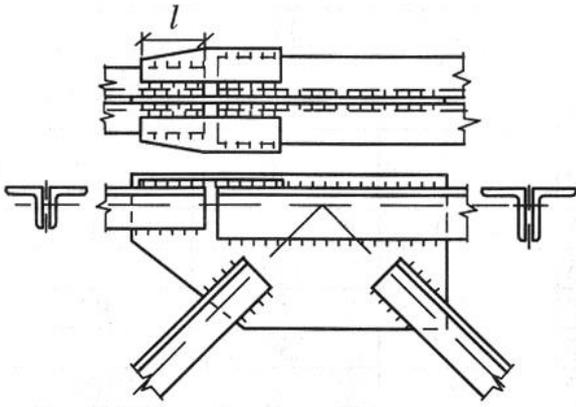


Рис. 4.16. Заводской стык пояса

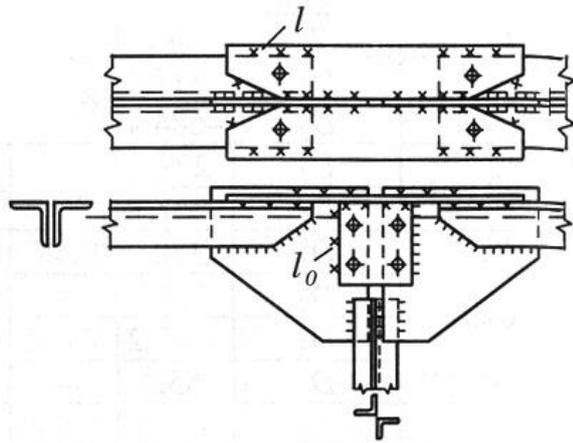


Рис. 4.17. Укрупнительный стык

Если к узлу примыкает раскос, тогда

$$l_o \geq (0,3 O_{max} + D \cos \alpha) \gamma_n / (2\beta k R_w \gamma_w \gamma_c) + 1.$$

Ферма опирается на колонну через торец опорного фланца. Площадь торца A_t рассчитывают по смятию от опорной реакции фермы: $R = 0,5nF$; $A_t \geq R \gamma_n / R_p \gamma_c$. Кроме того, необходимо проверить прочность сварного соединения фланца с опорной косынкой фермы:

$$\tau = R / (2\beta k l) \leq R_w \gamma_w \gamma_c / \gamma_n.$$

5. СТАЛЬНЫЕ КАРКАСЫ ЗДАНИЙ

5.1. Конструктивные элементы здания

Современное промышленное здание состоит из силовых элементов, образующих несущий каркас, и ограждающих элементов – стеновых панелей и кровельного покрытия.

Несущий каркас представляет собой, как правило, систему поперечных рам, перекрывающих пролет здания и воспринимающих все нагрузки, действующие в плоскостях рам (рис. 5.1).

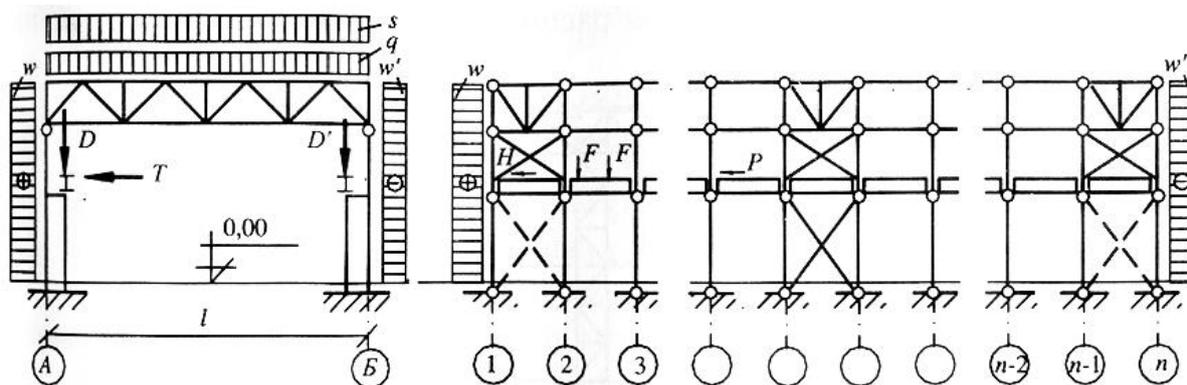


Рис. 5.1. Компонировочная схема каркаса промышленного здания

Рама должна воспринимать собственный вес покрытия p и стеновых навесных панелей, нагрузку от снега s , активное давление ветра w и отсос w' , вертикальную нагрузку от мостовых кранов D и боковые силы от торможения крановой тележки T . Следовательно, рама должна иметь кинематическую неизменяемость и достаточную жесткость, что обеспечивается за счет наличия в поперечнике статической неопределимости, т.е. лишних связей. Для этой цели обычно предусматривают заделку низа колонн в фундаменте; при таком решении можно опирать ригель рамы на колонну шарнирно. Несущая способность и жесткость поперечника увеличивается, если сопряжение ригеля с колонной выполнить глухим.

Для опирания подкрановых балок колонны делают ступенчатыми, т.е. переменного сечения. В бескрановых зданиях и зданиях с подвесными кранами колонны имеют постоянное сечение.

Шаг рам в продольном направлении принимается кратным 6 м - 6 или 12 м, торцевые рамы смещают с оси внутрь здания на 250 мм для размещения торцевых стен.

В продольной плоскости изначально предусматривают шарнирное сопряжение колонн с фундаментами во избежание усложнения баз колонн.

Неизменяемость каркаса в этом направлении обеспечивается продольными вертикальными связями. Связи обычно размещают в середине здания и по концам, что позволяет вести монтаж конструкций с любого конца или с середины - в обоих направлениях. По окончании монтажа связи нижнего яруса в начале блока и в конце его необходимо демонтировать во избежание усилий, возникающих в них при перепаде температур. На рис. 5.1 эти связи показаны пунктиром.

Таким образом, полученная система элементов позволяет воспринимать продольные нагрузки: давление ветра на торцы здания, силу P от торможения моста крана и силу H от возможного удара крана о тупиковый упор. Пролеты поперечных рам принимают кратными 6 м – от 18 до 42 м. Чаще всего в качестве ригеля рамы используют сквозную конструкцию – ферму. Поскольку несущая способность ферм в горизонтальной плоскости ничтожно мала, для восприятия ветровой нагрузки в уровне верхних и нижних поясов устанавливают горизонтальные поперечные так называемые ветровые связи (рис. 5.2). Эти связи располагают в торцевых частях здания и в центральном связевом блоке.

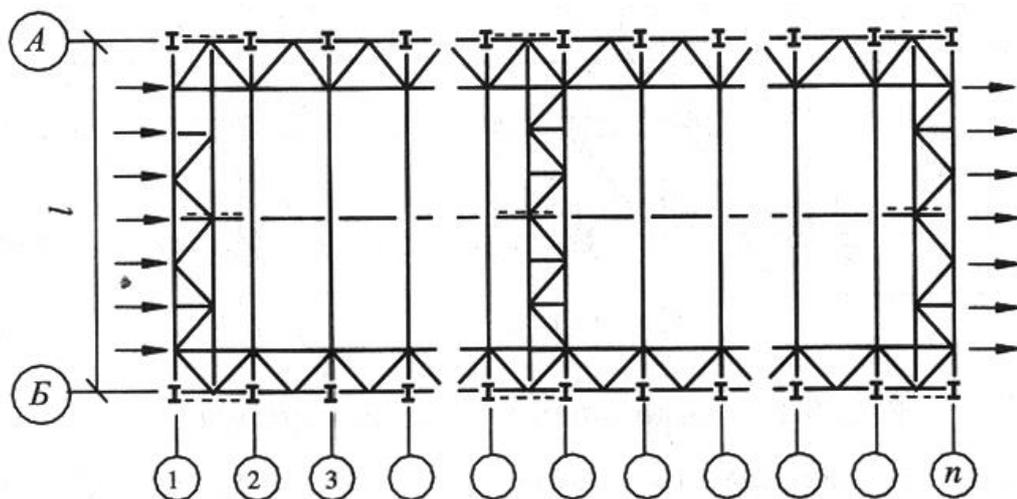


Рис. 5.2. Ветровые связи по верхним и нижним поясам ферм

Устойчивость ферм от опрокидывания обеспечивается системой вертикальных связей в опорных частях ферм и посередине пролета, на рис.5.2 они показаны пунктиром. Между связевыми блоками все промежуточные фермы удерживаются в проектном положении за счет распорок. В зданиях, оборудованных кранами, устанавливают по нижним поясам ферм еще и горизонтальные продольные связи, предназначенные для увеличения поперечной жесткости всего каркаса при воздействии кранов (рис. 5.3.).

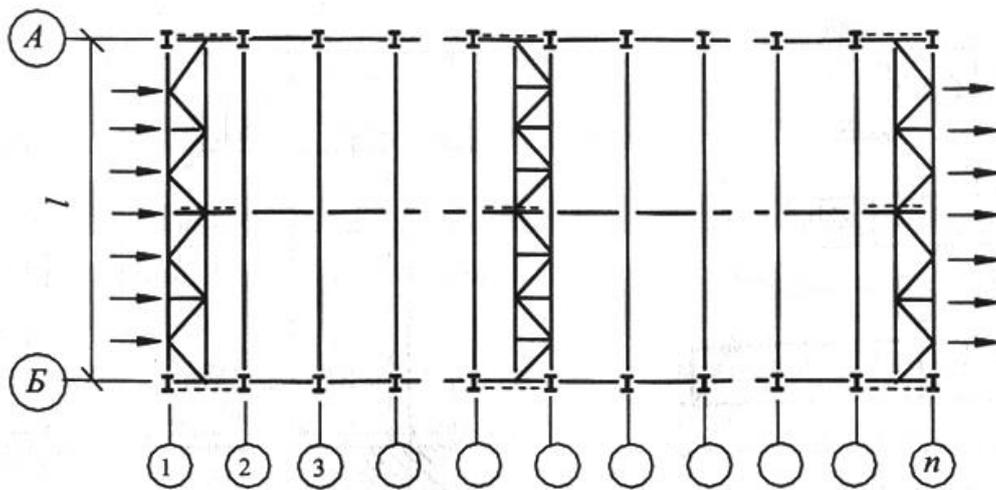


Рис. 5.3. Продольные горизонтальные связи по нижним поясам ферм

Например, боковая сила T' от торможения тележки, приложенная к некоторой раме, за счет продольных связей перераспределяется и на соседние рамы, тем самым уменьшая усилия в загруженной раме. Эти связи устанавливают и в бескрановых зданиях при шаге рам более 6 м для закрепления верха стоек фахверка, которые в этом случае необходимы для установки стеновых панелей. Для обеспечения освещенности и аэрации внутреннего пространства здания используют фонари (рис. 5.4). В бесфонарных зданиях применяют искусственное освещение.

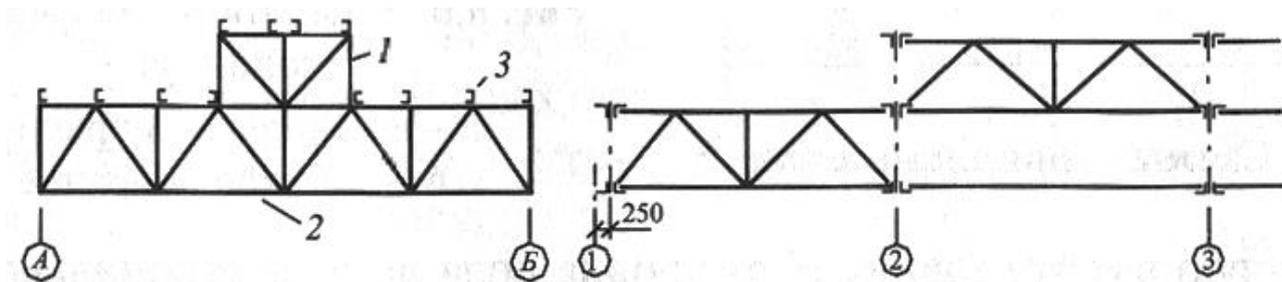


Рис. 5.4. Расположение свето-аэрационного фонаря:

1 – каркас фонаря; 2 – стропильная ферма; 3 – прогон

В качестве ограждающих конструкций покрытия в настоящее время часто применяют профилированный стальной лист, укладываемый по прогонам, или кровельные панели заводского изготовления. Кровлю выполняют утепленной во избежание образования конденсата на стальных элементах в зимнее время.

Стеновые панели продольных фасадов навешивают непосредственно на колонны каркаса при шаге рам 6 м, а при большем шаге – на фахверковые стойки. Торцевые стойки фахверка в верхней части соединяются со стропильной фермой и, таким образом, передают ветровую нагрузку на ветровые связи.

5.2. Размеры каркаса

Высота стропильных ферм назначается в зависимости от пролета. Унифицированная геометрия ферм показана на рис. 5.5. При небольших уклонах – 1,5...2,5% фермы делают с параллельными поясами, а уклон обеспечивают строительным подъемом при изготовлении. Шарнирная схема сопряжения фермы с колонной выполняется

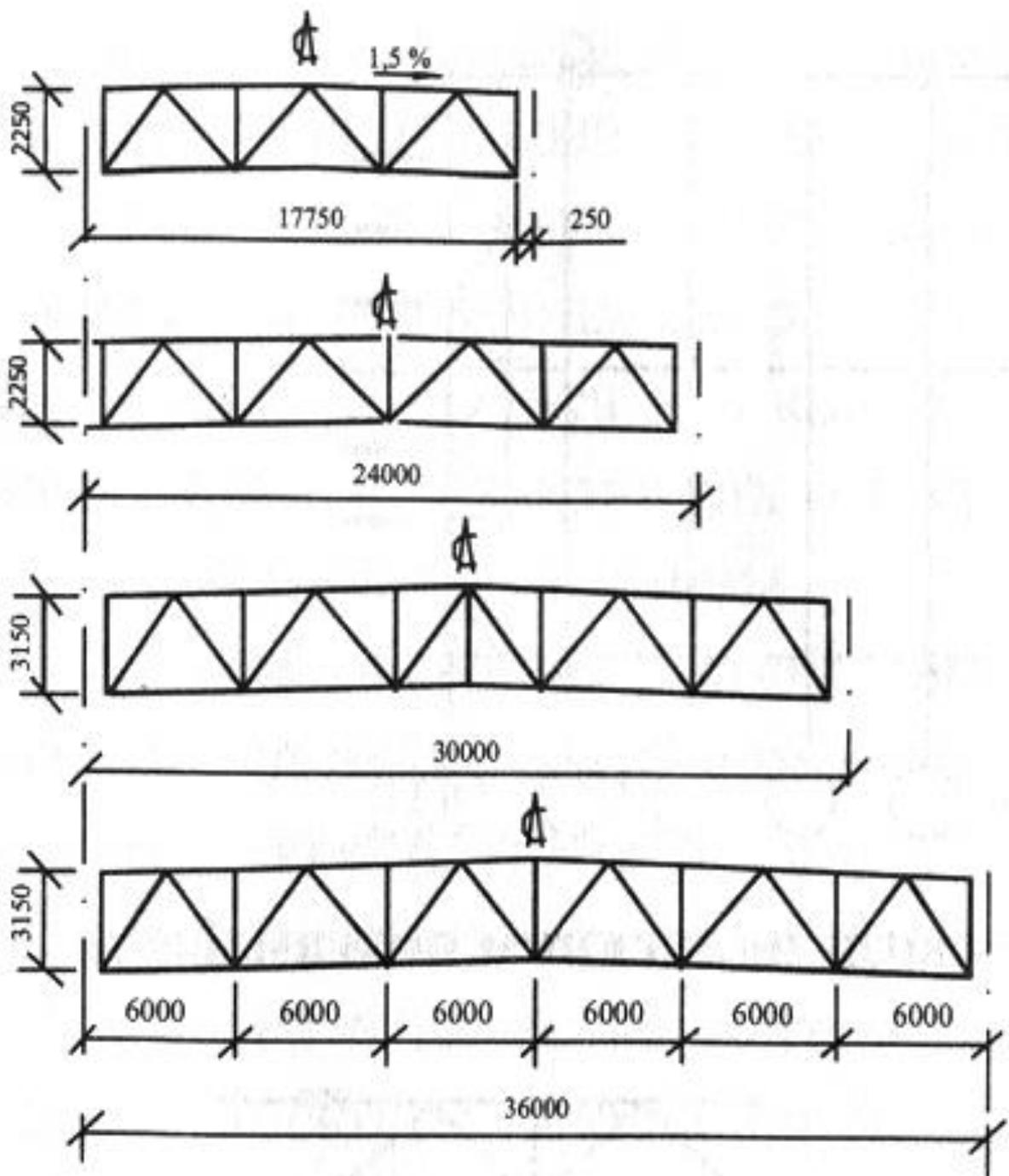


Рис. 5.5. Схемы стропильных ферм

путем опирания фермы на верх колонны посередине сечения. Для удобства крепления стеновых панелей в верхней части фасада предусматривают надколонник (рис.5.6а). При жестком опирании ферма крепится к колонне сбоку (рис. 5.6б).

В бескрановых зданиях и в зданиях с легкими кранами продольные разбивочные оси привязывают к наружной грани колонн.

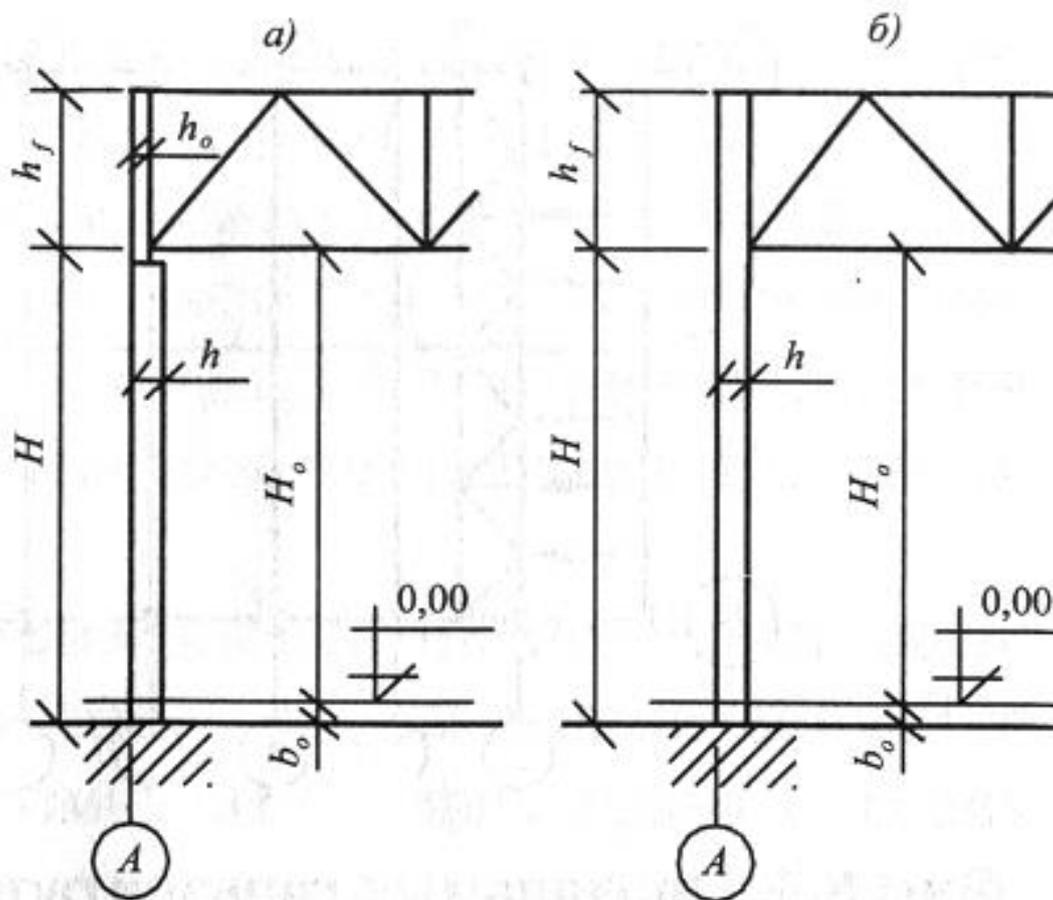


Рис. 5.6. Узел опирания фермы на колонну: а – шарнирное; б – жесткое

Полезную высоту здания H от уровня пола до низа стропильной фермы назначают по технологическому заданию с кратностью 0,6 м. При этом верх фундамента опускают ниже уровня пола на $b_0 = 300 \dots 400$ мм, таким образом, полная длина колонны составляет $H = H_0 + b_0$. Ширину колонны, т.е. высоту ее сечения h , ориентировочно принимают величиной $h \approx H/25$, для надколонника можно принять $h_0 \approx h/2$. Максимальная длина неотапливаемого здания (блока) может достигать 200 м, отапливаемого – 230 м.

6. НАГРУЗКИ НА КОНСТРУКЦИЮ

6.1. Постоянная нагрузка

К постоянным нагрузкам относятся собственный вес ограждающих конструкций – покрытия и стеновых панелей, а также собственный вес несущих элементов каркаса.

В состав покрытия входят защитный слой, гидроизоляционный ковер, цементная или асфальтовая стяжка-утеплитель, пароизоляция, профнастил по прогонам или стальные каркасные панели, стропильные фермы. Железобетонные плиты покрытия в стальном каркасе применять нецелесообразно из-за их большого собственного веса.

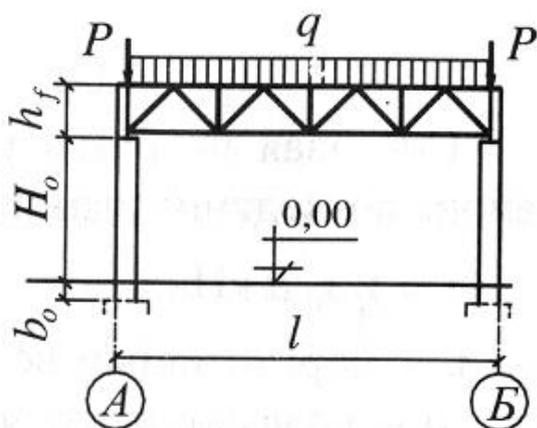


Рис. 6.1. Постоянная нагрузка

Собственный вес прогонов, профнастила, каркасных панелей и стропильных ферм учитывается ориентировочно и уточняется после подбора сечений всех несущих элементов по мере необходимости. Условно в расчетах нагрузка от собственного веса стен прикладывается

на верх колонн, собственным весом колонн можно пренебречь из-за незначительной его величины (рис. 6.1).

6.2. Снеговая нагрузка

Снеговая нагрузка регламентируется нормами в зависимости от района возведения здания: $s = \gamma_f s_o \mu$ кПа, где s_o – нормативный вес

снегового покрова на m^2 горизонтальной плоскости; μ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения отложения снега, например скопление снега у перепадов высот в профиле кровли и т.п.

Коэффициент надежности γ_f можно принять 1/0,7 [СНиП].

6.3. Ветровая нагрузка

Расчетное давление ветровой нагрузки на вертикальную стену (рис. 9.2) определяется величиной: $w = \gamma_f w_0 k c$, кПа, где w_0 – нормативное давление, кПа; $\gamma_f =$

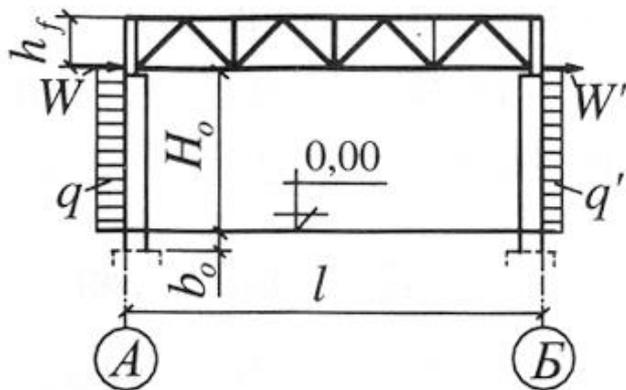


Рис. 6.2. Схема ветровой нагрузки

1,4 – коэффициент надежности о нагрузке; k – коэффициент, учитывающий изменение давления по высоте тип местности; для пригородной застройки до высоты 10 м коэффициент

можно принять приближенно $k = 0,53$; c – аэродинамический коэффициент зависящий от конфигурации здания; для промышленных зданий с наветренной стороны $c = 0,8$; с заветренной стороны $c' = 0,6$ (отсос).

По высоте стен H_0 ветровая нагрузка на раму учитывается как распределенная $q_w = \gamma_f w_0 k c B$, кН/м; $q'_w = \gamma_f w_0 k c' B$, кН/м.

По высоте ферм h_f нагрузка принимается в виде сосредоточенных сил W, W' , приложенных в уровне нижних поясов. $W = \gamma_f w_0 k c B h_f$, кН; $W' = \gamma_f w_0 k c' B h_f$, кН.

7. РАМЫ

7.1. Усилия в раме от постоянной нагрузки

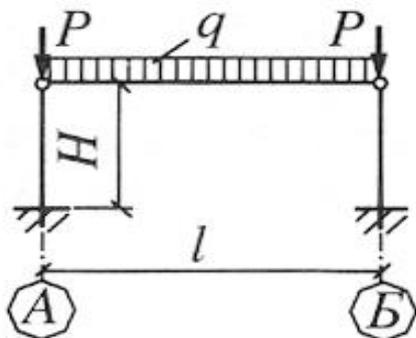


Рис. 7.1. Постоянная нагрузка на раму

Расчетная схема рамы имеет вид, показанный на рис. 7.1. Из-за симметрии схемы в лишней связи усилий не возникает, поэтому в колоннах отсутствуют изгибающие моменты, а ригель свободен от осевой силы.

В колоннах возникает сжатие $N_p = P + ql / 2$, а в ригеле – изгибающий

момент, как в балке на двух опорах.

7.2. Усилия в раме от снеговой нагрузки

Расчетная схема рамы при действии снеговой нагрузки аналогична предыдущей. Следовательно, $N_s = q_s l / 2$.

7.3. Усилия в раме от ветра

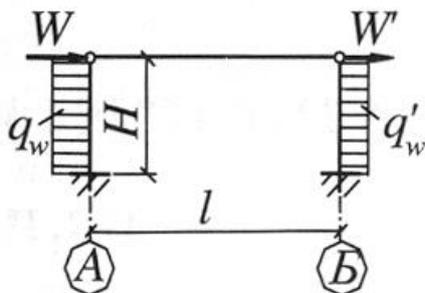


Рис. 7.2. Ветровая нагрузка на раму

Усилия в раме от действия ветра рассчитываются по схеме, показанной на рис. 7.2. Расчет статически неопределимой системы ведем по методу сил.

Максимальный изгибающий момент в колоннах от сил W и W' равен:

$$M_w = (W+W')H/2.$$

Принимая за неизвестное в ригеле X , находим $X = -\Delta_q/\delta_{11} = 3H(q_w - q_w')/16$.

Момент в колонне от распределенной нагрузки $M_q = H^2(5q_w + 3q_w')/16$. Суммарный изгибающий момент в левой стойке равен:

$$M = H^2(5q_w + 3q_w')/16 + (W+W')H/2;$$

поперечная сила:

$$Q = H(13q_w + 3q_w')/16 + (W+W')/2.$$

7.4. Расчетные сочетания усилий

В расчете рассматривают два вида сочетаний: основные и дополнительные. В основное сочетание входят усилия от постоянной нагрузки, длительных временных и одной кратковременной. В дополнительное сочетание включаю не менее двух кратковременных с коэффициентом сочетаний $\psi = 0,9$.

Расчет анкерных болтов на разрыв ведут с минимальным возможным усилием сжатия в колонне и максимальным соответствующим моментом в заделке базы. Минимальное усилие сжатия в колонне от собственного веса получают введением понижающего коэффициента $\xi = 0,8$.

8. КОЛОННЫ

8.1. Сечение колонны

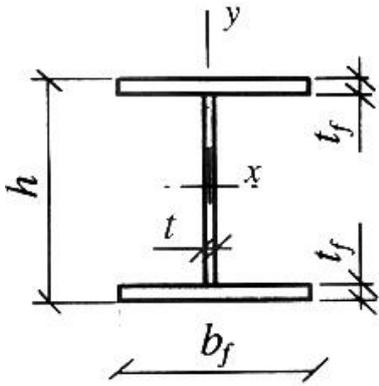


Рис. 8.1. Составное сечение колонны

Колонны промышленных зданий с крайним оборудованием проектируют как сквозными, так и со сплошной стенкой.

В бескрановых зданиях, как правило, применяют колонны двутаврового сечения. Причем могут быть использованы как прокатные профили, так и составные (рис. 8.1).

Требуемую площадь двутавра ориентировочно можно определить исходя из приближенной формулы для сжатого изогнутого стержня

$$\sigma = N/(\varphi_e A) + M/W = N(1/\varphi_e + eA/W)/A = N(1/\varphi_e + e/\rho)/A \leq R_y \gamma_c/\gamma_n,$$

где $e = M/N$; $\rho = W/A$; для большинства промзданий $\gamma_c = \gamma_n = 0,95$.

То есть $A_{req} > N \gamma_n(1/\varphi_e + e/\rho)/(y_c R_y)$. Принимая $\varphi_e \approx 0,25$ и учитывая, что для двутавров $\rho \approx 0,4h$, получаем

$$A_{req} \geq 0,95N (4,0 + 2,5e/h)/R_y.$$

Выбрав по сортаменту подходящий двутавр, проверяют условия устойчивости в плоскости рамы и в плоскости, перпендикулярной поперечнику:

$$\sigma = N/A \leq R_y \gamma_c \varphi_e/\gamma_n, \quad \sigma = N/A \leq R_y \gamma_c \varphi_c/\gamma_n, \quad \lambda \leq [120].$$

При этом следует учитывать теоретические длины стержня в главных плоскостях: в плоскости рамы $l_x = 2H$, в продольной плоскости каркаса $l_y = H$. Если по сортаменту подобрать двутавр не удастся, то komponуют сечение из листов (рис. 8.1), соблюдая условия:

$$b_f \leq h, t_f \leq 3t, b_f \leq t_f \sqrt{E/R_y}.$$

После подбора сечения стержня необходимо проверить местную устойчивость элементов. Для поясов это выражение $b_f \leq t_f \sqrt{E/R_y}$.

Для стенки — $\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\bar{\tau}/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c/\gamma_n$,

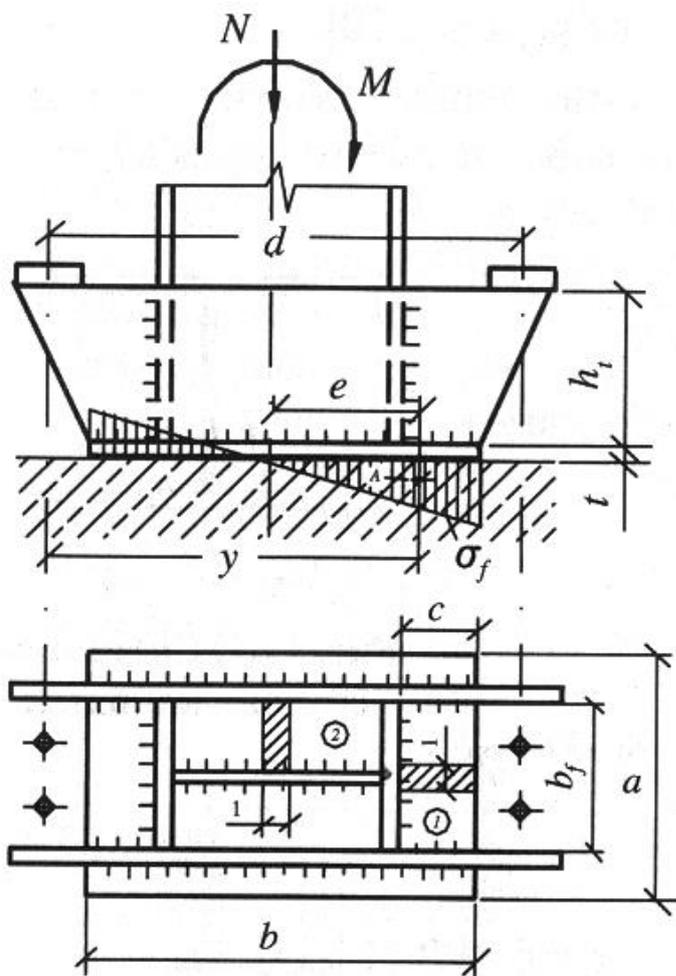
где $\sigma_{cr} = 5(1,5\alpha^2 - 0,5\alpha + 1)E(t/h_w)^2$, $\alpha = (\sigma_{max} - \sigma_{min})/\sigma_{max}$,

$\tau_{cr} = 6E(t/h_w)^2$, $\sigma = N/A + M_y/I$, $\bar{\tau} = Q/(th_w)$.

8.2. База колоны

Расчет базы начинают с определения размеров опорной плиты (рис. 8.2). Требуется установить расчетное сопротивление бетона фундамента смятию: $R_f = R_c \sqrt{A/ab}$, где A — площадь верха фундамента. Призмечная прочность бетона R_c зависит от класса его прочности. Как правило, для фундаментов применяют бетон класса не выше В15. Для класса В10 — $R_c = 6,0$ МПа, для В15 — $R_c = 9,0$ МПа. Предварительно задаваясь отношением $A/ab \approx 1,5$, получаем $R_f = 1,14R_c$.

Ширина плиты конструктивно не может быть менее $b_f + 100$ мм. Длина определяется прочностью бетона $\sigma_f = N/ab + M/W \leq R_f$, где $W = ab^2/6$, откуда



$$b = \frac{N}{2aR_f} + \sqrt{\left(\frac{N}{2aR_f}\right)^2 + \frac{6M}{aR_f}}$$

Толщина плиты подбирается по ее прочности на изгиб от давления фундамента σ_f . На участке 1 (рис 8.2) плита работает как консоль с вылетом c единичной ширины, воспринимая момент $M_1 = \sigma_f \cdot 1 \cdot c^2/2$. На участке 2 единичную полосу плиты можно

Рис. 8.2. К расчету базы колонны

рассматривать как балку пролетом $0,5b_f$, опертую на две опоры: $M_2 = 1 \cdot \sigma_f \cdot b_f^2/32$.

Из условия прочности полосы на изгиб $\sigma = M/W = 6M / (1 \cdot t^2) \leq R_y \gamma_c / \gamma_n$ находим требуемую толщину плиты $t \geq \sqrt{6M \gamma_n / R_y \gamma_c}$.

Высоту траверс h_t получают из условия прочности сварных швов, каждый из которых воспринимает усилие $N_t = N/4 + M/2h$.

То есть $\tau_f \geq N_t / (\beta_{wf} k h_t) \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c / \gamma_n$; $h_t \geq N_t \gamma_n / (\beta_{wf} k R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c)$; при ручной и полуавтоматической сварке $\gamma_{wc} = \gamma_{wz} = 1$; $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1,0$; $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$. Катет швов не следует принимать более $0,8t_f$, а толщину траверсы – менее толщины полки двутавра.

Швы крепления колонны и траверс к опорной плите не требуют расчета при фрезерованном торце колонны в сборе. Защемление колонны в фундаменте обеспечивают анкерные болты. Обычно с каждой стороны базы располагают не более двух анкеров. Поскольку отрицательного давления плиты на фундамент физически не может быть, усилие растяжения Z воспринимается анкерными ботами.

Усилие Z находят из условия равновесия относительно центра тяжести сжатой зоны эпюры давления (рис. 8.2):

$$M - Ne - Zy = 0,$$

тогда $Z = (M - Ne)/y$, где $y = d/2 + e$.

$$e = b/2 - \frac{\sigma_{\max} b}{3(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})}.$$

Здесь $\sigma = N_{\min}/ab \pm 6M_{\max}/ab^2$ – напряжение под подошвой базы. По условию прочности болта на растяжение $\sigma_b = Z / 2A_{\text{netto}} \leq R_{bt} \gamma_c / \gamma_n$ находят требуемую площадь болта по резьбе и наружный диаметр стержня анкера, учитывая, что $A_{\text{brutto}} \approx 1,3 A_{\text{netto}}$. $d = 2\sqrt{1,3A_{\text{netto}} / \pi}$.

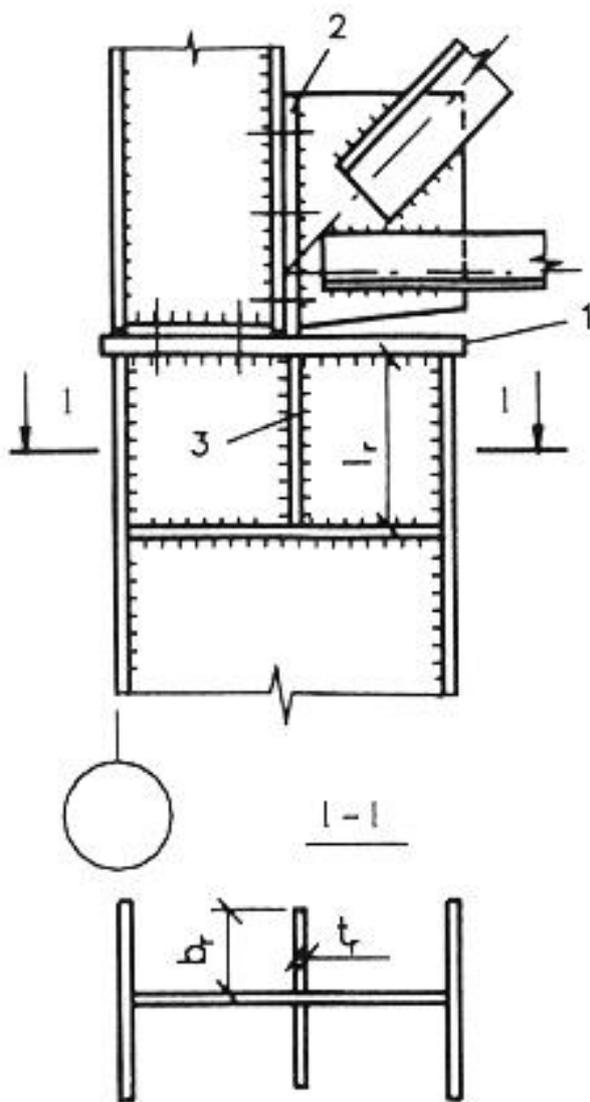
Далее подбирают подходящий болт из ряда стандартных: 20; 24; 27; 30; 36; 42; 56. Класс прочности болтов 4.6; $R_{bt} = 160$ МПа.

8.3. Оголовок колонны

Конструкция оголовка должна соответствовать расчетной схеме рамы. На рис. 8.3 показано шарнирное опирание ригеля. В этом слу-

чае стропильная ферма опирается сверху на опорную плиту 1 приблизительно посередине сечения колонны через торец фланца 2. Опорная реакция фермы практически полностью передается на стенку колонн. Ввиду относительно небольшой толщины стенки последнюю необходимо усилить ребром 3.

Ширина двустороннего ребра должна быть менее ширины фланца. Толщину ребра t_r рассчитывают по смятию от реакции N_r ригеля



геля $\sigma_r = N_r / (2b_r t_r) \leq R_p \gamma_c / \gamma_n$, $t_r \geq N_r \gamma_n / (2b_r R_p \gamma_c)$, где R_p – расчетное сопротивление материала по смятию. Длина ребра l_r определяется прочностью угловых швов крепления ребра к стенке $\tau = N_r / (4\beta_f k l_r) \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c / \gamma_n$, т.е. $l_r \geq N_r \gamma_n / (4 \beta_f k R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c)$. Вблизи нагруженных ребер стенка испытывает срез, поэтому необходима проверка ее прочности: $\tau = N_r / (2l_r t) \leq R_s \gamma_c / \gamma_n$.

Рис. 8.3. Шарнирное опирание ригеля

9. ПРОГОНЫ, РАСПОРКИ И СВЯЗИ

Постоянная нагрузка на прогон: $q = d \sum \gamma_{fi} p_i$ кН/м.

Снеговая нагрузка: $q_s = d \gamma_f s_0$ кН/м, где d – шаг прогонов.

Расчетный изгибающий момент (рис. 9.1) $M = (q + q_s) B^2 / 8$.

При небольшом уклоне кровли его влиянием можно пренебречь.

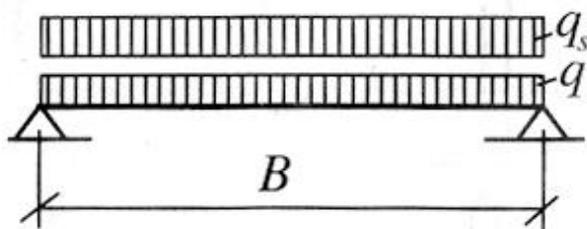


Рис. 9.1. Расчетная схема прогонов

Требуемый момент сопротивления $W_{req} \geq M \gamma_n / R_y \gamma_c$ по сортаменту выбирают подходящий профиль швеллера или двутавра и проверяют

жесткость прогона от суммарной нормативной нагрузки $q_n + q_{sn} = d(\sum p_i + s)$, кН/м. Относительный прогиб ограничивается $f_n/B \leq [1/200]$, где

$$f_n/B = 5(q_n + q_s) B^3 / 384 E I.$$



Рис. 9.2. Сечения связей и распорок

Распорки и связи подбирают по предельно-допустимой гибкости: для сжатых элементов $[\lambda] = 200$, для растянутых $[\lambda] = 400$. Определяют минимальный

радиус инерции $i = l/[\lambda]$ и komponуют сечение. Для этого часто используют уголки, в длинных распорках выгодно применять трубчатые профили (рис. 9.2).

10. РАСЧЕТ РАМ ОТ КРАНОВЫХ НАГРУЗОК

10.1. Схема каркаса с мостовыми кранами

Схема поперечной рамы зависит от способа опирания подкрановых путей на каркас. Наиболее распространено опирание подкрановых балок – это установка их на уступ в колоннах (рис. 10.1).

В этом случае колонны делают переменного сечения, т.е. верхняя часть колонны – шатровая ветвь (обычно выполняется в виде симметричного двутавра); нижняя часть – в виде двутавра с развитым внутренним поясом, или в виде сквозного стержня (рис. 10.2). Вследствие разной ширины верхней и нижней частей на уровне уступа в колонне возникает смещение осей – некоторый эксцентриситет e .

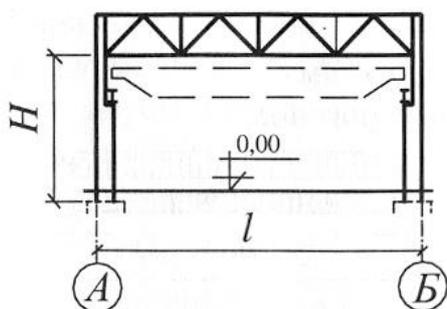


Рис. 10.1 Конструктивная схема поперечной рамы

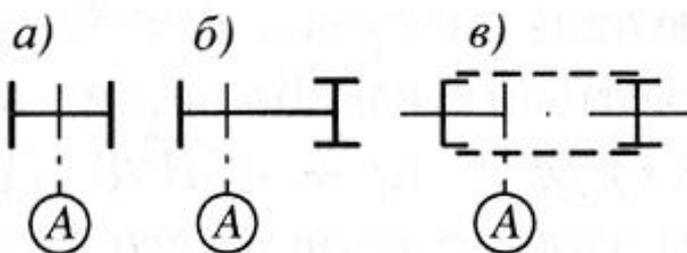


Рис. 10.2. Типы сечения колонн:

а – шатровая ветвь; б, в – подкрановая ветвь

Из-за значительных крановых воздействий на каркас желательно придать раме повышенную жесткость. Для этой цели опирание ригеля на колонну делают глухим, и рама получает более высокую степень статической неопределимости. Таким образом, расчетную схему можно представить как показано на рис. 10.3. В расчетах предварительно задают соотношения жесткостей: $I_H/I_B \approx 5$, $I_P/I_B \approx 20$.

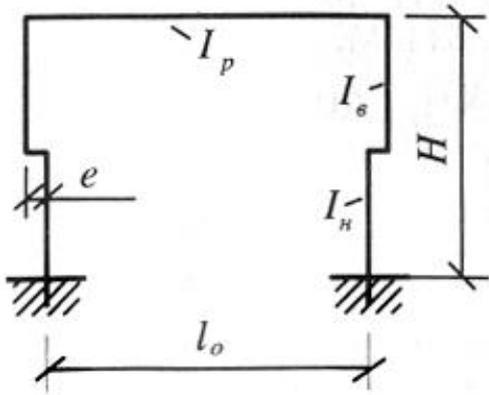


Рис. 10.3. Расчетная схема рамы

В продольном направлении колонны раскрепляются крестовыми связями в двух ярусах, роль распорок в этом случае выполняют подкрановые балки. В месте уступа жесткость колонн невелика, по этой причине условно в расчетной схеме подразумевают шарнир; пунктиром показаны временные связи, подлежащие демонтажу после замыкания связей в средней части блока.

временные связи, подлежащие демонтажу после замыкания связей в средней части блока.

10.2. Расчет рамы от действия постоянной нагрузки

Схему на рис. 10.3 удобнее рассчитывать методом перемещений. Основная система имеет вид (рис. 10.4), где q – распределенная нагрузка на ригель от собственного веса шатра, кН/м; N_p – нагрузка на колонну от реакции ригеля и веса стен на верхней части колонны, кН; $M = N_p e$ – момент в колонне на уровне уступа, кНм; G – нагрузка на нижнюю часть колонны от веса стен и подкрановых балок, кН.

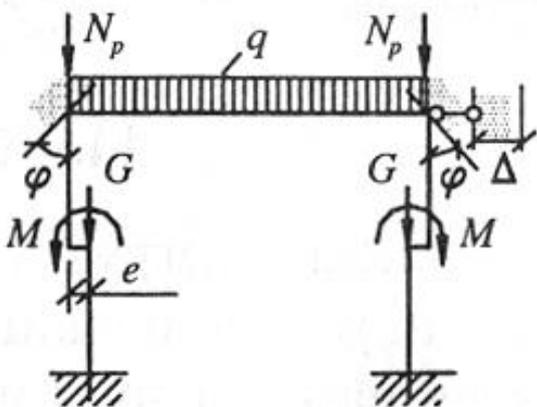


Рис. 10.4. Основная система метода перемещений

В силу симметрии рамы и нагрузки боковое смещение ригеля отсутствует $\Delta = 0$, а углы поворота левого и правого узлов равны $\varphi_l = \varphi_n = \varphi$. Таким образом получаем одно каноническое уравнение $r_{11}\varphi + R_{1p} = 0$, откуда находим искомые углы поворота $\varphi = -R_{1p} / r_{11}$. Коэффициенты в уравне-

нии определяют по справочным таблицам. Эпюры усилий в раме имеют вид (рис. 10.5).

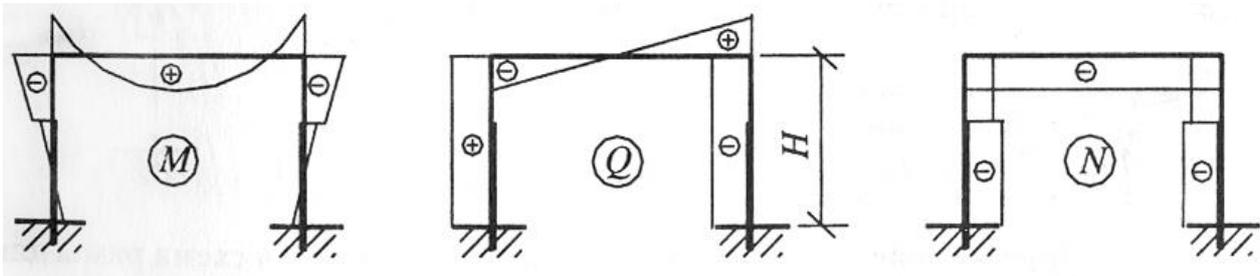


Рис. 10.5. Усилия в раме от постоянной нагрузки

10.3. Расчет рамы от снеговой нагрузки

Расчетная схема аналогична представленной на рис. 11.4. Характер эпюр усилий отличается от эпюр на рис. 10.5 только осевым усилием в колоннах, где $N = const$.

10.4. Расчет рамы от ветровой нагрузки

Ветровая нагрузка асимметрична (рис. 10.6), поэтому в данном случае смещение $\Delta \neq 0$. При этом, как показывает практика, из-за большой жесткости ригеля повороты узлов здесь малы, и ими можно пренебречь $\varphi = 0$. Тогда остается только одно уравнение для определения смещения Δ : $r_{11}\Delta + R_{1w} = 0$. Откуда следует: $\Delta = -R_{1w} / r_{11}$. В результате получаем следующие эпюры усилий в раме (рис. 10.7).

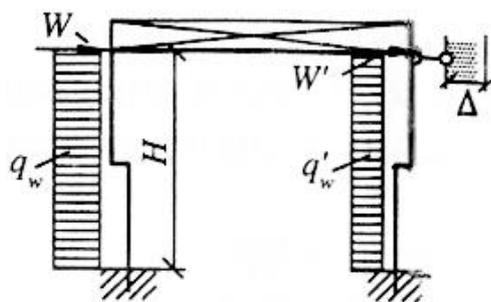


Рис. 10.6. Расчетная схема рамы при действии ветра

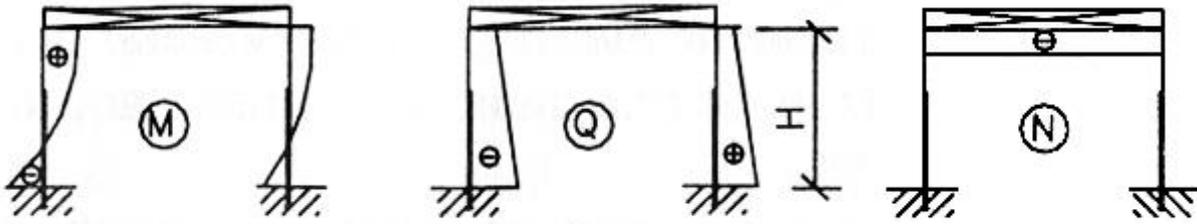


Рис. 10.7. Усилия в раме от ветра

10.5. Воздействие крановой нагрузки

Крановая нагрузка состоит из вертикального давления подкрановой балки на уступ колонны D и поперечной горизонтальной силы T , действующей на колонну в уровне верхнего пояса подкрановой балки при торможении тележки крана. Давление D принимает максимальное или минимальное значение в зависимости от положения крана, а также тележка грузом – относительно колонн в пролете рамы.

Сила T может действовать справа налево или наоборот и приложена либо к колонне ряда A , либо к колонне ряда B .

Силы D и T вычисляются от двух сближенных кранов (рис. 10.8; 10.9) по линии влияния опорной реакции двух смежных подкрановых балок ряда

$$D = \gamma_f \psi_1 F \sum y_i + \gamma_g G; T = \gamma_f \psi_1 T_k \sum y_i,$$

где F – нормативное давление колеса крана, кН; $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке; ψ_1 – коэффициент сочетаний, принимаемый равным 0,95 для тяжелого режима работы кранов и 0,85 – для среднего и легко, режимов; y_i – ордината линии влияния; G – собственный вес подкрановой балки, кН; $\gamma_g = 1,05$ – коэффициент надежности для собственного веса; $T_k = 0,05(Q + G_T)/n_o$ – боковое давление

колеса крана при гибком подвесе груза, кН; $T_k = 0,1 (Q + G_T)/n_o$ – то же при жестком подвесе груза, кН; Q – грузоподъемность крана, кН; G_T – вес тележки крана, кН; n_o – число колес с одной стороны крана.

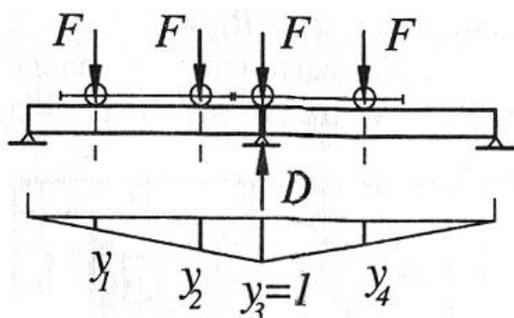


Рис. 10.8. Определение давления D

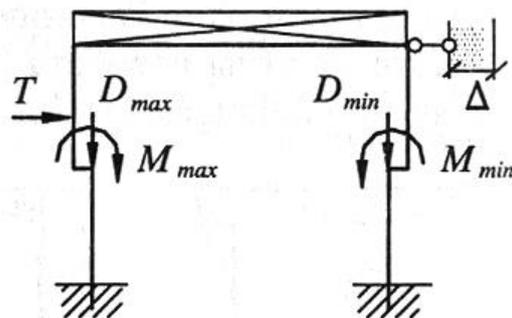


Рис. 10.9. Расчетная схема рамы для крановой нагрузки

В расчете рамы от крановых нагрузок ригель принимают абсолютно жестким. Изгибающий момент на уровне уступа возникает из-за эксцентриситета e_k приложения давления D относительно оси нижней части колонны $M_k = De_k$. Смещение Δ находят отдельно от моментов M_{max} , M_{min} и от силы T : $r_{11}\Delta_D + R_{1D} = 0$; $r_{11}\Delta_T + R_{1T} = 0$. Эпюры представлены на рис. 10.10.

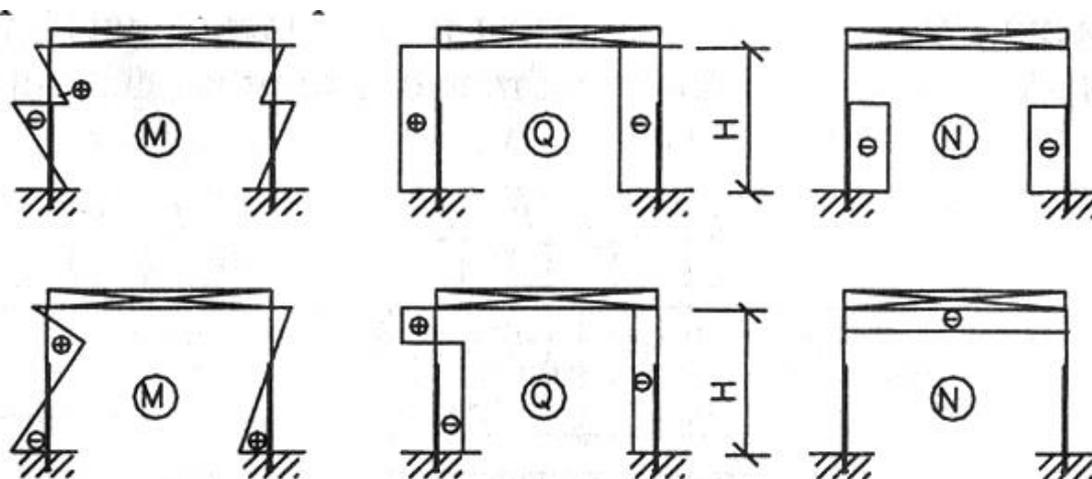


Рис. 10.10. Усилия от крановых нагрузок

Подбор сечения колонны ведут отдельно для верхней и нижней частей по наиболее неблагоприятному сочетанию усилий M_{max} и N либо N_{max} и M .

Если в сочетание входит более одной временной нагрузки, то к последним вводится коэффициент сочетаний $\psi = 0,9$. Следует учитывать, что нагрузка T может действовать только одновременно с давлением D .

11. ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ

11.1. Определение усилий

Наиболее распространенной статической схемой балок является разрезная, которая упрощает монтаж и нечувствительна к осадке опор. Подкрановые балки работают в условиях косоугольного изгиба, т.е. при одновременном изгибе в вертикальной и горизонтальной плоскостях (рис. 11.1). Для восприятия горизонтальной нагрузки балку приходится усиливать в уровне верхнего пояса так называемой тормозной площадкой. В расчетах условно принимают, что на вертикальную нагрузку работает двутавр, а на горизонтальную – тормозная площадка совместно с верхним поясом двутавра (рис. 11.1б,в).

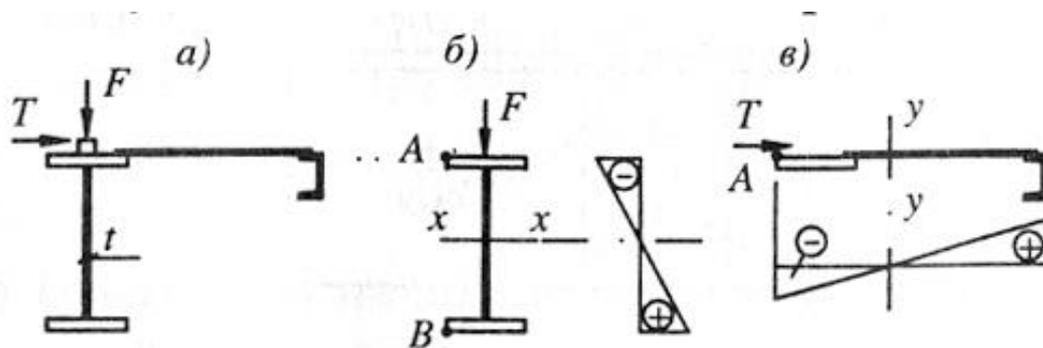


Рис. 11.1. Сечение подкрановой балки

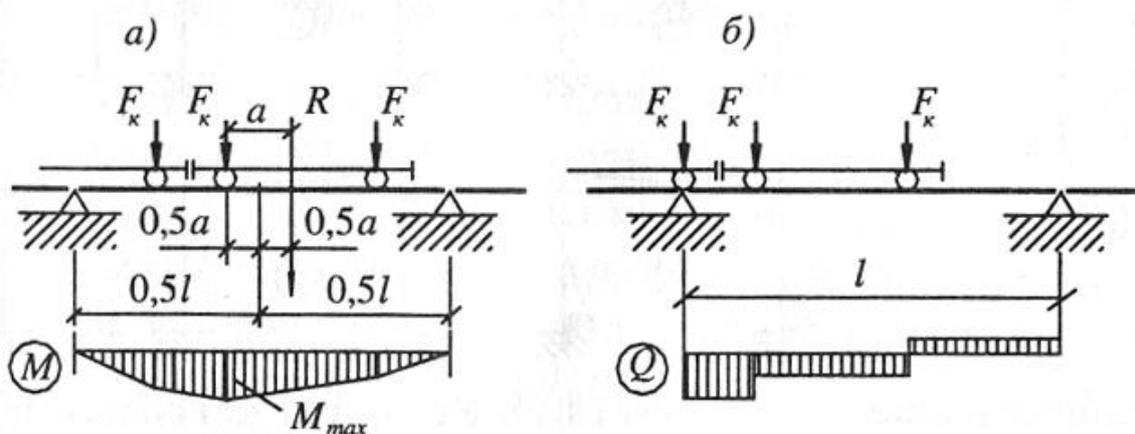


Рис. 11.2. Расчетное нагружение подкрановой балки:

а – для максимального момента; б – для максимальной поперечной силы

Усилия в подкрановых конструкциях определяют от проезда двух сближенных кранов с полной нагрузкой на крюке (рис. 11.2).

Расчетное вертикальное давление колеса равно: $F_k = k_1 \gamma_f F \psi_1$, где F – максимальное нормативное давление, кН; $k_1 = 1,1$ – коэффициент динамичности; горизонтальное давление – боковая сила $T_k' = \gamma_f T_k \psi_1$, T_k – нормативное горизонтальное давление колеса. Максимальный изгибающий момент находят по правилу Винклера: искомый момент возникает под колесом, ближайшим к равнодействующей R от всех сил, размещенных на балке, когда середина пролета располагается между упомянутым колесом и равнодействующей (рис. 11.2а). Собственный вес балки можно учесть введением коэффициента $a = 1,05$.

11.2. Проверка прочности и жесткости

Подбор сечения балки ведут по методике, изложенной во втором разделе. Прочность подобранного сечения двутавра проверяют

по нормальным напряжениям в условиях косоуго изгиба в точках сечения A и B (рис. 11.1):

$$\sigma_x^A = M_x/W_x^A + M_y/W_y^A \leq R_y \gamma_c / \gamma_n;$$

$$\sigma_x^B = M_x/W_x^B \leq R_y \gamma_c / \gamma_n.$$

Кроме того, необходимо учесть местные (локальные) напряжения в месте силового воздействия колеса (рис. 11.3), возникающие в стенке: $\sigma_{loc,y} = \gamma_{fl} \gamma_f F / t l_{ef}$, $\sigma_{loc,x} = 0,25 \sigma_{loc,y}$, а также местные изгибные напряжения в стенке от кручения верхнего пояса (рис. 11.4): $\sigma_{fy} = M_t t a / (0,7 I_f h)$; $\sigma_{fx} = \nu \sigma_{fy}$; ν – коэффициент Пуассона.

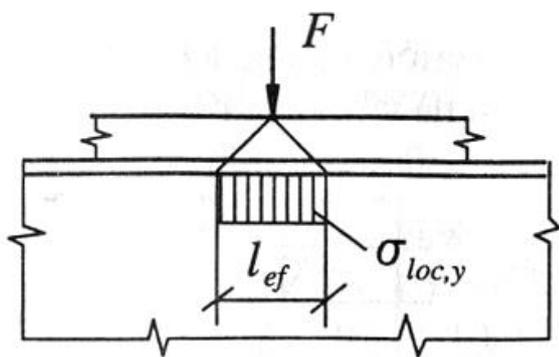


Рис. 11.3. Местные напряжения в стенке

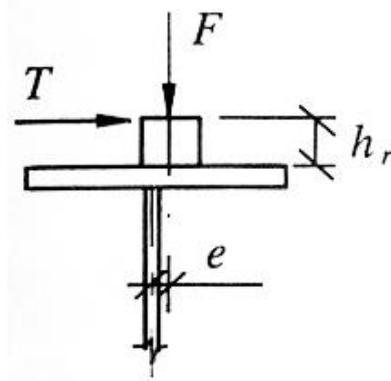


Рис. 11.4. К расчету крутящего момента пояса

Здесь $\gamma_{fl} = 1,1 \dots 1,6$ – коэффициент, учитывающий динамический характер нагрузки и неравномерность распределения давления между колесами крана, $I_f = I_t + b_f t_f^3 / 3$ – суммарный момент инерции кручения рельса и пояса, см^4 ; t – толщина стенки, см . Для квадратного рельса $I_t = 0,141 h_r^4$. Стандартные крановые рельсы имеют характеристики, представленные в табл. 11.1.

Таблица 11.1

Тип рельса	Кр 50	Кр 60	Кр 70	Кр 80	Кр 100	Кр 120	Кр 140
h_r , см	9,0	10,5	12,0	13,0	15,0	17,0	19,0
I_x , см ⁴	358	655	1082	1547	2865	4924	7427
I_t , см ⁴	78	137	253	387	765	1310	2130

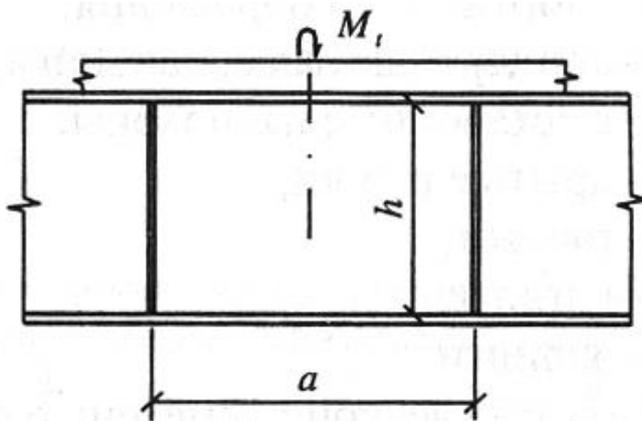


Рис. 11.5. Схема панели стенки

Условная длина распределе-
ния давления:

$$l_{ef} = 3,25\sqrt[3]{I_{1f}/t}, \text{ см.}$$

$I_{1f} = I_x + b_f t_f^3/12$ – суммарный момент инерции рельса и пояса, см⁴; $M_t = \gamma_f F e + \gamma_f T h_r$ – крутящий момент, кНсм; e – эксцентриситет приложения

давления F относительно стенки, см; h_r – высота рельса, см; a – длина панели стенки, см (рис. 11.5); h – высота стенки, см.

Условия прочности стенки в средней части пролета балки:

$$\Sigma\sigma_y = \sigma_{loc,y} + \sigma_{fy} \leq R_y \gamma_c / \gamma_n;$$

$$\sqrt{(\Sigma\sigma_x)^2 - \Sigma\sigma_x \Sigma\sigma_y + (\Sigma\sigma_y)^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq R_y \gamma_c / \gamma_n;$$

$$\Sigma\sigma_x = \sigma_x + \sigma_{loc,x} + \sigma_{fx} \leq R_y \gamma_c / \gamma_n,$$

где $\tau_{xy} = QS_f / It$; Q – поперечная сила, кН; S_f – статический момент верхнего пояса балки, см³; I – момент инерции двутавра, см⁴.

Вблизи опоры необходимо проверить прочность стенки по касательным напряжениям: $\tau_{xy} = QS/It \leq R_s \gamma_c / \gamma_n$ – в уровне нейтральной оси, а также $\tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{fxy} \leq R_s \gamma_c / \gamma_n$ – в верхней зоне стенки, где $\tau_{loc,xy} = 0,3 \sigma_{loc,y}$, $\tau_{fxy} = 0,7 M_t / I_f$.

Проверка прочности подкрановых балок на выносливость выполняется по СНиП: $\sigma_x \leq aR_n g_n$, где aR_n – вибрационная прочность, кН/см²; g_n – коэффициент, зависящий от вида цикла.

Жесткость подкрановых балок проверяют от нормативной нагрузки одного крана $f/l \leq [1/400]$, где $f/l = M/10EI$; M – максимальный изгибающий момент.

12. ОДНОПРОЛЕТНОЕ ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ЗДАНИЕ

12.1. Основные расчетные положения

Объемно-планировочные решения каркасов промышленных зданий тесно связаны с унификацией габаритных размеров, позволяющей ограничивать число параметров зданий и элементов конструкций. При выполнении работ по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений зданий промышленных предприятий руководствуются ГОСТ 23838-89 "Здания предприятий. Параметры" и СНиП 31-03-2001 "Производственные здания". Согласно требованиям унификации в зданиях, оборудованных опорными электрическими кранами, размер пролета 18 м и более, кратный 6 м (иногда 3 м); высота помещений 8,4 м и более, кратная 0,6 м.

Конструкции производственных зданий по своему назначению можно разделить на две группы: 1) комплекс несущих конструкций, образующих каркас для восприятия нагрузок и передачи их на фундаменты; 2) ограждающие и вспомогательные конструкции.

Рассмотрим проектирование каркаса здания и его элементов.

Из выше изложенного следует, что каркас производственного здания представляет собой пространственную систему, которую условно можно разделить на плоские поперечные рамы и продольные элементы. Поперечную раму каркаса образуют колонны и ригель, находящиеся в одной вертикальной плоскости.

Продольные элементы каркаса, соединяющие поперечные рамы: подкрановые конструкции, подстропильные фермы, горизонтальные продольные связи покрытия, вертикальные связи покрытия и между колоннами, прогоны, панели покрытия.

Воздействия нагрузок воспринимают верхние элементы каркаса (прогоны) и передают их на нижележащие (стропильные, подстропильные фермы). Крановые нагрузки через подкрановые и тормозные конструкции передаются на колонны.

Проектирование элементов каркаса также логично начинать с верхнего блока конструкций, т.е. с конструкций покрытия.

Конструирование и расчет подкрановых балок имеет смысл выполнить перед компоновкой поперечной рамы цеха, поскольку вертикальные размеры рамы зависят от высоты сечения подкрановой балки. Колонны размещают так, чтобы вместе с ригелем они образовывали поперечные рамы. Шаг колонн однопролетных зданий обычно не зависит от расположения технологического оборудования и его

принимают равным 6 или 12 м. Как правило, для зданий больших пролетов ($l \geq 30$ м) и значительной высоты ($H \geq 14$ м) оказывается выгоднее шаг 12 м.

Привязка колонн к модульным разбивочным осям $a = 500$ мм в относительно высоких зданиях ($H \geq 30$ м) с кранами грузоподъемностью $Q \geq 100$ т. Для зданий с кранами Q более 30 т и менее 100 т $a = 250$ мм. Параметры опорных кранов принимают по соответствующим ГОСТам (ГОСТ 25711-83, ГОСТ 6711-81 и др.).

Схемы стропильных ферм в основном зависят от типа кровли. Расчет стропильных ферм, прогонов, подкрановых балок и колонн производится в соответствии с требованиями, изложенными в СНиП 11-23-81 "Стальные конструкции", СНиП 2.01.07-03 "Нагрузки и воздействия".

При наличии продольных горизонтальных связей по нижним поясам стропильных ферм и жесткого кровельного диска рекомендуется при расчете рам на крановые нагрузки учитывать пространственную работу каркаса здания.

В соответствии с ГОСТ 27751-88 с изменениями для учета ответственности зданий и сооружений, характеризуемой экономическими, социальными и экологическими последствиями их отказов, устанавливаются три условия:

I – повышенный (для наиболее значимых зданий и сооружений, отказы которых могут привести к тяжелым последствиям);

II – нормальный (для зданий и сооружений массового строительства);

III – пониженный (для сооружений вспомогательного назначения).

При расчете несущих конструкций и оснований следует учитывать коэффициент надежности по ответственности γ_n , принимаемый равным: для I уровня ответственности – более 0,95, но не более 1,2; для II уровня – 0,95; для III уровня – менее 0,95, но не менее 0,8.

На коэффициент надежности по ответственности следует умножать внутренние усилия и перемещения конструкций и оснований, вызываемые нагрузками и воздействиями.

12.2. Компоновка поперечной рамы цеха

Конструктивные схемы поперечных рам различаются видом сопряжений (жесткое или шарнирное) ригеля с колоннами. Жесткое сопряжение конструкций узлов крепления ферм к колонне обеспечивает передачу моментов, и в расчетной схеме принимается жесткий узел. Жесткое сопряжение можно рекомендовать главным образом для однопролетных каркасов большой высоты при кранах 7К и 8К режимов работы. Однако жесткое сопряжение препятствует типизации ферм, на которые в этом случае передаются значительные моменты, разные для рам с разными параметрами. Кроме того, при жестком сопряжении проявляется неопределенность при определении опорных моментов в ригеле рамы. Шарнирное сопряжение ригеля с колоннами лишено этих недостатков, проще для понимания работы и расчета стропильных ферм и самой рамы. Поэтому ниже рассматривается рама с шарнирным сопряжением фермы с колоннами (рис. 12.1).

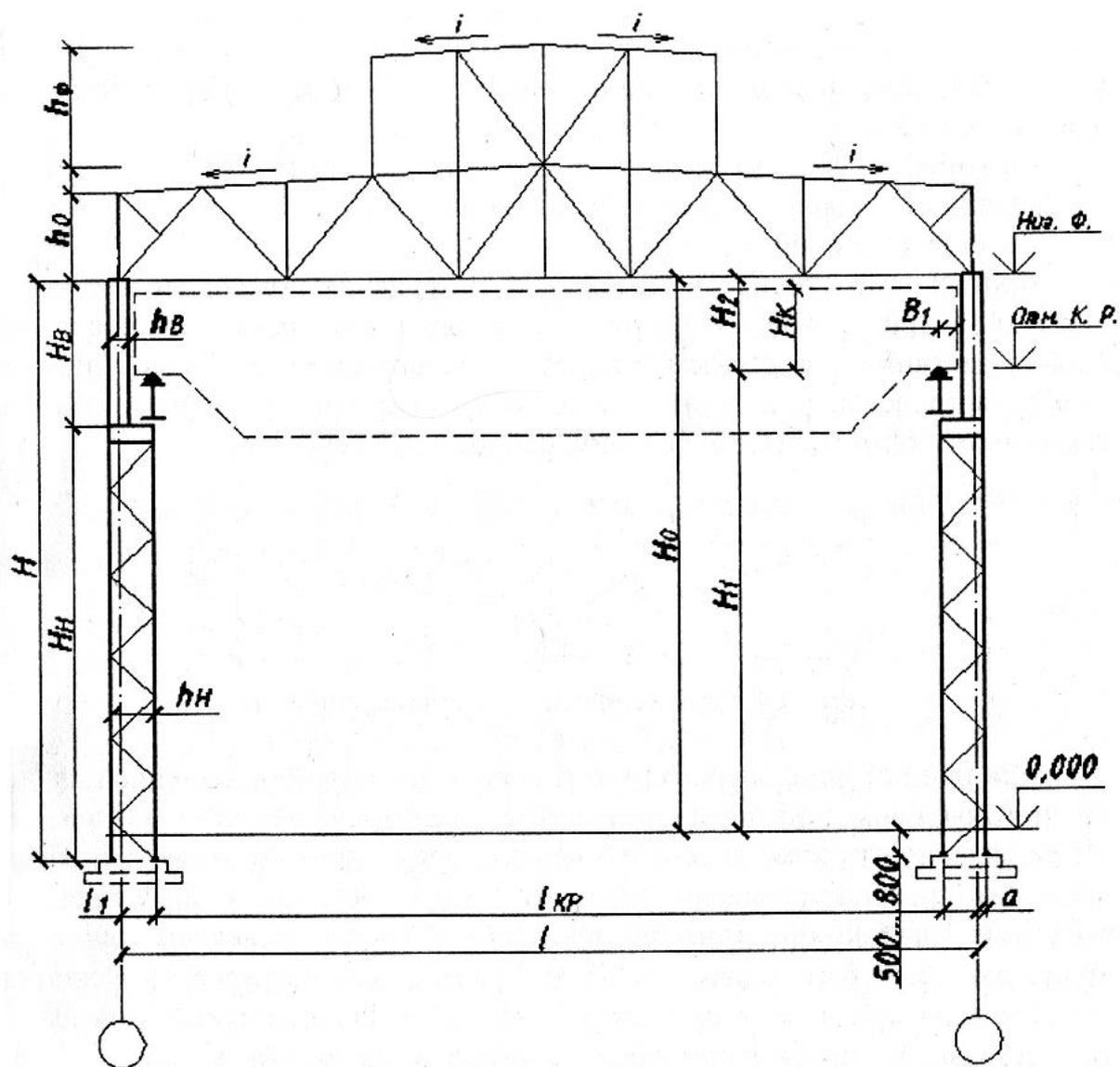


Рис. 12.1. Схема поперечной рамы здания

Основным параметром, определяющим вертикальные габариты здания, является отметка уровня головки кранового рельса (расстояние от уровня пола до головки рельса H_1). Расстояние от головки кранового рельса до низа стропильной фермы H_2 диктуется высотой мостового крана $H_к$, предполагаемым прогибом ферм и связей $f = 200...400$ мм и зазором 100 мм между верхней точкой крана и низом фермы, т.е.

$$H_2 = H_K + f + 100 \text{ мм.} \quad (12.1)$$

Окончательно размер H_2 принимается равным 200 мм.

Высота цеха от уровня пола до низа стропильных ферм

$$H_0 = H_2 + H_1, \quad (12.2)$$

где H_1 - отметка головки кранового рельса, H_2 - размер, кратный 600 мм (или 1200 мм). При корректировке H_0 , размер H_1 увеличивают, назначив его из условия

$$H_1 = H_0 - H_2. \quad (12.3)$$

Далее устанавливают размеры верхней части колонны H_B , нижней части H_H и высоту у опор ферм h_0 . Высота верхней части колонны

$$H_B = H_2 + h_{\delta} + h_p, \quad (12.4)$$

где h_{δ} – высота сечения подкрановой балки; h_p – высота кранового рельса принимается в зависимости от грузоподъемности кранов.

Размер нижней части колонны

$$H_H = H_0 - H_B + (500...800 \text{ мм}), \quad (12.5)$$

где 500...800 мм – заглубление опорной плиты базы колонны ниже нулевой отметки.

Общая высота колонны (рамы) от низа базы до низа стропильной фермы

$$H = H_B + H_H. \quad (12.6)$$

При определении горизонтальных размеров основным геометрическим параметром является пролет цеха l .

Расстояние от оси колонны до оси подкрановой балки

$$l_1 \geq B_1 + (h_B - a) + 75 \text{ мм}, \quad (12.7)$$

где B_1 – выступающая за ось рельса часть кранового моста; $(h_B - a)$ – расстояние от продольной оси здания до оси подкрановой ветви колонны; 75 мм – минимальный зазор между краном и колонной.

Для определения высоты сечения нижней части колонны h_H необходимо назначить высоту сечения верхней части колонны h_B с учетом унификации привязок: 450, 700 и 1000 мм в зависимости, прежде всего, от грузоподъемности кранов цеха и условия, что

$$h_B \geq \frac{1}{12} H_2. \text{ Тогда}$$

$$h_H = h_B + B_1 + 75 \text{ мм}. \quad (12.8)$$

Величину l_1 определяемую по формуле (12.7), следует увязать с пролетом крана, которая должна быть кратной 500 мм. Поэтому размер l_1 должен быть кратным 250 мм. Пролет крана

$$l_{кр} = l - 2 \cdot l_1. \quad (12.9)$$

Величину l_1 следует принимать равной 750, 1000, 1250, 1500 мм. После установления размера l_1 высота сечения нижней части колонны

$$h_H = a + l_1 \geq \frac{1}{20} H. \quad (12.10)$$

12.3. Компоновка конструкций покрытия

Покрытие состоит из кровельных конструкций, несущих элементов (прогонов, ферм) и связей. Кровельные конструкции применяются в виде различного рода настилов. Холодные кровли выполняются из волнистых асбестоцементных, стальных или алюминиевых листов по прогонам и имеют уклон кровли не менее 20 %. Массы листов: асбестоцементных $\approx 20 \text{ кг/м}^2$, стальных волнистых $\approx 15\text{...}20 \text{ кг/м}^2$, алюминиевых $\approx 5\text{...}7 \text{ кг/м}^2$. Теплые кровельные покрытия на основе стального профилированного настила бывают трех типов:

- по профнастилу располагается послойная кровля;
- в виде трехслойных панелей типа «Сандвич»;
- в виде двухслойных панелей.

Кровли из рулонных и мастичных материалов должны иметь уклон 2,5...5,0%. При кровле из листовых профилированных материалов уклон кровли принимается равным 10...25% в зависимости от геометрических размеров кровельных листов, длины скатов покрытий, наличия и качества герметиков, климатических условий, района строительства. При шаге стропильных ферм 6 м наибольшее распространение получили прогоны в виде прокатных или гнутых швеллеров. Следует заметить, что у швеллера центр тяжести сечения не совпадает с центром изгиба. Поэтому в сечении прогона возникают дополнительно нормальные напряжения, вызываемые изгибно-крутящим бимоментом. У гнутого швеллера такие напряжения могут быть значительными и их нельзя игнорировать.

Решетчатые прогоны применяют при шаге ферм 12 м. Рекомен-

дуются применять трехпанельный прогон, верхний пояс которого выполнен из двух швеллеров, а элементы решетки — из одиночных гнутых швеллеров (рис. 12.2).

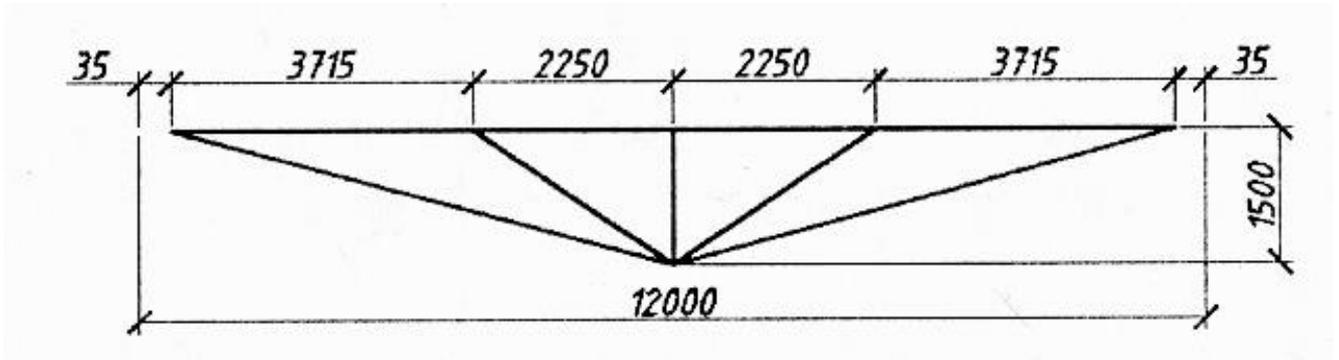


Рис. 12.2. Схема типового решетчатого прогона

При малом уклоне кровли ($i \leq 2,5\%$) работа сплошного прогона ничем не отличается от работы обычной прокатной балки на вертикальную нагрузку. Прогонь на кровле с большим уклоном работают

на косоу изгиб. Вертикальная нагрузка q от кровли раскладывается на две составляющие (рис. 12.3): в плоскости большей жесткости прогона q_y и скатную составляющую q_x . Если стальной профилированный настил крепится к прогонам самонарезающими болтами, а отдельные листы соединены между собой заклепками, то

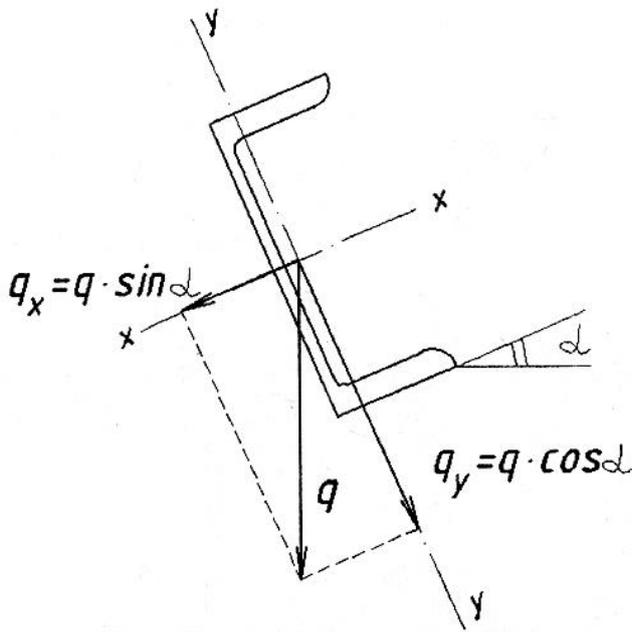


Рис. 12.3. К расчету сплошного прогона

скатная составляющая будет восприниматься самой кровлей. В этом случае прогоны можно рассчитывать только на нагрузку q_y . В других случаях для уменьшения изгибающего момента от скатной составляющей прогоны укрепляют тяжами из круглой стали диаметром 18...22 мм, уменьшая расчетный пролет прогона в два раза.

Наибольшие напряжения в прогоне при косом изгибе определяются по формуле

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \gamma_c \cdot R_y, \quad (12.11)$$

где M_x и M_y – соответственно, изгибающие моменты относительно осей $x-x$ и $y-y$;

W_x , W_y – моменты сопротивления сечения прогона относительно осей $x-x$ и $y-y$.

Разрешается при расчете прогонов учитывать развитие пластических деформаций по сечению, если обеспечена общая устойчивость прогона.

Прогоны необходимо также проверять по жесткости

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y^H \cdot l^3}{E \cdot J_x} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200}, \quad (12.12)$$

где $\frac{f}{l}$ – относительный прогиб прогона в плоскости, нормальной к скату; J_x – момент инерции сечения прогона.

Решетчатые прогоны рассчитывают как фермы с неразрезным верхним поясом. При этом верхний пояс работает на сжатие с изгибом (в одной плоскости, если отсутствует скатная составляющая

нагрузки, или в двух плоскостях). Остальные элементы прогона испытывают продольные усилия (рис. 12.4). Конструкция типового решетчатого прогона показана на рис. 12.5.

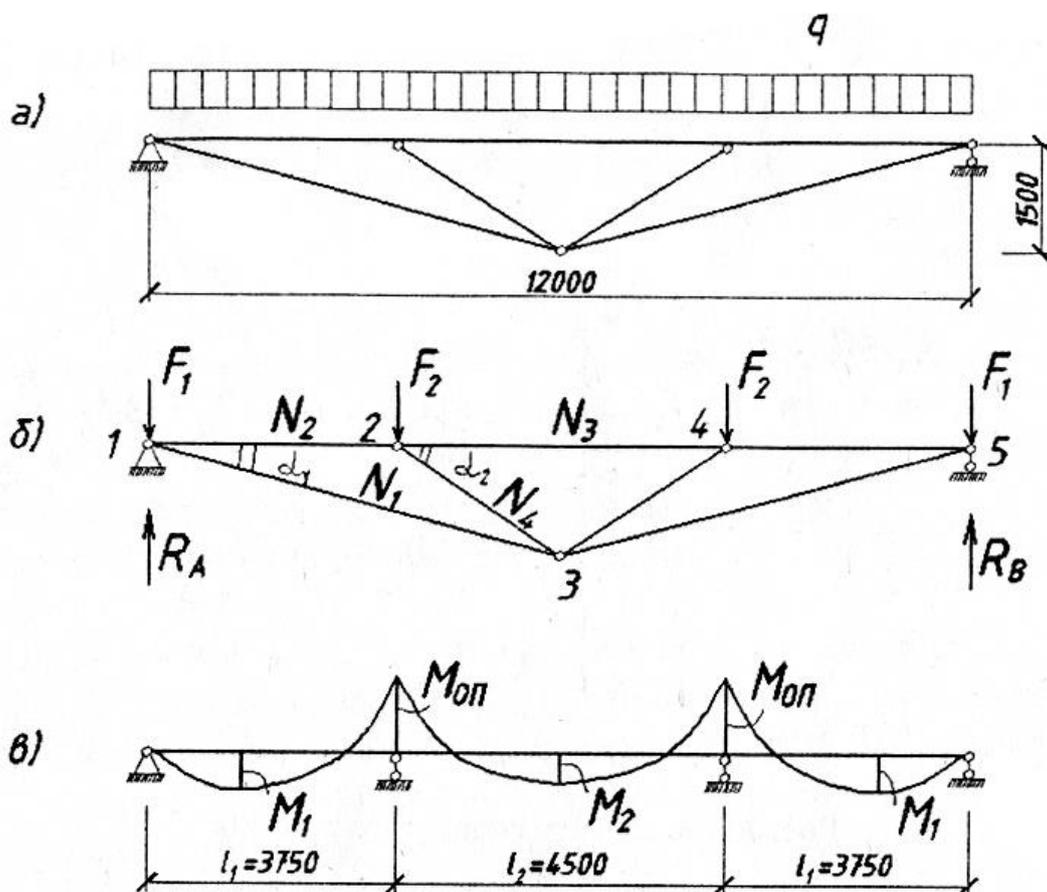


Рис. 12.4. К расчету решетчатого прогона: а – схема прогона; б – расчетная схема для определения продольных усилий; в – расчетная схема для определения моментов

Статический расчет решетчатого прогона можно выполнить приближенным способом. Продольные усилия в стержнях прогона определяются в предположении шарнирности всех узлов, т.е. как в обычной ферме (рис. 12.4 б).

Моменты в верхнем поясе можно определить как в трехпролетной неразрезной балке (рис. 12.4 в) на жестких опорах. Приближение

в определении моментов в верхнем поясе заключается в том, что промежуточные опоры пояса являются упруго-податливыми, жесткость которых на этом этапе расчета является неизвестной. Продольные усилия N_1 и N_2 находим из условия равновесия узла 1

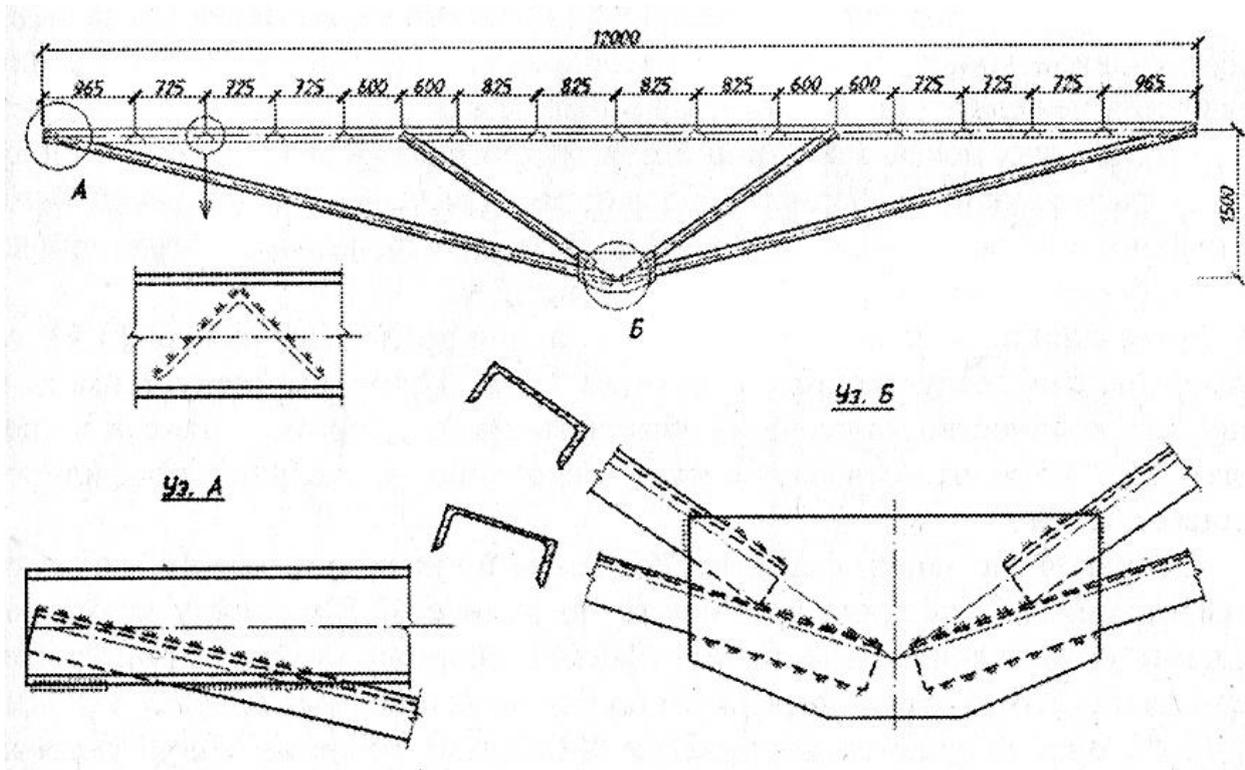


Рис. 12.5. Типовой решетчатый прогон

$$N_1 = \frac{R_A - F_1}{\sin \alpha_1} \text{ и } N_2 = N_1 \cdot \cos \alpha_1. \quad (12.13)$$

Усилие N_3 определяем методом сечений

$$N_3 = \frac{(R_A - F_1) \cdot 6 - F_2 \cdot 2,25}{1,5}. \quad (12.14)$$

Из условия равновесия узла 2 определим N_4 .

$$N_4 = \frac{N_2 - N_3}{\cos \alpha_2}. \quad (12.15)$$

Изгибающие моменты на средних опорах

$$M_{on} = -\frac{q \cdot (l_1^3 + l_2^3)}{4 \cdot (2l_1 + 3l_2)}. \quad (12.16)$$

Изгибающий момент в середине крайней панели

$$M_1 = \frac{q \cdot l_1^2}{8} - \frac{M_{on}}{2}, \quad (12.17)$$

в средней панели

$$M_2 = \frac{q \cdot l_2^2}{8} - M_{on}. \quad (12.18)$$

Полученные значения усилий по формулам (12.13) – (12.18) необходимы для подбора и проверки сечений элементов прогона. Верхний пояс работает на сжатие с изгибом. Следует заметить, что сечение верхнего пояса необходимо проверять на прочность и на устойчивость при внецентренном сжатии. При проверке на прочность учитывают максимальное значение изгибающего момента на длине стержня. Тогда как на устойчивость – максимальный момент в средней трети длины стержня, но не менее $M_{max}/2$.

Проверка верхнего пояса на прочность при упругой работе стали производится по формуле:

$$\frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M}{W \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,0, \quad (12.19)$$

где $\gamma_c = 0,95$;

на устойчивость при внецентренном сжатии – по формуле:

$$\frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,0. \quad (12.20)$$

Остальные стержни прогона:

$$\text{Растянутые} \quad \frac{N}{A \cdot \gamma_c} \leq 1,0 \quad (12.21)$$

$$\text{Сжатые} \quad \frac{N}{A \cdot \varphi \cdot \gamma_c} \leq 1,0 \quad (12.22)$$

Следующим компоновочным элементом покрытия является стропильная ферма: ее очертание и схема решетки. Очертания ферм промзданий определяются прежде всего уклоном верхнего пояса, зависящим от материала кровли, типа узла сопряжения с колоннами (жесткого или шарнирного). В покрытиях промышленных зданий наибольшее распространение получили стропильные фермы трапецеидального очертания с треугольной и дополнительными стойками решеткой, а также фермы с параллельными поясами и треугольной решеткой. Схема решетки фермы зависит также от вида кровли (наличия и расположения прогонов).

Во избежание появления нежелательных моментов в верхнем поясе прогоны следует располагать в узлах пояса. Расстояние между прогонами (шаг прогонов) определяет размер панели фермы по верхнему поясу, который должен быть одинаковым на всей длине фермы. Для типовых стропильных ферм, пролеты которых кратны 6 м, размер панели равен 3 м.

Если стропильная ферма имеет не типовой пролет (например, 33 м), то размер панели следует принять равным 3,3 м. При этом следует иметь в виду, что количество панелей должно быть четным, а размер панели в пределах 2,5...3,5 м, что отвечает несущей способности стальных профилированных листов.

Отправочные марки ферм, перевозимые по железной дороге, по условиям габарита не должны превышать по высоте 3,85 м между крайними точками выступающих элементов. Высота опорной стойки стропильных ферм зависит от высоты фермы в пролете и уклона кровли. При уклонах 8...12 % она получается в пределах 1/15...1/10 пролета, а при уклонах кровли от 2-х до 5-ти % – соответственно 1/8...1/12 пролета. При выборе схемы решетки ферм желательно, чтобы угол наклона раскосов был близок к 45°.

В промышленных зданиях наиболее широко применяют продольные прямоугольные фонари с наружным отводом воды. Каркас фонаря состоит из поперечных конструкций (в виде фермы), боковых продольных ограждающих конструкций с остеклением, продольных прогонов с кровлей или панелей торцевого фахверка и системы связей (рис. 12.6).

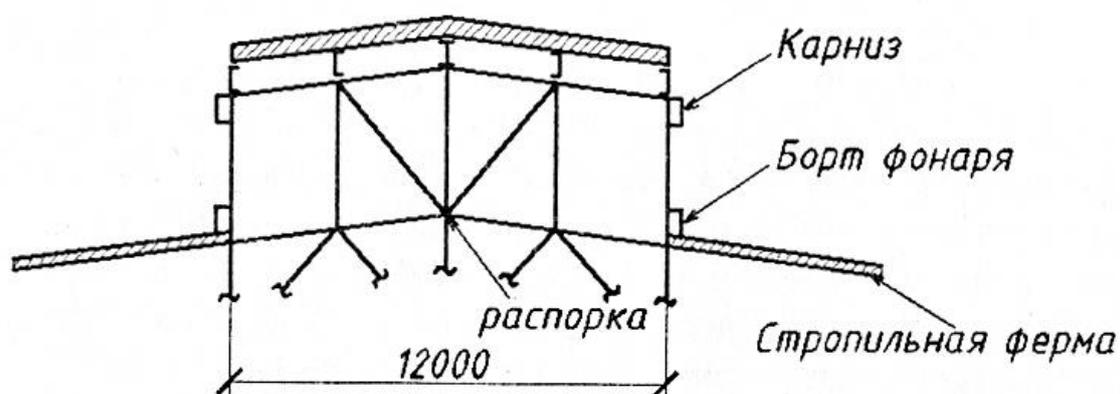


Рис. 12.6. Схема прямоугольного фонаря

Поперечная конструкция фонаря состоит из стоек, воспринимающих вертикальную нагрузку от покрытия и снега, и раскосов, служащих для обеспечения неизменяемости фермы фонаря и восприятия

ветровых нагрузок. При этом раскос рассчитывают на растяжение, предполагая, что сжатый раскос выключается из работы при потере устойчивости (рис. 12.7). Ширину фонаря для пролета 18 м принимают 6 м, для больших пролетов – 12 м. Продольные фонари не доходят до торцов стен здания на 6 м и по длине имеют разрывы не реже чем через 84 м шириной не менее 6 м.

Высоту фонаря назначают в зависимости от требуемой освещенности. Обычно для фонарей шириной 6 м принимают одну ленту остекления высотой 1250 мм; для фонарей шириной 12 м – две таких ленты или одну высотой 1750 мм. Борт фонаря (бортовая стенка) имеет высоту 600...800 мм и выполняется по типу легкой кровли, карниз – 300...400 мм.

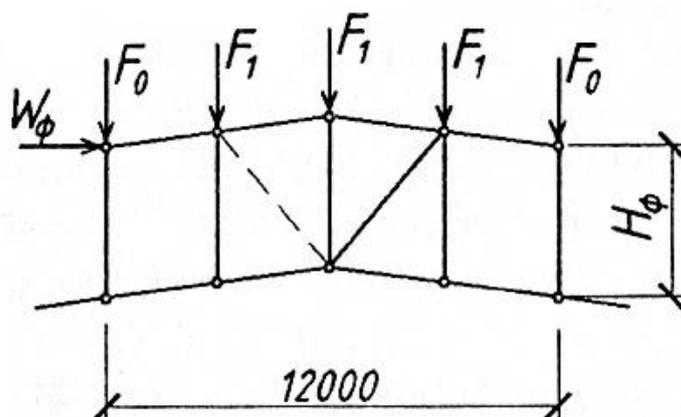


Рис. 12.7. Расчетная схема фонаря

12.4. Система связей каркаса промышленного здания

Связи производственного здания, являющиеся составной частью каркаса, можно разделить на две группы (по их расположению и назначению): связи покрытия; вертикальные связи между колоннами. Связевая система каркаса выполняет много функций. Здесь

будем рассматривать только те связи и их функции, которые непосредственно обеспечивают работу элементов поперечной рамы.

Связи покрытия. Связи между фермами, создавая общую пространственную жесткость каркаса, прежде всего, обеспечивают устойчивость сжатых элементов ферм из их плоскости, ограничивают гибкость растянутых элементов ферм. Система связей покрытия состоит из горизонтальных и вертикальных связей. Горизонтальные связи располагаются в плоскостях нижнего и верхнего поясов ферм и верхнего пояса фонаря (в поперечном и продольном направлениях).

Элементы верхнего пояса стропильных ферм сжаты, поэтому необходимо обеспечить их устойчивость из плоскости ферм. Ребра кровельных панелей и прогоны могут рассматриваться как опоры, препятствующие смещению верхних узлов из плоскости фермы при условии, что они закреплены от продольных перемещений связями (поперечными по верхним поясам ферм). Поперечные горизонтальные связи по верхним поясам ферм размещают по торцам цеха и посередине температурного блока.

Необходимо обращать особое внимание на завязку узлов ферм в пределах фонаря, где нет кровельного настила. В коньковом узле фермы обязательно предусматривается распорка. Распорки прикрепляются к торцевым связям в плоскостях верхних поясов ферм.

В процессе монтажа (до укладки панелей покрытия или прогонов) гибкость верхнего пояса из плоскости фермы не должна быть более 220. Вертикальные связи и связи по верхнему поясу фонаря проектируются аналогично.

Вертикальные связи между фермами устанавливают в связевых блоках в плоскостях вертикальных стоек стропильных ферм на опорах, по коньку и под наружными стойками фонарей. При конструировании стропильной фермы из трех отправочных элементов вертикальные связи целесообразно поставить в местах стыковок монтажных элементов. Практически в пролете устанавливают одну или две вертикальные связи по ширине пролета (через 12...15 м).

Решетка горизонтальных связей может быть крестовой (при шаге ферм 6 м) или треугольной с короткими распорками (при шаге ферм 12 м). Схемы связей по стропильным фермам для пролетов зданий 30 и 36 м показаны на рис. 12.8.

Следует отметить некоторые особенности расположения связей для ферм с опиранием на колонны в уровне верхнего пояса. Покрытия с такими фермами включают в себя горизонтальные связи, располагаемые только в уровне верхних поясов стропильных ферм.

В этом случае поперечные связи по торцам здания не только обеспечивают устойчивость верхних поясов стропильных ферм при монтаже и в условиях эксплуатации, но и воспринимают горизонтальные ветровые нагрузки.

Необходимую развязку нижних поясов стропильных ферм обеспечивают системой растяжек (распорок по нижним поясам) и вертикальных связей между фермами. При этом следует устанавливать растяжки также в местах сопряжения нисходящих опорных раскосов и горизонтального нижнего пояса.

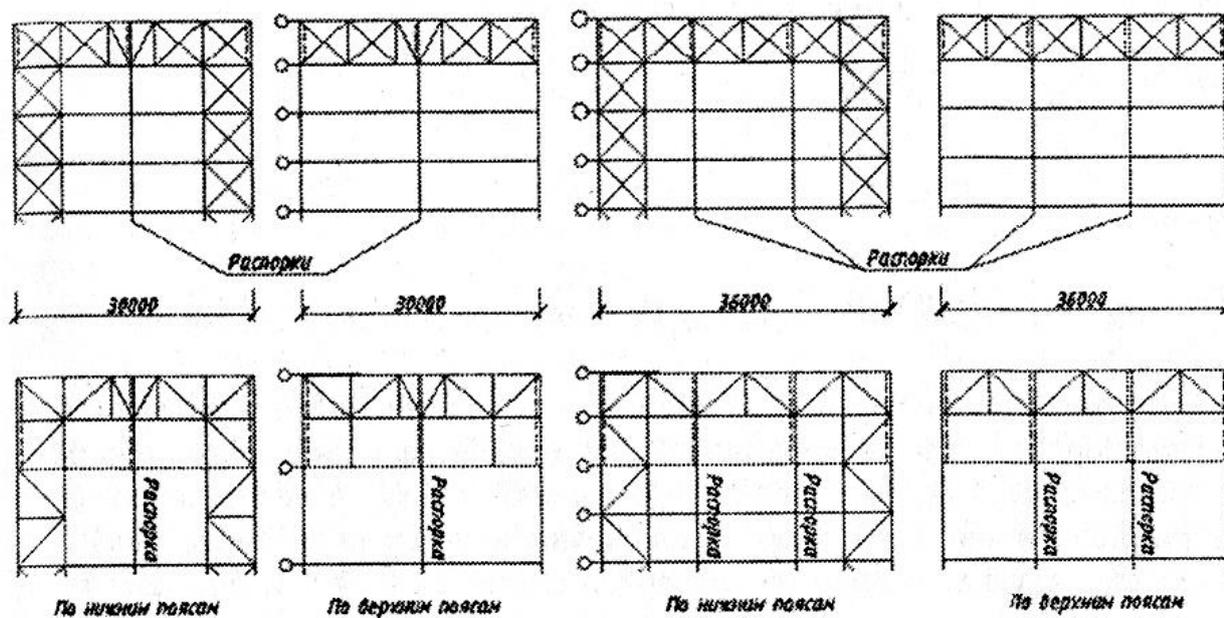


Рис. 12.8. Схемы связей по фермам

При кровле по стальному профнастилу следует устраивать диафрагмы жесткости в виде балки, поясами которой служат верхние пояса смежных стропильных ферм, расположенных в торце здания, а стенкой – профнастил с усиленным креплением к прогонам.

12.5. Расчет и конструирование подкрановых балок

Размеры подкрановых балок в основном зависят от грузоподъемности, режима работы мостовых опорных кранов, пролета цеха и шага рам. Поэтому можно рассмотреть подкрановую балку до компоновки поперечной рамы цеха, что позволит более точно назначить размеры цеха по вертикали. Наиболее часто применяются сплошные подкрановые балки как разрезные, так и неразрезные.

Сечение подкрановой балки принимают в зависимости от нагрузок, пролета и режима работы кранов. При пролете (шаге колонн) до

6 м и кранах малой грузоподъемности (до 10 т) для балок можно использовать прокатные двутавры типа Ш.

При большей грузоподъемности (до 50 т) и кранах режима работы 1К...5К также можно применять прокатные двутавры, верхний пояс которых необходимо усилить листом или уголками, либо принять несимметричное сварное сечение (рис. 12.9).

При пролетах балок 12 м и более и кранах грузоподъемностью 50 т и более применяют сварные двутавровые балки с горизонтальной тормозной конструкцией (рис. 12.10).

Тормозная конструкция выполняется в виде балки, поясами которой служат верхний пояс подкрановой балки и окаймляющий швеллер или пояс вспомогательной фермы. Стенку тормозной балки, как правило, выполняют из рифленого листа, который приваривают к поясу подкрановой балки и швеллеру сплошным швом с подваркой с нижней стороны или крепят на высокопрочных болтах. При ширине тормозной конструкции более 1,25 м целесообразно применение тормозных ферм.

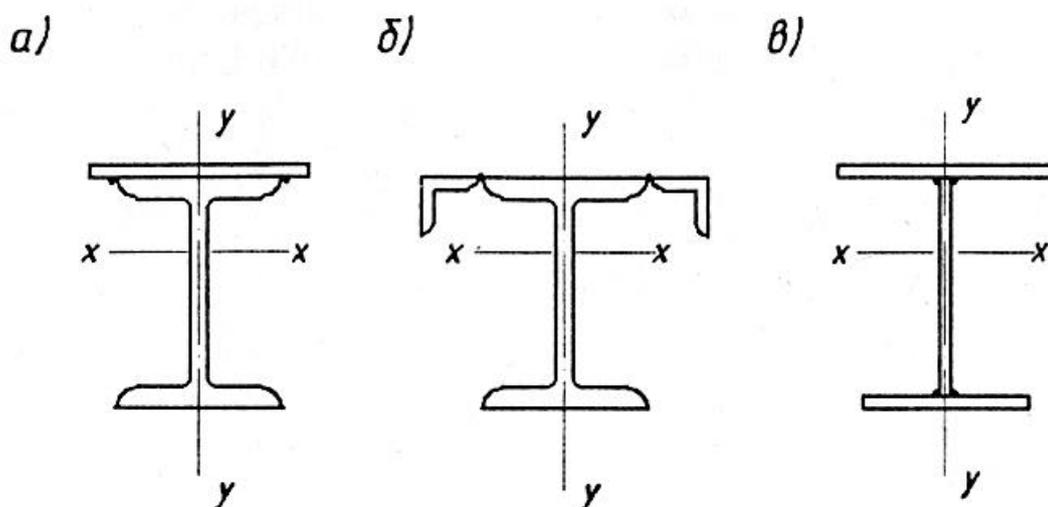


Рис. 12.9. Типы сечений подкрановых балок без тормозных конструкций

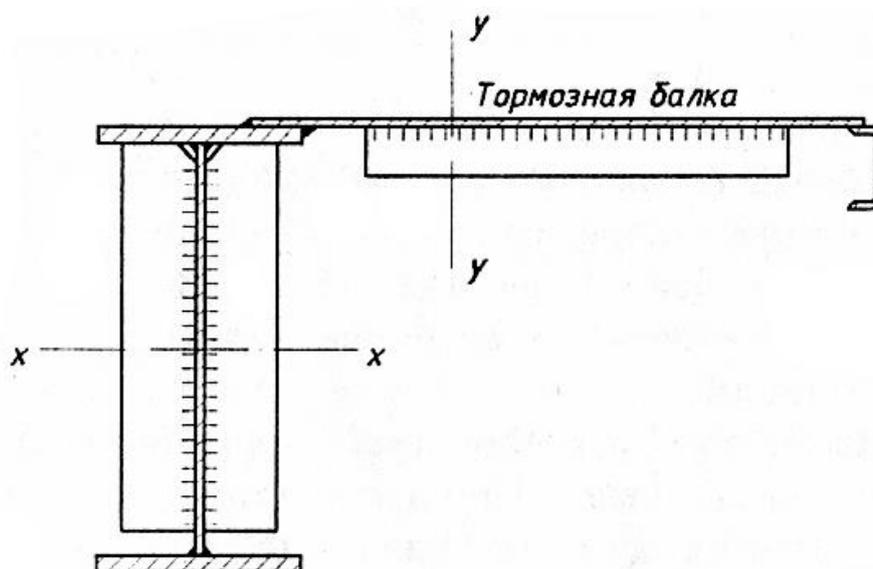


Рис. 12.10. Сечение подкрановой балки с тормозной

Минимальная ширина верхнего пояса подкрановой балки при креплении кранового рельса на планках для кранов грузоподъемностью до 80 т при отсутствии тормозного устройства – 320 мм, при наличии тормозной балки – 400 мм. При грузоподъемности кранов 80 т и более и наличии тормозной балки – 450 мм. Для других способов крепления кранового рельса минимальная ширина верхнего пояса балки 250 мм. Вертикальное давление разрезных подкрановых балок передается на колонну через выступающий фрезерованный торец опорного ребра. Опорное ребро рассчитывают так же, как и у обычных балок, т.е. на смятие и устойчивость.

Для передачи горизонтальных воздействий кранов с подкрановых балок на колонны устанавливают дополнительные элементы крепления в уровне верхнего пояса. Конструкция крепления балок к колоннам должна обеспечивать свободу поворота и продольного смещения опорных сечений балок. Одним из вариантов такого узла является конструкция, показанная на рис. 12.11.

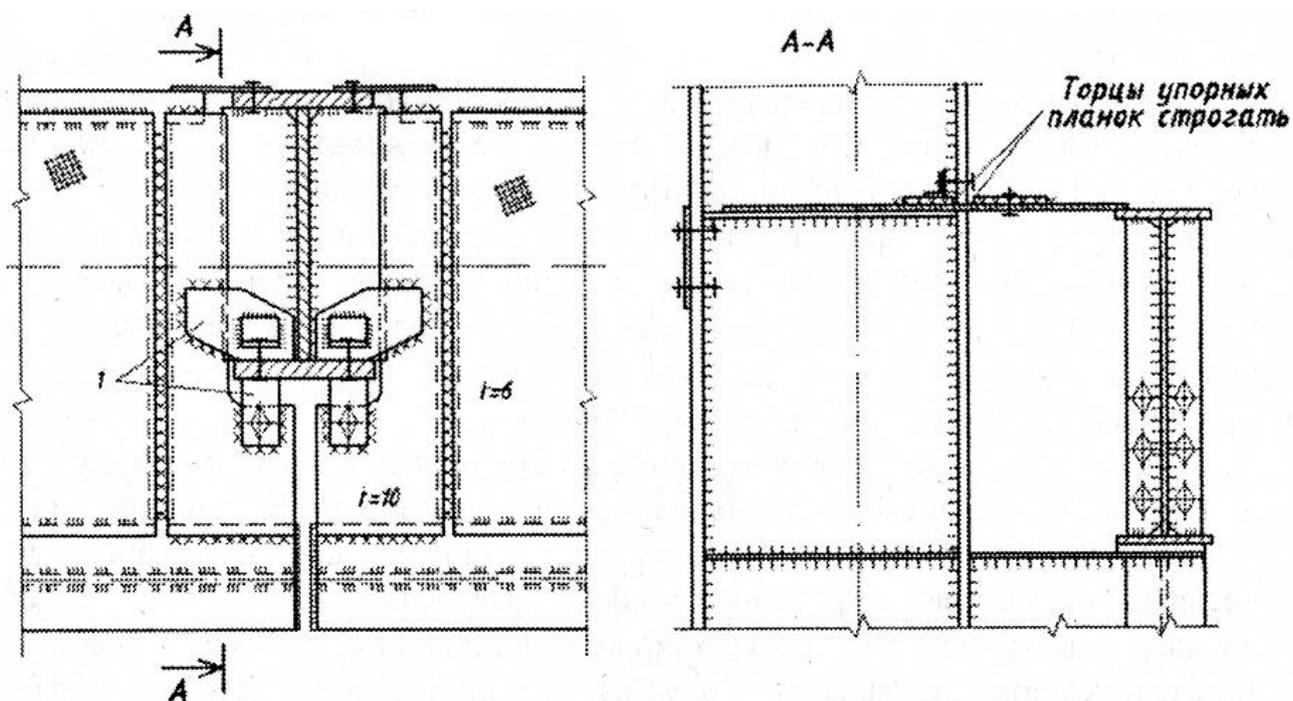


Рис. 12.11. Узел крепления разрезной подкрановой балки к колонне;

1 – упорные планки

Поперечные горизонтальные воздействия передаются через плотно пригнанные к полкам колонны упорные планки, допускающие за счет проскальзывания свободу перемещений опорных сечений. Горизонтальные поперечные воздействия кранов на упорные планки невелики. Поэтому для кранов режимов работы 1К...6К сечения планок принимают конструктивно (не менее 80x8 мм).

Нагрузки от крана в виде подвижных сосредоточенных сил передаются на подкрановую конструкцию через колеса крана и рельс. В зависимости от грузоподъемности крана с каждой стороны моста крана могут быть два, четыре и более колес.

Разрезные подкрановые конструкции рассчитывают на нагрузки от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности с тележками, приближенными к одному из рядов колонн. Одновременно к

балке прикладываются и максимальные силы поперечного торможения тележки крана.

Расчетные значения вертикальных и горизонтальных сил определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} F_{\kappa} &= k_1 \cdot \gamma_f \cdot F_{\kappa}^H \\ T_{\kappa} &= k_2 \cdot \gamma_f \cdot T_{\kappa}^H \end{aligned} \right\}, \quad (12.23)$$

где F_{κ}^H – максимальное вертикальное нормативное усилие на колесе крана (принимают по ГОСТам на краны); T_{κ}^H – нормативное значение горизонтальной силы, приходящейся на одно колесо с одной стороны крана, принимаемое равным

$$T_{\kappa}^H = \beta \cdot (Q + G_T) / n_0, \quad (12.24)$$

где $\beta = 0,05$ – для кранов с гибким подвесом груза и $\beta = 0,1$ – с жестким подвесом груза; Q – грузоподъемность крана; G_T – вес тележки; n_0 – количество колес крана с одной стороны; $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке; k_1 и k_2 – коэффициенты динамичности, учитывающие ударный характер нагрузки при движении крана по неровностям и на стыках, принимаемые по табл. 12.1.

Таблица 12.1. Значение коэффициента динамичности

Режим работы кранов	Шаг колонн В, м	k_1	k_2
1К...5К	Независимо от В	1,0	1,0
6К, 7К	≤ 12	1,1	1,0
	> 12	1,0	1,0
8К	≤ 12	1,2	1,1
	> 12	1,1	1,1

Для кранов режимов работы 7К и 8К следует учитывать горизонтальную нагрузку, вызываемую перекосом крана, определяемую по формуле

$$T_{\kappa}^H = 0,1 \cdot F_{\kappa}^H. \quad (12.25)$$

При этом не учитывается горизонтальная нагрузка, определяемая по формуле (12.24). Проверку жесткости подкрановых балок выполняют на нагрузку от одного крана, принимая $\gamma_f = 1,0$, и без учета коэффициента динамичности. Собственный вес подкрановых конструкций учитывают приближенно, умножая расчетные усилия от вертикальной крановой нагрузки на коэффициент a , равный: для балок пролетом 6 м – 1,03; 12 м – 1,05; 18 м – 1,08.

Наибольшие значения изгибающих моментов и поперечных сил в сечениях подкрановых балок находят от воздействия двух сближенных кранов по соответствующим линиям влияния. Максимальное значение изгибающего момента в балке можно определить, пользуясь линией влияния моментов в середине пролета (рис. 12.12)

$$M_{\max} = \alpha \cdot \psi \cdot \sum F_{ki} \cdot y_i^M. \quad (12.26)$$

Наибольшую поперечную силу в разрезной балке находят, пользуясь линией влияния опорной реакции балки и располагая одно колесо крана над опорой, а остальные - как можно ближе к этой опоре (рис. 12.13). Расчетное значение поперечной силы Q_x определяется по формуле

$$Q_x = \alpha \cdot \psi \cdot \sum F_{ki} \cdot y_i^Q. \quad (12.27)$$

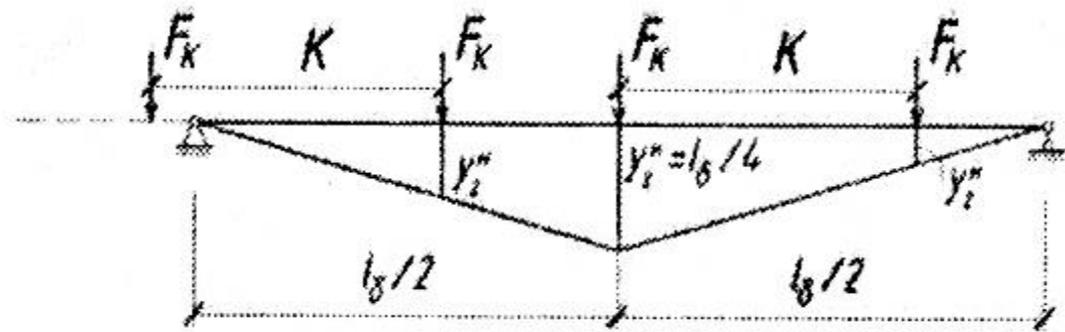


Рис. 12.12. К определению значения изгибающего момента в разрезной балке

В формулах (12.26) и (12.27) обозначено:

ψ – коэффициент сочетания крановых нагрузок;

при учете двух кранов режимов работы 1К...6К $\psi = 0,85$, режимов работы 7К...8К $\psi = 0,95$;

y_i^M , y_i^Q – ординаты линий влияния момента и поперечной силы.

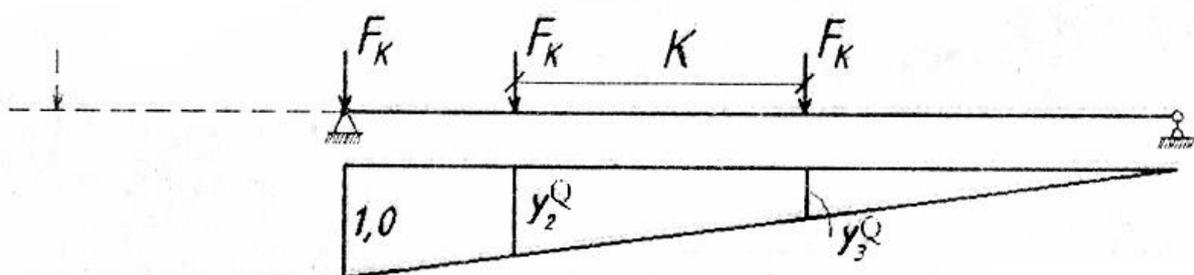


Рис. 12.13. К определению значения поперечной силы в балке

M_{max} и Q_x принадлежат разным сечениям подкрановой балки.

Расчетный изгибающий момент M_y и поперечную силу Q_y от горизонтальной поперечной нагрузки находят при том же положении кранов:

$$\left. \begin{aligned} M_y &= \psi \cdot \sum T_k \cdot y_i^M \\ Q_y &= \psi \cdot \sum T_k \cdot y_i^Q \end{aligned} \right\} \quad (12.28)$$

При расчете подкрановых балок условно принимают, что вертикальное давление колес кранов воспринимается только сечением подкрановой балки, а горизонтальное – тормозной балкой. При отсутствии тормозной балки горизонтальное давление колес кранов будет восприниматься верхним поясом подкрановой балки, который воспринимает и вертикальное давление. Поэтому в данном случае рекомендуется принимать несимметричное сечение балки с развитым верхним поясом. Таким образом, верхний пояс балки работает как на вертикальную, так и на горизонтальную нагрузки, и максимальное напряжение в точке А (рис 12.14) можно определить по формуле

$$\sigma_A = \frac{M_x}{W_{x,A}} + \frac{M_y}{W_{y,A}} \leq \gamma_c \cdot R_y. \quad (12.29)$$

Проверка стенки балки на опорах по касательным напряжениям производится по формуле

$$\tau \approx \frac{1,2 \cdot Q_x}{t_w \cdot h_{ef}} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (12.30)$$

где t_w – толщина стенки; h_{ef} – высота сечения стенки; $R_s = 0,58 \cdot R_y$ – расчетное сопротивление стали на срез.

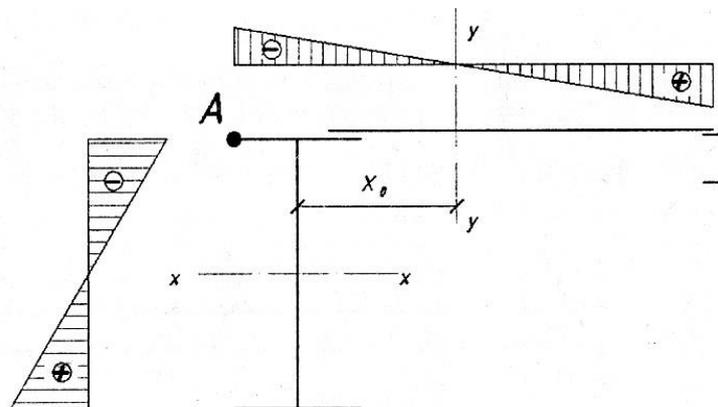


Рис. 12.14. Эпюра нормальных напряжений в условной расчетной схеме

Действующая на балку сосредоточенная вертикальная нагрузка от колеса крана распределяется рельсом и поясом на некоторый участок стенки, и в ней возникают местные нормальные напряжения (рис 12.15). Прочность стенки на действие максимальных местных напряжений проверяют по формуле

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} \cdot F'_k}{t_w \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (12.31)$$

где $F'_k = \gamma_f \cdot F_k^n$; γ_{f1} – коэффициент увеличения нагрузки на колеса, учитывающий возможное перераспределение усилий между колесами и динамический характер нагрузки, принимается равным:

1,4 – при кранах режима работы 8К с гибким подвесом груза;

1,3 – при кранах режима работы 7К;

1,1 – при прочих кранах;

l_{ef} – расчетная длина распределения нагрузки F'_k определяется для сварных балок по формуле

$$l_{ef} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{J_{1f}}{t_w}}, \quad (12.32)$$

J_{1f} – сумма моментов инерции пояса балки и кранового рельса.

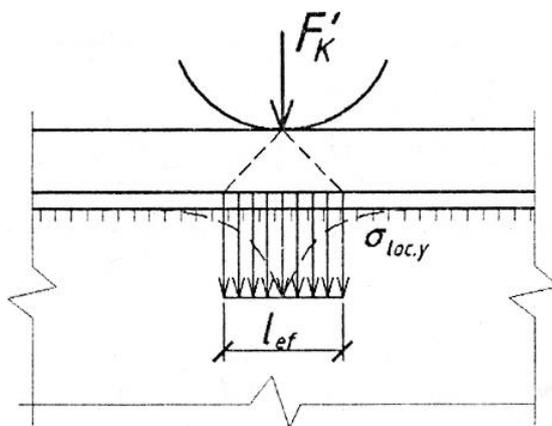


Рис. 12.15. Местные напряжения в стенке балки под колесом крана

Стенку сварной подкрановой балки следует проверить на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений на уровне верхних поясных швов по формуле

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc,y}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{loc,y} + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1,15 \cdot R_y, \quad (12.33)$$

где $\sigma_x = \frac{M_x \cdot h_{ef}}{2J_x}$; $\tau_{xy} = \frac{Q_x \cdot S_f}{J_x \cdot t_w}$; S_f – статический момент пояса относительно центральной оси сечения банки.

Общая устойчивость подкрановых балок проверяется по формуле

$$\frac{M_x}{\varphi_\sigma \cdot W_{x,A}} + \frac{M_y}{W_{y,A}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (12.34)$$

где φ_σ – коэффициент продольной устойчивости.

Приближенно общую устойчивость балки можно проверить, если рассмотреть верхний пояс как сжато-изогнутый (в горизонтальной плоскости) стержень, нагруженный силой $N = \sigma_x \cdot A_f$, где $\sigma_x = \frac{M_x}{W_{x,A}}$, A_f – площадь сечения верхнего пояса балки, и моментом M_y . Тогда расчет балки на общую устойчивость сводится к проверке устойчивости верхнего пояса относительно вертикальной оси при внецентренном сжатии.

При наличии тормозной конструкции, если $h_T \geq \frac{l_{\sigma}}{16}$, устойчивость балки обеспечена. Местную устойчивость элементов подкрановой балки проверяют так же, как и обычных балок. Устойчивость стенки подкрановой балки следует проверять с учетом местных нор-

мальных напряжений $\sigma_{loc,y}$ по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{cr,x}} + \frac{\sigma_{loc,y}}{\sigma_{cr,loc,y}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_{cr,xy}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (12.35)$$

где σ_x, τ_{xy} – краевое сжимающее и среднее касательное напряжения;

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x}{t_w \cdot h_{ef}}; \sigma_{cr,x}, \sigma_{cr,loc,y}, \tau_{cr,xy} – критические напряжения; \gamma_c = 1,0.$$

Ребра жесткости, обеспечивающие местную устойчивость стенки, должны иметь ширину не менее 90 мм и не должны привариваться к поясам балки. Торцы ребер следует плотно пригнать к верхнему поясу.

Подбор сечения подкрановых балок выполняют в том же порядке, что и обычных балок. Влияние горизонтальных крановых нагрузок на напряжения в верхнем поясе подкрановых балок учитывается коэффициентом p , определяемым по формуле

$$\beta \approx 1 + 2 \frac{M_y \cdot h_{\delta}}{M_x \cdot h_T}, \quad (12.36)$$

где $h_{\delta} = \left(\frac{1}{6} \dots \frac{1}{10}\right) l_{\delta}$ – высота сечения подкрановой балки; h_T – высота сечения тормозной балки; $h_T \approx h_H$ – высота сечения подкрановой части колонны; предварительно можно принять $h_T = 1250$ мм.

Требуемый момент сопротивления сечения подкрановой балки

$$W_{mp} = \frac{M_x \cdot \beta}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (12.37)$$

Оптимальную высоту сечения балки и толщину стенки устанавливают так же, как и обычных балок. При определении минимальной

высоты необходимо учесть, что жесткость подкрановых балок проверяется на нагрузку от одного крана при $\gamma_f=1,0$. Минимальную высоту сечения подкрановой балки из условия обеспечения ее изгибной жесткости можно определить по формулам:

$$h_{\min} = \frac{F_{\kappa}^n \cdot l_{\bar{\sigma}}^2}{24 \cdot E \cdot W_{x,mp} \cdot \left[\frac{f}{l_{\bar{\sigma}}} \right]}; \quad (12.38.1)$$

$$h_{\min} = \frac{F_{\kappa 2}^n \cdot l_{\bar{\sigma}}^2}{24 \cdot E \cdot W_{x,mp} \cdot \left[\frac{f}{l_{\bar{\sigma}}} \right]} \cdot \left\{ \frac{b}{l_{\bar{\sigma}}} \cdot \left[3 - 4 \cdot \left(\frac{b}{l_{\bar{\sigma}}} \right)^2 \right] + 1 \right\}, \quad (12.38.2)$$

где $W_{x,mp} = \frac{M_x}{R_y \cdot \gamma_c}$; $\left[\frac{f}{l_{\bar{\sigma}}} \right]$ – предельно допустимый относительный прогиб балки, принимаемый в зависимости от режима работы крана:

$$\text{для кранов режима работы 1К...6К} \quad \left[\frac{f}{l_{\bar{\sigma}}} \right] = \frac{1}{400};$$

$$\text{для кранов режима работы 7К} \quad \left[\frac{f}{l_{\bar{\sigma}}} \right] = \frac{1}{500};$$

$$\text{для кранов режима работы 8К} \quad \left[\frac{f}{l_{\bar{\sigma}}} \right] = \frac{1}{600}.$$

Формула (12.38.1) применяется для кранов грузоподъемностью Q до 50 т включительно; формула (12.38.2) – для кранов $Q = 80/20$ т; $100/20$ т; $125/20$ т при $l_{\bar{\sigma}} \leq 12$ м; $b = \frac{l_{\bar{\sigma}}}{2} - 900$ мм.

Окончательную высоту сечения балки устанавливают кратной 100 мм. Определив требуемую площадь полки, назначают ее размеры из условий местной устойчивости и возможности размещения рельса

с креплениями.

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (13.39)$$

После подбора сечения поясов балки компонуют тормозную балку из рифленой стали толщиной 6...10 мм и окаймляющего швеллера (№№ 20...40). Определяют положение центра тяжести тормозной балки (ось $y-y$) и проверяют на прочность подкрановую балку вместе с тормозной по формуле (12.29). Затем выполняют остальные проверки на прочность и местную устойчивость элементов балки.

Требуемый катет шва по металлу шва для соединения стенки с верхним поясом балки

$$k_f \geq \frac{1}{2 \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\left(\frac{Q_x \cdot S_f}{J_x}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{f1} \cdot F'_k}{l_{ef}}\right)^2} \quad (12.40)$$

12.6. Нагрузки на стропильную ферму

Стропильные фермы при отсутствии подвесных кранов воспринимают основные нагрузки:

- постоянные в виде собственного веса конструкций покрытия (табл. 12.2);
- временные (снеговая).

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением расчетного значения на коэффициент 0,7.

При расчете ферм все нагрузки приводят к узловым. Нагрузки от бортовых стенок фонаря и остекления учитываются как сосредоточенные силы, приложенные в узлах опирания крайних стоек фона-

ря. Расчетное значение снеговой нагрузки определяется по формуле

$$S = S_g \cdot \mu, \quad (12.41)$$

где S_g – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое в зависимости от снегового района РФ; μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие.

Для зданий с фонарями рассматривают два варианта загрузки снегом (рис. 12.16), а коэффициент μ определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \mu_2 &= 1 + 0,1 \cdot \frac{a}{b} \\ \mu_3 &= 1 + 0,5 \cdot \frac{a}{b_e} \end{aligned} \right\}, \quad (12.42)$$

где $b_e = h_f$.

Для зданий без фонарей также рассматривают два варианта эюр коэффициента μ (рис. 12.17), зависящего от угла наклона кровли: при $\alpha \leq 25^\circ$; $\mu = 1,0$, при $\alpha \geq 60^\circ$ $\mu = 0$, в интервале $25^\circ < \alpha < 60^\circ$ - μ по интерполяции.

Таблица 12.2. Нагрузки от веса конструкции покрытия

Вид конструкции или изделия	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Ограждающие элементы кровли			
Гравийная защита (15. ..20 мм)	0,30...0,40	1,3	0,39...0 52
Гидроизоляционный ковер из 3-4 слоев рубероида	0,15...0,20	1,3	0,20...0,26
Асфальтовая или цементная стяжка (20 мм)	0,4	1,3	0,52

Утеплитель; удельная плотность ρ (кг/м ³):			
пенобетон $\rho = 600$	-	1,3	-
минераловатные плиты $\rho = 100...300$	-	1,2	-
пенопласт $\rho = 50$	-	1,2	-
пароизоляция из 1-го слоя рубероида	0,05	1,3	0,07
Несущие элементы кровли			
Профилированный настил (0,8... 1,0 мм)	0,13...0,16	1,05	0,14...0,17
Волнистые листы: Асбоцементные	0,20	1,1	0,22
стальные (1,0... 1,75 мм)	0,12...0,21	1,05	0,13...0,22
Плоский стальной настил (3-4 мм)	0,24...0,32	1,05	0,25...0,34
Стальная панель с профилиро- ванным листом	0,35	1,05	0,37
Металлические конструкции покрытия			
Прогоны: сплошные, пролетом, м:			
6	0,05...0,08	1,05	0,05...0,08
12	0,10...0,12	1,05	0,11...0,16
Решетчатые	0,07...0,12	1,05	0,07...0,13
Каркас стальной панели размером:			
3 х 6 м	0,10...0,15	1,05	0,11...0,16
3 х 12 м	0,15...0,25	1,05	0,16...0,26
Стропильные фермы	0,20...0,40	1,05	0,21...0,42
Каркас фонаря	0,08...0,12	1,05	0,08...0,13
Связи покрытия	0,04...0,06	1,05	0,04...0,06
Переплеты с остеклением	35,0	1,1	38,5

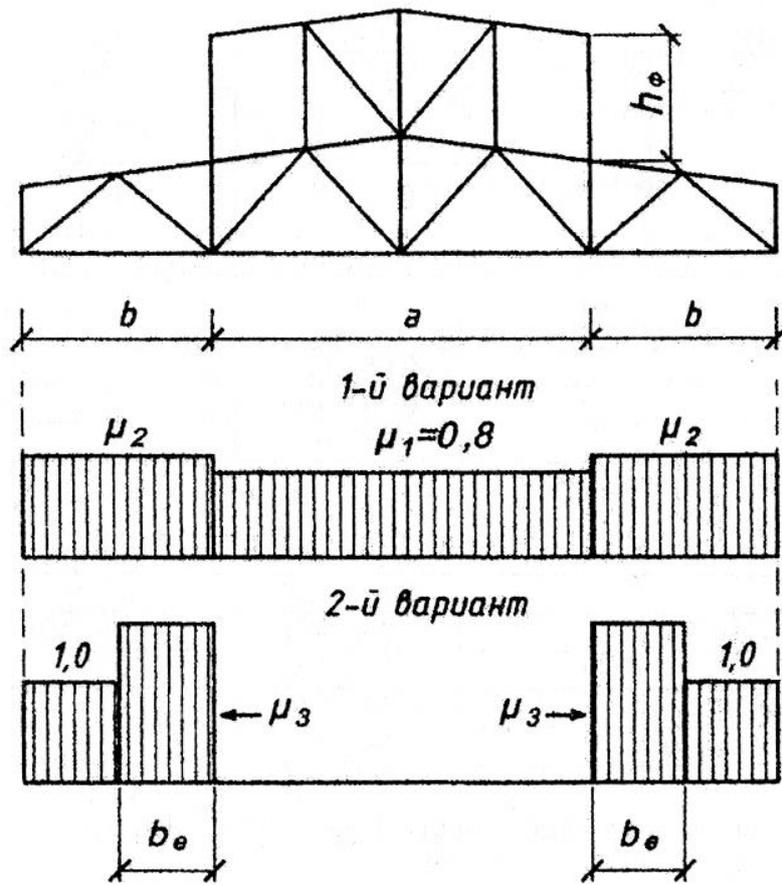


Рис. 12.16. К определению снеговых нагрузок на ферму с фонарем

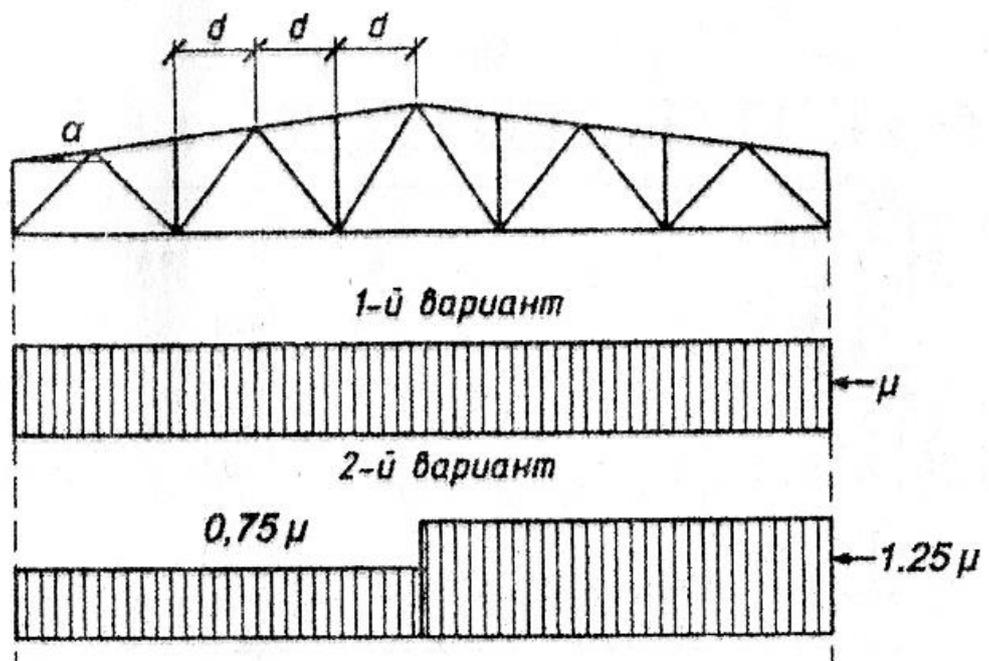


Рис. 12.17. Эпюры коэффициента μ для ферм без фонарей

Значение μ не должны превышать: для ферм при нормативной нагрузке от покрытия более $1,5 \text{ кН/м}^2 - 2,5$; то же, при нормативной нагрузке от покрытия менее $1,5 \text{ кН/м}^2 - 4,0$; для прогонов – $2,5$.

Второй вариант загрузки по рис. 12.16. является определяющим для прогонов и стоек ферм, расположенных в местах повышенных снеговых нагрузок. При половинном загрузении пролета снегом в средних раскосах ферм может измениться знак усилия.

Узловая снеговая нагрузка

$$F_{CH} = S \cdot d \cdot B . \quad (12.43)$$

12.7. Нагрузки на раму цеха

12.7.1. Постоянные нагрузки

Постоянные нагрузки на ригель рамы принимают равномерно распределенными по длине ригеля (рис. 12.18) и учитывают нагрузки от всех слоев кровли, конструкций фермы, фонаря, связей, т.е.

$$q_{II} = \frac{B}{\cos \alpha} \cdot \sum q_i \cdot \gamma_{fi} , \quad (12.44)$$

где B – шаг рам; α – угол наклона верхнего пояса стропильной фермы; q_i – нормативные значения собственного веса конструкций покрытия на 1 м^2 , которые можно использовать полученные ранее значения при расчете стропильной фермы.

При шарнирном сопряжении ригеля с колонной нужно учесть эксцентриситет опирания фермы на колонну (e_{ϕ}), из-за которой возникает сосредоточенный момент в уровне оголовка колонны. Осталь-

ные нагрузки на колонны собирают в сосредоточенные силы и располагают их в местах приложения с учетом эксцентриситетов.

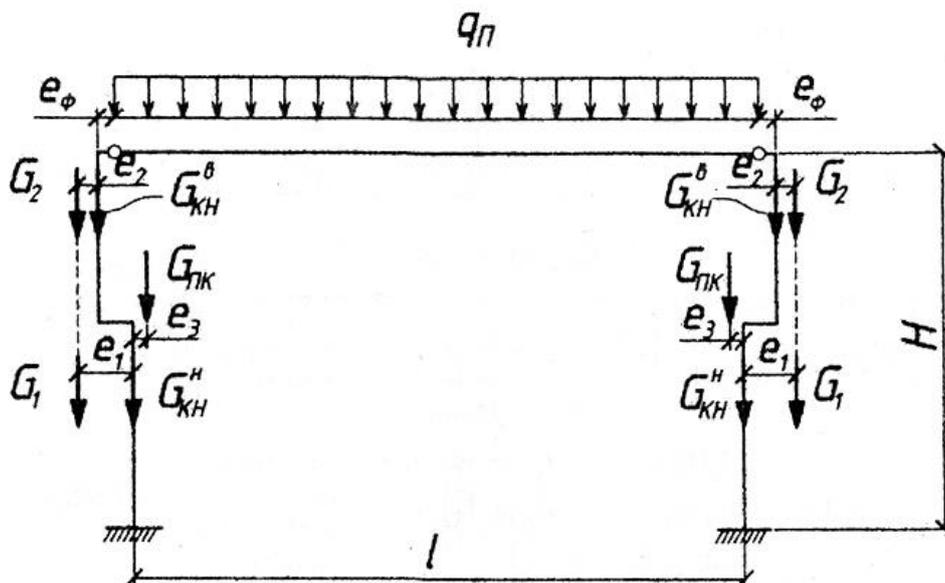


Рис. 12.18. Расчетная схема рамы на постоянные нагрузки

Собственный вес колонны G_{KH} приближенно можно определить, приняв расход стали на 1 м^2 при грузоподъемности кранов до 100 т $g_{KH} = 25 \dots 60 \text{ кг/м}^2$; при $Q = 125 \dots 250 \text{ т}$ $g_{KH} = 55 \dots 90 \text{ кг/м}^2$. Тогда

$$G_{KH} = \gamma_f \cdot g_{KH} \cdot B \cdot \frac{l}{2}. \quad (12.45)$$

Распределение веса колонны между надкрановой и подкрановой частями приближенно можно принять таким:

$$G_{KH}^B \approx 0,3 \cdot G_{KH} \text{ и } G_{KH}^H \approx 0,7 \cdot G_{KH}. \quad (12.46)$$

Вес подкрановых балок можно определить по фактически полученным размерам либо приблизительно. Расход стали на 1 м^2 здания от подкрановых балок составляет при кранах грузоподъемностью до 100 т — $g_{нб} = 20 \dots 60 \text{ кг/м}^2$; при $Q = 125 \dots 250 \text{ т}$ — $g_{нб} = 40 \dots 100 \text{ кг/м}^2$.

Нагрузку от веса стен (G_1 и G_2) рекомендуется определять по

справочным материалам. В учебном процессе моменты, возникающие от веса стен, в расчетной схеме можно не учитывать, а нагрузку от подкрановых балок $G_{П.Б}$ – включать в величину вертикального давления кранов на подкрановую балку. С учетом рекомендуемых упрощений расчетная схема рамы имеет вид (рис. 12.19).

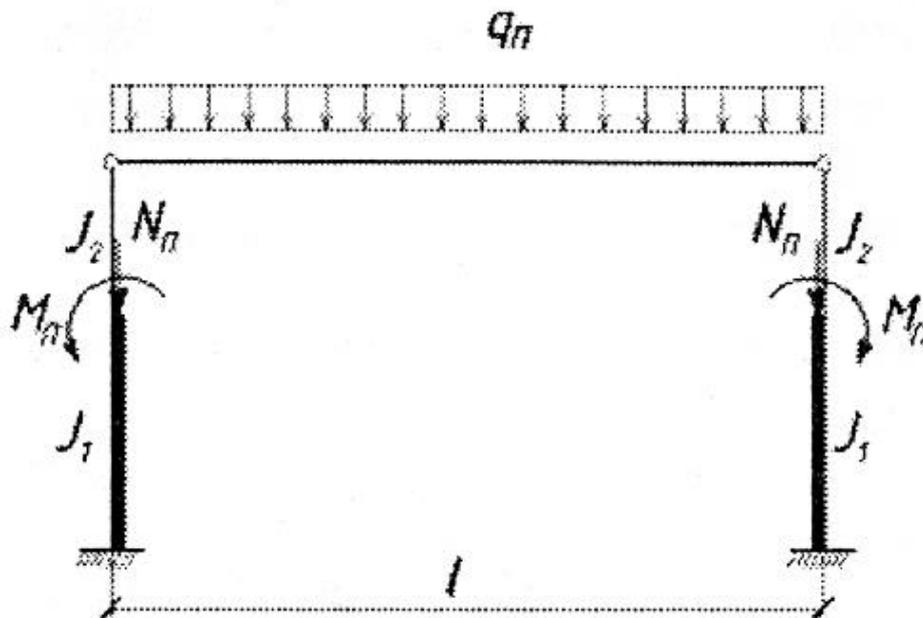


Рис. 12.19. Упрощенная расчетная схема рамы на постоянную нагрузку

На рис. 12.19. приняты обозначения:

$$N_{\Pi} = \frac{q_{\Pi} \cdot l}{2} + G_2 + G_{KH}^B ; \quad (12.47)$$

$M_{\Pi} = N_{\Pi} \cdot e$; $e = \frac{h_H - h_B}{2}$; h_H и h_B – см. рис. 12.15.; J_1 и J_2 – моменты инерции подкрановой и надкрановой частей сечения колонны. Собственные веса стены и участка колонны в подкрановой части ($G_1 + G_{KH}^H$) будем учитывать непосредственно при определении продольных сил в колонне.

12.7.2. Снеговая нагрузка

На ригель поперечной рамы здания при $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1,0$ воздействие снеговой нагрузки принимается в виде равномерно распределенной нагрузки аналогично постоянной нагрузке интенсивностью q_{CH} независимо от наличия фонаря.

$$q_{CH} = S \cdot B. \quad (12.48)$$

Расчетная схема рамы для снеговой нагрузки будет такой же, как и для постоянной (рис. 12.19), в которой

$$N_{CH} = \frac{q_{CH} \cdot l}{2}; M_{CH} = N_{CH} \cdot e.$$

Для неутепленных покрытий зданий с повышенным тепловыделением при уклонах кровли свыше 3 % и обеспечении отвода талой воды допускается снижение коэффициента μ на 20 %. При строительстве в районах с сильными зимними ветрами расчетная снеговая нагрузка тоже может быть снижена.

12.7.3. Ветровая нагрузка

В соответствии с ветровая нагрузка рассматривается, как сумма средней и пульсационной составляющих. При расчете одноэтажных производственных зданий высотой $H \leq 36$ м и при отношении высоты к пролету здания менее 1,5 пульсационную составляющую не учитывают. Далее рассматривается действие только средней составляющей, расчетное значение которой на 1 м^2 вертикальной поверхности

$$q_B = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot K \cdot C \cdot B, \quad (13.49)$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности для ветровой нагрузки; ω_0 – нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от ветрового района. K – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте Z . C – аэродинамический коэффициент, зависящий от конфигурации здания. Значения представлены в справочных данных.

В связи с тем, что коэффициент K меняется по высоте, ветровая нагрузка тоже будет переменной по длине колонны здания. Для удобства расчета рамы фактическую переменную ветровую нагрузку можно заменить эквивалентной $q_{ЭК}$, равномерно распределенной по длине колонны, приравняв моменты в заделке консоли (колонны) от эквивалентной $q_{ЭК}$ и фактической q_B нагрузок (рис. 12.20).

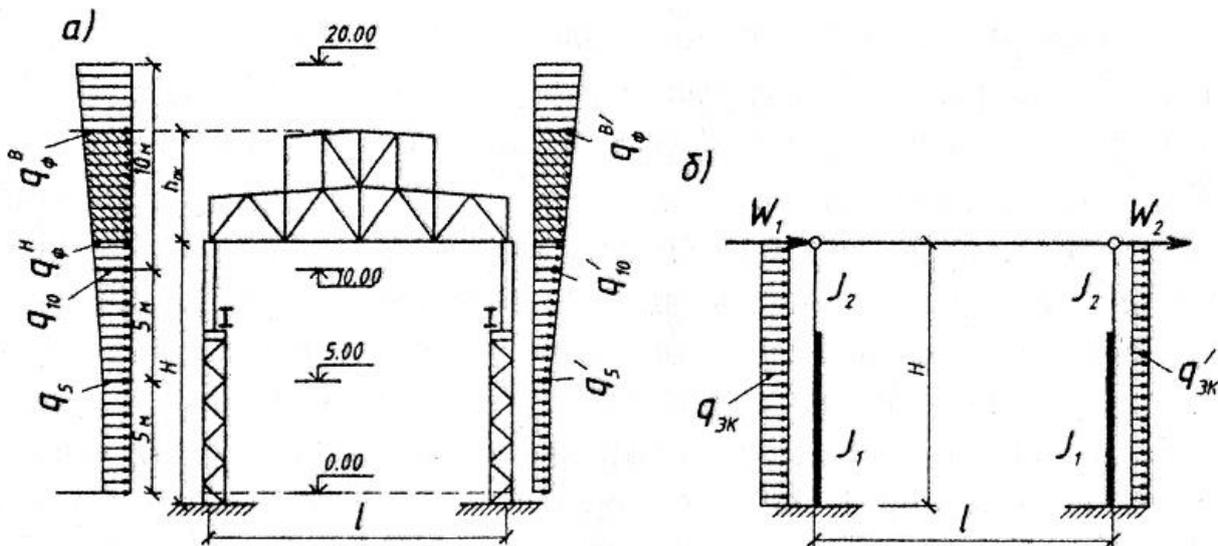


Рис. 12.20. Схема ветровой нагрузки на раму:

а – по нормам проектирования; б – условная расчетная схема

Такая замена фактической ветровой нагрузки на равномерную эквивалентную равноценна замене фактического коэффициента K на эквивалентный постоянного значения по длине колонны $K_{ЭК}$, принимая его как нагрузку.

Момент в заделке колонны (как консоли) от нагрузки в виде K обозначим через $M(K)$; момент в заделке от нагрузок $M(K_{ЭК})$

$$M(K_{ЭК}) = K_{ЭК} \cdot \frac{H^2}{2}.$$

Приравняв моменты, получим:

$$K_{ЭК} = \frac{2 \cdot M(K)}{H^2}. \quad (12.50)$$

Тогда эквивалентная равномерно распределенная нагрузка на раму

$$\left. \begin{aligned} q_{ЭК} &= \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot K_{ЭК} \cdot C \cdot B \\ q'_{ЭК} &= \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot K_{ЭК} \cdot C' \cdot B \end{aligned} \right\}, \quad (12.51)$$

где $C = 0,8$; $C' = C_{ез}$.

Ветровая нагрузка, действующая на участке от низа ригеля до наиболее высокой точки здания, заменяется сосредоточенной силой $W_1(W_2)$, приложенной в уровне низа ригеля рамы. Величины этих сил от активного давления W_1 и отсоса W_2 показаны на рис. 12.20б. Собираются они с заштрихованной части эпюр ветрового давления (рис. 12.20 а). При расчете рамы силы W_1 и W_2 можно заменить одной $W = W_1 + W_2$, приложенной с любой стороны рамы.

12.7.4. Нагрузка от мостовых кранов

Расчет однопролетной рамы цеха ведется на два крана, которые должны быть расположены так, чтобы на рассчитываемую раму передавалась наибольшая крановая нагрузка. При этом на одну из колонн будет передаваться наибольшее вертикальное давление D_{\max} от кранов, на другую колонну – минимальное вертикальное давление D_{\min} . Поскольку крановая нагрузка является подвижной, то определение давления на колонны D_{\max} и D_{\min} производится с помощью линии влияния опорных реакций подкрановых балок (рис. 12.21) при невыгодном расположении колес кранов на балках.

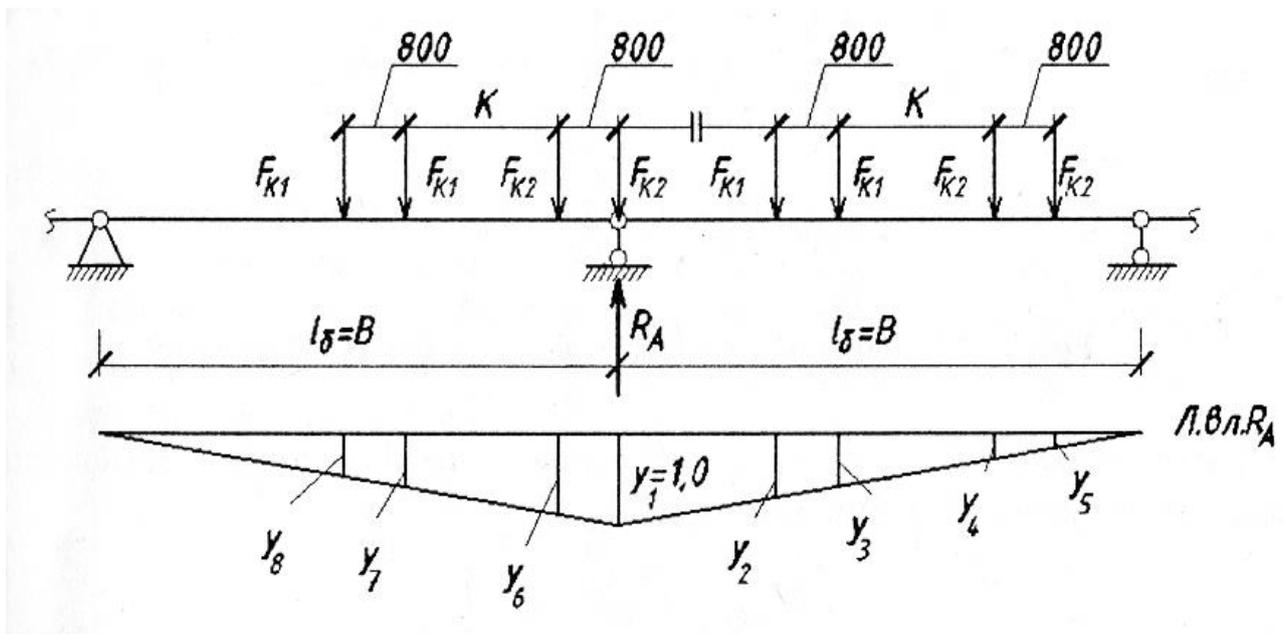


Рис. 12.21. К определению D_{\max}

Невыгодное расположение кранов при числе колес двух кранов с одной стороны не более четырех не представляет затруднений. Сложнее обстоит дело, если с одной стороны более четырех колес и пролет подкрановых балок 12 и более метров. В этом случае рекомендуется вычертить две подкрановые балки в масштабе в одну ли-

нию. На отдельной полоске листа следует начертить схему двух кранов в том же масштабе. Эту полоску надо перемещать вдоль схемы подкрановых балок и остановиться, когда наибольшее число колес попадет на две балки. Одно колесо должно располагаться над рассматриваемой опорой (колонной).

Максимальное давление на колонну

$$D_{\max} = R_A + G_{\text{п.к.}}, \quad (12.52)$$

где $R_A = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum F_{ki}^n \cdot y_i$;

$$G_{\text{п.к.}} = \gamma_{f,\delta} \cdot g_{\text{п.к.}} \cdot \frac{l}{2} \cdot B, \quad (12.53)$$

где $G_{\text{п.к.}}$ – вес подкрановых конструкций; $\gamma_f = 1,1$; $\gamma_{f,\delta} = 1,05$; $g_{\text{п.к.}} = 0,2 \dots 0,6$ кН/м² при Q до 100 т; для Q до 20 т можно принимать $g_{\text{п.к.}} = 0,2$ кН/м²; при Q более 20 т $g_{\text{п.к.}}$ – по интерполяции; $g_{\text{п.к.}} = 0,4 \dots 1,0$ кН/м² при $Q = 125 \dots 250$ т; $\psi = 0,85$ при двух кранах режимов работы $1K \dots 6K$ и $\psi = 0,95$ – при $7K$ и $8K$; F_{ki}^n – максимальное нормативное давление i -го колеса крана.

Предполагая, что отношение $\frac{F_2^n}{F_1^n}$ должно соблюдаться и для минимальных давлений колес крана $\frac{F_{2,\min}^n}{F_{1,\min}^n}$, тогда

$$F_{2,\min}^n = \frac{F_2^n}{F_1^n} \cdot F_{1,\min}^n. \quad (12.54)$$

Проектируя крановые нагрузки на вертикаль, получим уравнение

$$F_{1,\min}^n + F_{2,\min}^n = \frac{Q + G_{KP}}{2} - (F_1^n + F_2^n) \quad (12.55)$$

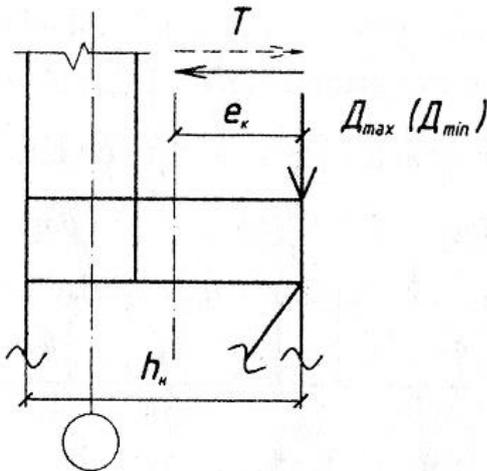
из которого, используя (13.54), имеем

$$F_{1,\min}^n = F_1^n \left[\frac{Q + G_{KP}}{2 \cdot (F_1^n + F_2^n)} - 1 \right]. \quad (12.56)$$

Минимальное давление на колонну определяется по формуле

$$D_{\min} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum F_{ki,\min}^n \cdot y_i + G_{ПК}. \quad (12.57)$$

Силы D_{\max} и D_{\min} прикладываются по оси подкрановой ветви колонны (рис. 12.22.) с эксцентриситетом e_K относительно центра тяжести сечения подкрановой части колонны.



Поэтому силы D_{\max} и D_{\min} подкрановую часть колонны сжимают и передают на нее изгибающие моменты

$$\left. \begin{aligned} M_{\max} &= D_{\max} \cdot e_K \\ M_{\min} &= D_{\min} \cdot e_K \end{aligned} \right\}, \quad (12.58)$$

где e_K – расстояние от оси подкрановой балки до оси, проходящей через центр тяжести сечения подкрановой части колонны, которое можно при-

Рис. 12.22. Приложение крановых нагрузок к колонне

нять равным $(0,5...0,55) h_H$.

Расчетная горизонтальная сила T , передаваемая подкрановыми балками на колонну от сил T_K , определяется при том же положении мостовых кранов, что и для D_{\max} (D_{\min})

$$T = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum T_K^n \cdot y_i, \quad (12.59)$$

где T_K^n определяется по формулам (12.24) или (12.25). Сила T приложена к колонне в уровне верха подкрановой балки и может быть направлена как внутрь пролета, так и наружу. Расчетная схема рамы на крановые нагрузки показана на рис. 12.23. Горизонтальная сила T учитывается только в совокупности с вертикальным давлением кранов и может быть приложена к любой колонне рамы независимо от расположения D_{\max} .

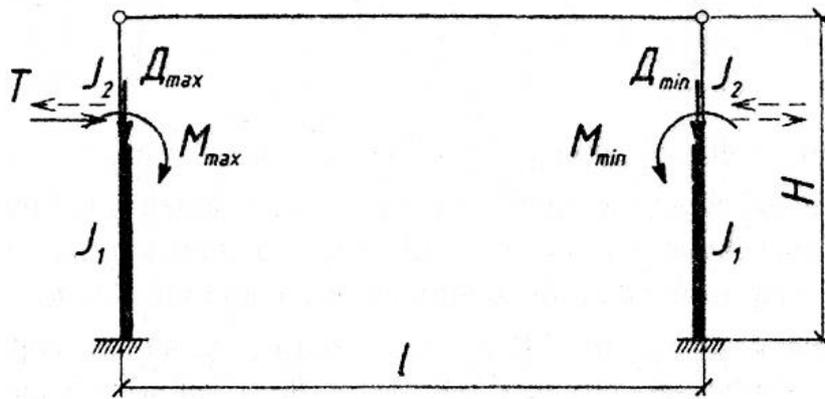


Рис. 12.23. Схема крановых нагрузок на раму

12.8. Жесткость сечений под- и надкрановой части колонны

Поперечная рама цеха является статически неопределимой системой. Перед ее расчетом необходимо задать или приблизительно определить жесткость EJ , EA подкрановой и надкрановой частей колонн. Жесткости (изгибную и осевую) подкрановой части колонны можно приближенно определить по формулам:

$$EJ_1 \approx \frac{E \cdot (R_2 + 2 \cdot D_{\max}) \cdot h_H^2}{K_2 \cdot R_y}; \quad (12.60)$$

$$EA_1 \approx \frac{4 \cdot E \cdot J_1}{h_H^2}, \quad (12.61)$$

где R_2 – опорная реакция ригеля от расчетной постоянной и снеговой нагрузок;

$$R_2 = \frac{(q_{II} + q_{CH}) \cdot l}{2}; \quad (12.62)$$

K_2 – коэффициент, зависящий от шага колонн и их высоты;

$K_2 = 2,5 \dots 3,0$ – при шаге рам 6 м;

$K_2 = 3,2 \dots 3,8$ – при шаге рам 12 м. Меньшее значение K_2 следует принимать при кранах с малой грузоподъемностью ($Q \leq 32$ т) и при большей высоте колонн ($H > 15$ м). Промежуточные значения K_2 – по интерполяции.

Жесткость надкрановых частей колонн

$$EJ_2 \approx \frac{EJ_1}{K_1} \cdot \left(\frac{h_B}{h_H} \right)^2; \quad (12.63)$$

$$EA_2 \approx \frac{4 \cdot E \cdot J_2}{h_B^2}, \quad (12.64)$$

где h_B – высота сечения надкранового участка колонны; K_1 – коэффициент, учитывающий фактическое неравенство площадей и радиусов инерции поперечных сечений верхней (надкрановой) и нижней (подкрановой) частей колонны. При шарнирном сопряжении ригеля с колоннами $K_1 = 1,8 \dots 2,0$.

При расчете рамы на ЭВМ жесткости условных горизонтальных стержней, объединяющих подкрановые и надкрановые участки ко-

лонн можно принимать на два-три порядка больше жесткости подкранового участка колонны.

12.9. Учет работы каркаса при расчете поперечных рам

Пространственная работа каркаса промышленного здания проявляется только от воздействия мостовых кранов. Распределяя крановую нагрузку на все рамы, продольные конструкции каркаса (кровельное покрытие, продольные связи по нижним поясам стропильных ферм) обеспечивают пространственную работу каркаса.

Нагрузки от мостовых кранов действуют лишь на несколько поперечных рам (обычно на три рамы).

Остальные рамы, соединенные продольными конструкциями, создают противодействие R , уменьшающее величину изгибающих моментов в наиболее нагруженной раме. При этом пространственный каркас заменяется плоской рамой (рис. 12.24).

Величина R определяется по формуле

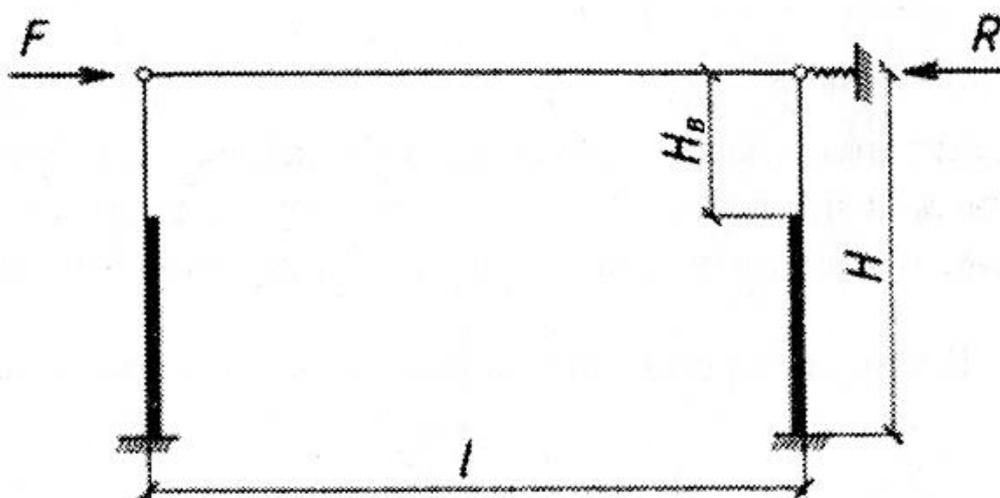


Рис. 12.24. Расчетная схема плоской рамы с учетом пространственной работы каркаса

$$R = F \cdot \left[\alpha + \alpha' \cdot \left(\frac{n_0}{\sum y} - 1 \right) \right] = F \cdot K_{\text{ИР}}; \quad (12.65)$$

$$K_{\text{ИР}} = \alpha + \alpha' \cdot \left(\frac{n_0}{\sum y} - 1 \right); \quad (12.66)$$

коэффициенты α и α' определяются по табл. 12.3. в зависимости от параметра β , характеризующего соотношения жесткостей поперечной рамы и покрытия;

$\sum y$ – сумма ординат линии влияния (рис. 12.21);

n_0 – число колес кранов на одной нитке подкрановых балок;

B – шаг рам;

$$\beta = \frac{B^3 \cdot \sum J_H \cdot d}{H^3 \cdot J_{\text{П}}};$$

$\sum J_H = 2 \cdot J_1$, J_1 – по формуле (12.60);

$$d = \frac{n}{n + \lambda^3 \cdot (1 - n)};$$

$$n = J_2 / J_1; \quad \lambda = H_B / H;$$

$$J_{\text{П}} = J_{\text{СВ}} + J_{\text{КР}};$$

$J_{\text{СВ}}$ – момент инерции продольных связей по нижним поясам;

$J_{\text{СВ}} = 0,7 \cdot J$ – в случае крепления связей на сварке,

$J_{\text{СВ}} = 0,15 \cdot J$ – на болтах;

$J_{\text{КР}}$ – эквивалентный момент инерции кровли;

J – момент инерции поясов связей относительно центра тяжести связевой фермы.

При наличии продольного фонаря можно не учитывать влияние кровли на пространственную жесткость каркаса.

В учебном проектировании можно принимать отношение $\sum J_H / J_H$ в следующих пределах:

- для покрытий железобетонными плитами $1/40 \dots 1/100$;
- для покрытий плоскими стальными листами (толщиной 3 мм) по прогонам $1/5 \dots 1/10$;
- для покрытий с профилированным настилом по прогонам (панелями из профнастила) $1/2 \dots 1/6$.

Меньшее значение $\sum J_H / J_H$ следует принимать в зданиях без фонарей пролетом 36 м с кранами малой грузоподъемности. В зданиях с кровлей из стальных листов или профнастила, где жесткость связей соизмерима с жесткостью кровли, необходимо учесть способ крепления связей – на болтах или на сварке. В случае крепления их на сварке принимают $\sum J_H / J_H$ не более $1/3$.

Таблица 12.3. Коэффициенты α и α'

β	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,10	0,15	0,20	0,50
α	0,86	0,77	0,73	0,71	0,69	0,67	0,62	0,58	0,56	0,46
α'	-0,14	-0,20	-0,22	-0,24	-0,25	-0,25	-0,26	-0,26	-0,26	-0,26

При расчете рамы с учетом пространственной работы каркаса необходимо определять силу F , эквивалентную по перемещению ригеля рамы от здания с крановой нагрузкой. Воздействие изгибающего момента M на левую колонну можно заменить сосредоточенной силой F_M в уровне ригеля (рис. 12.25.), определяемой по формуле

$$F_M = \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{H} \cdot \frac{(1 - \lambda^2)}{\lambda_0}, \quad (12.67)$$

где $\lambda_0 = 1 + \lambda^3/n - \lambda^3$.

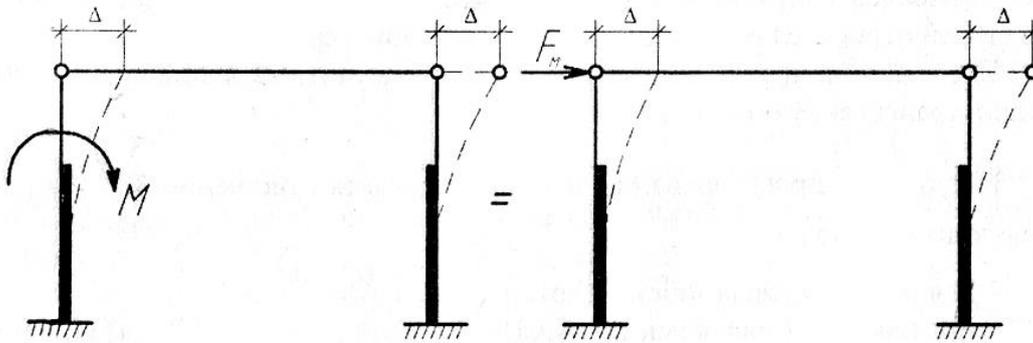


Рис. 12.25. Схема замены воздействия изгибающего момента сосредоточенной силой F_M в уровне ригеля

Аналогичным образом определяется сила F_T , заменяющая силу поперечного торможения кранов T (рис. 12.26.).

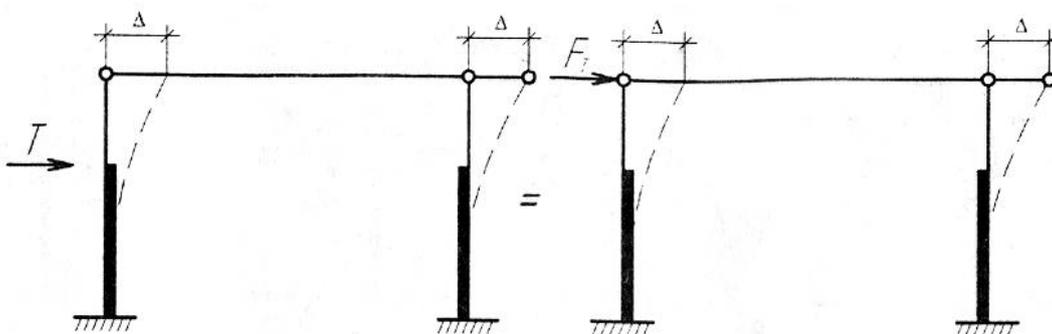


Рис. 12.27. Схема замены воздействия торможения кранов T сосредоточенной силой F_T в уровне ригеля

$$F_T = \frac{T}{2} \cdot \frac{\lambda_2}{\lambda_0}, \quad (12.68)$$

где $\lambda_2 = 2 - 3 \cdot \lambda + \lambda^3$.

Рассматриваемая рама легко рассчитывается вручную методом сил, как один раз статически неопределимая система. Для образования основной системы по методу сил следует разрезать ригель и ввести только одно неизвестное в виде продольной силы.

Обозначим через R_{\max} величину противодействия при воздействии на левую колонну M_{\max} ; соответственно, через R_{\min} при воздействии на правую колонну M_{\min} . R_T – величина противодействия от присутствия силы поперечного торможения. Значения противодействий определяются по формулам

$$R_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_{\max}}{H} \cdot \frac{(1 - \lambda^2) \cdot K_{ПП}}{\lambda_0}; \quad (12.69)$$

$$R_{\min} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_{\min}}{H} \cdot \frac{(1 - \lambda^2) \cdot K_{ПП}}{\lambda_0}; \quad (12.70)$$

$$R_T = \frac{1}{2} \cdot T \cdot \frac{\lambda^2 \cdot K_{ПП}}{\lambda_0}. \quad (12.71)$$

Раму следует рассчитывать при одновременном воздействии на нее M_{\max} на левой колонне, M_{\min} на правой колонне и соответствующих отпоров R_{\max} и R_{\min} . Такое положение крановой нагрузки на раму будем называть "груз слева". Соответственно, когда тележка с грузом располагается у правой колонны – "груз справа". При этом эпюра мо-

ментов при «грузе слева» будет зеркальным отображением эпюры моментов – "груз слева". Эпюры моментов показаны на рис. 12.27.

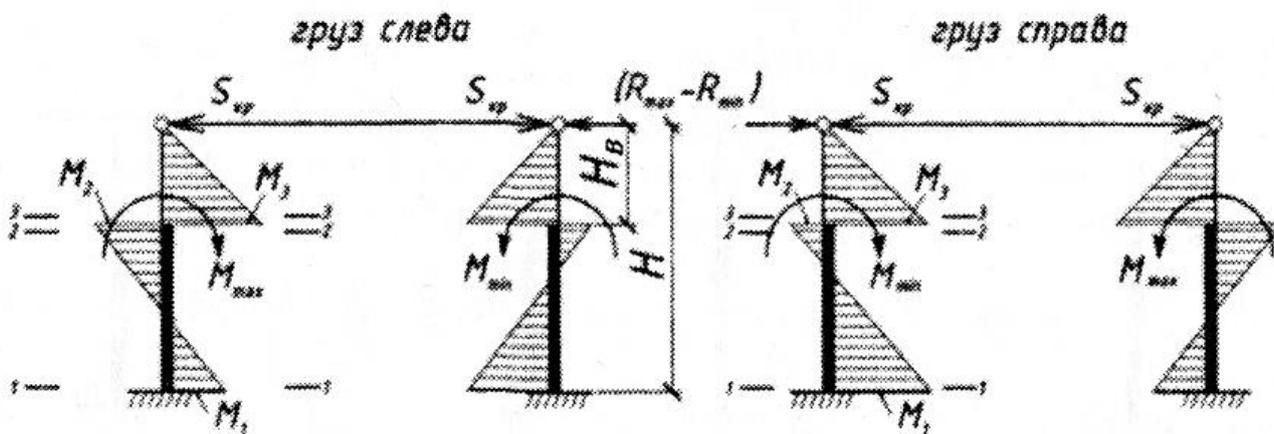


Рис. 12.27. Эпюры моментов от вертикального давления кранов

Продольное усилие в ригеле рамы, которое позволяет легко найти внутренние усилия в характерных сечениях стоек рамы, определяется по формуле

$$S_{кр} = \frac{3}{4} \cdot \frac{M_{\max}}{H} \cdot \frac{(1 - \lambda^2)}{\lambda_0} \cdot \left[(1 + K_{пр}) + \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \cdot (1 - K_{пр}) \right], \quad (12.72)$$

Так как рассматривается симметричная рама, внутренние усилия определяются только для левой стойки (колонны).

Ниже приведены формулы для определения внутренних усилий в характерных сечениях левой колонны при загрузении рамы вертикальным давлением кранов.

Груз слева:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= S_{кр} \cdot H - M_{\max} \\ M_2 &= S_{кр} \cdot \lambda \cdot H - M_{\max} \\ M_3 &= S_{кр} \cdot \lambda \cdot H \end{aligned} \right\}; \quad (12.73)$$

$$\left. \begin{aligned} N_1 = N_2 = -D_{\max} \\ N_3 = 0; Q_1 = -S_{KP} \end{aligned} \right\}, \quad (12.74)$$

здесь и далее поперечную силу определим только в сечении 1-1 для расчета решетки подкрановой части колонны.

Груз справа:

$$\left. \begin{aligned} M_1 = S_{KP} \cdot H - M_{\min} \\ M_2 = S_{KP} \cdot \lambda \cdot H - M_{\min} \\ M_3 = S_{KP} \cdot \lambda \cdot H \end{aligned} \right\}; \quad (12.75)$$

$$\left. \begin{aligned} N_1 = N_2 = -D_{\min} \\ N_3 = 0; Q_1 = -S_{KP} \end{aligned} \right\}, \quad (12.76)$$

Эпюры моментов от сил поперечного торможения кранов показаны на рис. 12.28.

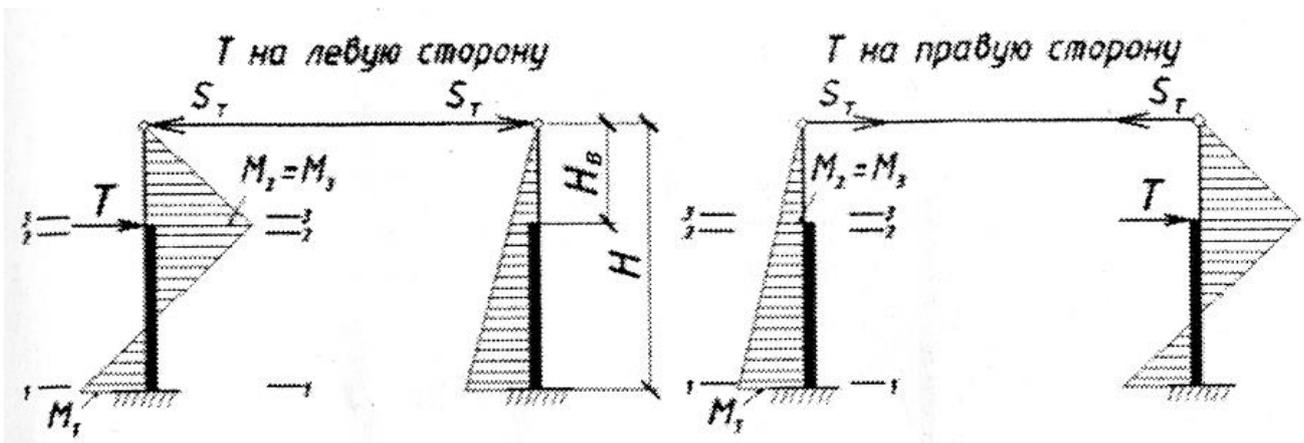


Рис. 12.28. Эпюры моментов от сил поперечного торможения кранов

Продольное усилие в ригеле рамы

$$S_T = \frac{1}{4} \cdot T \cdot \frac{\lambda^2}{\lambda_0} \cdot (1 + K_{\text{ИП}}); \quad (12.77)$$

Внутренние усилия в характерных сечениях левой колонны определяются по формулам:

T на левую колонну:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \pm [S_T - T \cdot (1 - \lambda)] \cdot H \\ M_2 &= M_3 = \pm S_T \cdot \lambda \cdot H \end{aligned} \right\}; \quad (12.78)$$

$$\left. \begin{aligned} N &= 0 \\ Q_1 &= \pm (T - S_T) \end{aligned} \right\}. \quad (12.79)$$

T на правую колонну:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \pm S_T \cdot H \\ M_2 &= M_3 = \pm S_T \cdot \lambda \cdot H \end{aligned} \right\}; \quad (12.80)$$

$$\left. \begin{aligned} N &= 0 \\ Q_1 &= \pm S_T \end{aligned} \right\}. \quad (12.81)$$

12.10. Усилия в колоннах от постоянной и снеговой нагрузок

Поскольку постоянная и снеговая нагрузки на ригель рамы прикладываются в виде равномерно распределенной (рис. 12.19.), эпюры изгибающих моментов от M_n и $M_{сн}$ будут подобны (рис. 12.29).

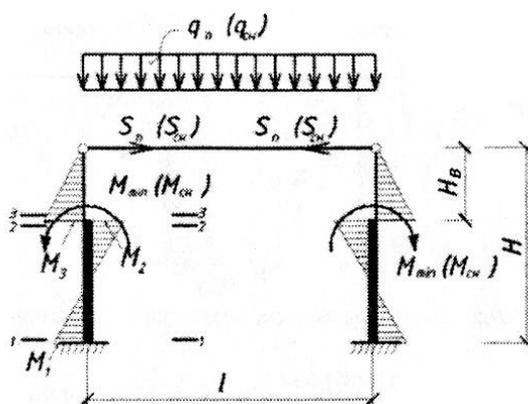


Рис. 12.29. Эпюра моментов от постоянной (снеговой) нагрузки

Продольное усилие в ригеле рамы

$$S_n(S_{CH}) = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_n(M_{CH})}{H} \cdot \frac{(1-\lambda^2)}{\lambda_0}. \quad (12.82)$$

Внутренние усилия в характерных сечениях левой колонны

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -S_n(S_{CH}) \cdot H + M_n(M_{CH}) \\ M_2 &= -S_n(S_{CH}) \cdot \lambda \cdot H + M_n(M_{CH}) \\ M_3 &= -S_n(S_{CH}) \cdot \lambda \cdot H \end{aligned} \right\}; \quad (12.83)$$

$$\left. \begin{aligned} N_3 = N_2 &= -\frac{q_n(q_{CH}) \cdot l}{2} - G_{KH}^e - G_2 \\ N_1 &= -N_2 - G_1 \end{aligned} \right\}; \quad (12.84)$$

$$Q_1 = S_n(S_{CH}) \quad (12.85)$$

Обозначения в формулах (12.84) – см. пояснения к рис. 12.18.

12.11. Усилия в колоннах от ветровой нагрузки

Эпюра изгибающих моментов от ветровой нагрузки показана на рис. 12.30. Продольное усилие в ригеле рамы

$$S_e = \frac{3}{16} \cdot q_e \cdot H \cdot \frac{\lambda_3}{\lambda_0} \cdot \left(1 - \frac{q'_e}{q_e}\right), \quad (12.86)$$

где $\lambda_3 = 1 - \lambda^4 + \frac{\lambda^4}{n}$.

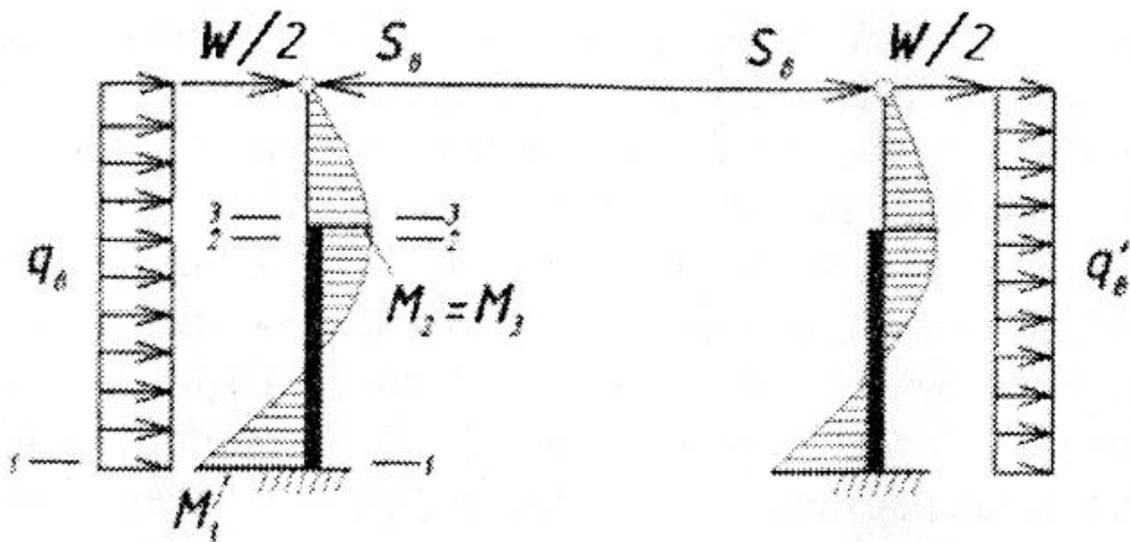


Рис. 12.30. Эпюра моментов от ветровой нагрузки (слева)

Внутренние усилия в характерных сечениях левой колонны –
ветер слева:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -S_e \cdot H - q_e \cdot \frac{H^2}{2} - \frac{W \cdot H}{2} \\ M_2 = M_3 &= \lambda \cdot H \cdot \left(S_e - q_e \cdot \frac{\lambda \cdot H}{2} - \frac{W}{2} \right) \end{aligned} \right\}; \quad (12.87)$$

$$\left. \begin{aligned} N &= 0 \\ Q_1 &= q_e \cdot H - S_e + \frac{W}{2} \end{aligned} \right\}; \quad (12.88)$$

ветер справа:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -S_e \cdot H + q'_e \cdot \frac{H^2}{2} + \frac{W \cdot H}{2} \\ M_2 = M_3 &= \lambda \cdot H \cdot \left(S_e + q'_e \cdot \frac{\lambda \cdot H}{2} + \frac{W}{2} \right) \end{aligned} \right\}; \quad (12.89)$$

$$\left. \begin{aligned} N &= 0 \\ Q_1 &= -q'_e \cdot H - S_e - \frac{W}{2} \end{aligned} \right\}. \quad (12.90)$$

12.12. Усилия в сечениях левой колонны

Результаты вычислений усилий в сечениях левой колонны рекомендуется свести в таблицу, форма которой приведена во второй главе для конкретной рамы и нагрузок. На основе этой таблицы составляется вторая таблица расчетных усилий в характерных сечениях левой колонны с учетом сочетания нагрузок.

В каждом характерном сечении определяют комбинацию нагрузок (реально возможную), которая дает наибольший положительный изгибающий момент и соответствующую этой комбинации продольную силу. При этом анализируют все возможные варианты загрузки с отвечающими им коэффициентами сочетаний. Затем определяют наибольший по модулю отрицательный момент при соответствующей продольной силе. Потом наибольшую продольную силу при соответствующих (положительном и отрицательном) изгибающих моментах. Для расчета анкерных болтов в сечении 1-1 составляют дополнительную комбинацию усилий, способных создать растяжение в анкерных болтах (обычно это сочетание постоянной и ветровой нагрузок). При этом постоянную нагрузку следует привести к нормативной и принять коэффициент $\gamma_f = 0,9$, так как постоянная нагрузка разгружает анкерные болты. Для расчета решетки подкрановой части колонны в сечении 1-1 следует составить комбинацию нагрузок, дающую максимальную (по модулю) поперечную силу.

При заполнении второй таблицы следует учитывать правила:

1. под одной временной нагрузкой понимают снеговую, или ветровую, или крановые (вертикальное давление и поперечное торможение в совокупности);

2. если учитывается кроме постоянной одна временная, то последняя принимается без снижения, т.е. с коэффициентом сочетания $\psi = 1,0$;

3. постоянная нагрузка во всех сочетаниях учитывается при $\psi = 1,0$, т.е. без снижения;

4. если учитывается постоянная и две и более временных, то последние принимаются с коэффициентом сочетаний $\psi = 0,9$;

5. если учитывается сила поперечного торможения, то обязательно должны учитываться силы вертикального давления кранов ($M_{\text{тах}}$ и M_{min});

6. действие силы поперечного торможения T на одну из колонн не связано с вертикальным давлением (M_{max}) для той же колонны;

7. если суммарный момент не набирается с соответствующим знаком, то в графе таблицы ставится прочерк.

Расчетные усилия в сечении 3-3 необходимы для подбора сечения надкрановой части колонны. Поскольку надкрановая часть колонны выполняется сплошного сечения, то для определения размеров этого сечения из таблицы расчетных усилий в сечении 3-3 выбирают наибольшее значение изгибающего момента по модулю и соответствующую величину продольной силы. Возможен случай, когда приходится выбирать из таблицы наибольшее значение продольной силы и соответствующий ей изгибающий момент. Следует заметить, что влияние изгибающего момента на величину сечения колонны существенно продольной силы. Если выбираемая пара внутренних усилий M и N не очевидна, то рекомендуется по одной паре M и N подобрать сечение и проверить его по второй паре.

По усилиям M и N в сечениях 1-3 и 2-2 подбирают сечения ветвей сквозной подкрановой части колонны. В этих сечениях выбирают две пары усилий M и N :

- наибольшее значение момента со знаком плюс и соответствующую продольную силу – для подбора сечения наружной ветви колонны;
- наибольшее значение момента со знаком минус и соответствующую продольную силу - для подбора сечения подкрановой ветви колонны.

Также из таблицы расчетных усилий в сечении 2-2 выбирается наибольшее значение по модулю продольной силы $N_{1,\max}$ и значение продольной силы N_2 в сечении 3-3 при том же сочетании нагрузок, что и для силы N_1 . Эти две продольные силы необходимы для определения расчетных длин частей колонн в плоскости рамы.

12.13. Расчетная длина колонн

Расчетные длины подкрановой и надкрановой частей колонны в плоскости рамы определяются по формулам:

$$l_{x,1} = \mu_1 \cdot l_1, \quad l_{x,2} = \mu_2 \cdot l_2, \quad (12.91)$$

где $l_1 = H - H_B$; $l_2 = H_B$;

μ_1 и μ_2 – коэффициенты расчетных длин участков колонны.

Коэффициент μ_1 , определяется в зависимости от параметров

$$n = \frac{J_2 \cdot l_1}{J_1 \cdot l_2} \quad \text{и} \quad \alpha = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{J_1}{J_2 \cdot \beta}}. \quad (12.92)$$

где $\beta = \frac{N_{1,\max}}{N_2}$.

Коэффициент μ_2 определяется по формуле

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} \leq 3,0. \quad (12.93)$$

Расчетные длины участков колонны из плоскости рамы принимают равными расстоянию между точками закрепления колонн от смещения вдоль здания, т.е. $\mu_{1,y} = \mu_{2,y} = 1,0$.

Расчетная длина подкрановой части колонны из плоскости рамы

$$l_{y,1} = H - H_B,$$

соответственно, надкрановой части

$$l_{y,2} = H_B - h_{n.б.},$$

где $h_{n.б.}$ – высота сечения подкрановой балки.

12.14. Подбор и проверка сечения надкрановой части колонны

Исходными данными для подбора сечения надкранового участка колонны являются:

$l_{x,2}$ – расчетная длина надкрановой части колонны в плоскости рамы;

$l_{y,2}$ – соответственно, из плоскости рамы;

h_e – высота сечения надкрановой части колонны;

$M_{расч}$ – расчетный изгибающий момент в сечении 3-3;

$N_{расч}$ – соответствующая расчетная продольная сила (в сечении 3-3);

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести для выбранной марки стали;

γ_c и γ_n – коэффициенты условия работы и надежности по назначению конструкции.

Для симметричного двутавра (рис. 12.31.) принимают приближенные значения радиуса инерции i_x и ядрового расстояния по формулам:

$$\left. \begin{aligned} i_x &\approx 0,42 \cdot h_g \\ \rho_x &\approx 0,35 \cdot h_g \end{aligned} \right\} \quad (12.94)$$

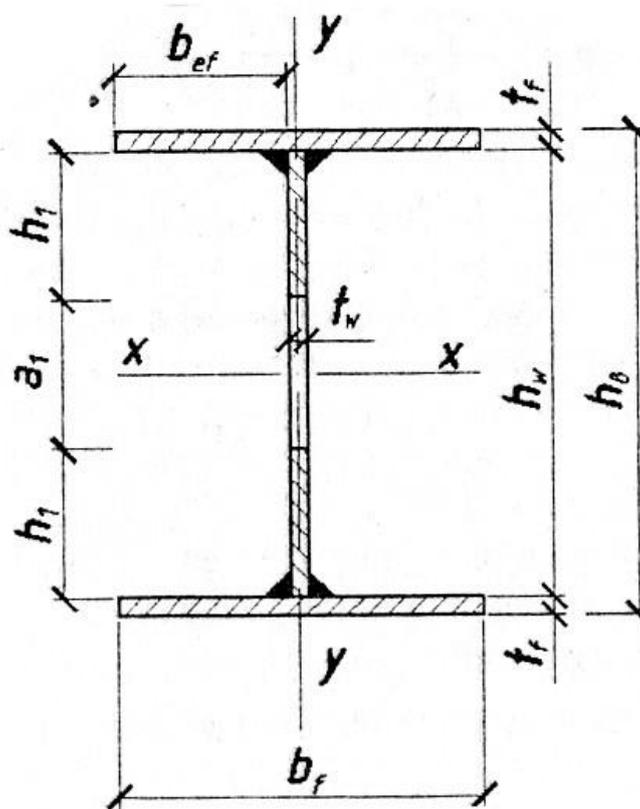


Рис. 12.31. Сечение надкрановой части колонны

Учитывая соотношение (12.94), можно определить условную гибкость

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{x,2}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \approx \frac{l_{x,2}}{0,42 \cdot h_g} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (12.95)$$

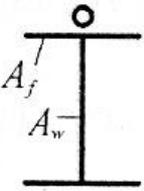
и относительный эксцентриситет

$$m_x = \frac{M_{расч}}{N_{расч} \cdot \rho_x} \approx \frac{M_{расч}}{N_{расч} \cdot 0,35 \cdot h_g} \quad (12.96)$$

По полученным значениям m_x и $\bar{\lambda}_x$, определяют табличное значение коэффициента влияния формы сечения η . Следует заметить, что в табл. 12.4. приведены значения коэффициента η только для симметричного двутавра при расположении эксцентриситета в плоскости стенки двутавра. Для других схем сечений значения коэффициента η следует определять по справочным таблицам.

Коэффициент η зависит также от отношения площадей полки A_f к стенке A_w . В первом приближении можно принять $A_f/A_w = 0,5$.

Таблица 12.4. Коэффициент влияния формы сечения η

Схема сечения	A_f/A_w	Значение η при		
		$0 \leq \bar{\lambda}_x \leq 5$		$\bar{\lambda}_x > 5$
		$0,1 \leq m_x \leq 5$	$5 < m_x \leq 20$	$0,1 \leq m_x \leq 20$
	0,25	$(1,45 - 0,05 \cdot m_x) - 0,01 \cdot (5,0 - m_x) \cdot \bar{\lambda}_x$	1,2	1,2
	0,5	$(1,75 - 0,1 \cdot m_x) - 0,02 \cdot (5,0 - m_x) \cdot \bar{\lambda}_x$	1,25	1,25
	$\geq 1,0$	$(1,90 - 0,1 \cdot m_x) - 0,02 \cdot (6,0 - m_x) \cdot \bar{\lambda}_x$	$1,4 - 0,02 \cdot \bar{\lambda}_x$	1,3

Зная значения приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta \cdot m_x$ и условной гибкости $\bar{\lambda}_x$, найдем табличное значение коэффициента φ_e , и требуемую площадь сечения

$$A_{mp} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot \quad (12.97)$$

По требуемой площади A_{mp} подбирают по сортаменту прокатный двутавр с параллельными гранями полок (типа Ш) или компонуют сечение из трех листов, что более выгодно по расходу стали.

Если не допускается местная потеря устойчивости стенки, то ее условная гибкость $\bar{\lambda}_x$ не должна превышать предельной $\bar{\lambda}_{uw}$, т.е.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{R_y / E} \leq \bar{\lambda}_{uw}, \quad (12.98)$$

где $h_{ef} = h_w$ – для сварных профилей;

$$\left. \begin{aligned} \bar{\lambda}_{uw} &= 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}_x^2 \text{ при } \bar{\lambda}_x < 2 \\ \bar{\lambda}_{uw} &= 1,2 + 0,35 \cdot \bar{\lambda}_x \text{ при } \bar{\lambda}_x \geq 2 \end{aligned} \right\} \quad (12.99)$$

Во всех случаях $\bar{\lambda}_x$ не должна превышать 3,1.

Толщина стенки из условий местной устойчивости получается достаточно большой. Поскольку переход стенки в критическое состояние (потеря местной устойчивости) еще не означает потерю несущей способности стержня, нормы допускают местную потерю устойчивости стенки, если принимать $\frac{h_w}{t_w} = 80 \dots 120$ ($t_w = 6; 8$ мм). В этом случае неустойчивую часть стенки h_1 (рис. 12.31.) исключают из работы и в расчетное сечение колонны включают два крайних участка стенки шириной по

$$h_1 \approx (0,4 \dots 0,5) \cdot t_w \cdot \bar{\lambda}_{uw} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \cdot \quad (12.100)$$

Исключение части стенки из расчетного сечения учитывается только при определении площади сечения A_{red} . Все прочие геометрические характеристики определяют для целого сечения.

Назначив толщину стенки t_w , определяют требуемую площадь сечения полки.

$$A_{f,mp} = \frac{A_{mp} - t_w \cdot h_w}{2}, \quad (12.101)$$

или с учетом ослабления стенки

$$A_{f,mp} = \frac{A_{mp} - 2 \cdot h_1 \cdot t_w}{2} \quad (12.102)$$

Для обеспечения устойчивости колонны из плоскости действия момента ширина полки b_f принимается не менее $\left(\frac{1}{20} \dots \frac{1}{30}\right) \cdot l_{y,2}$. Толщину полки t_f назначают с учетом условия местной устойчивости ее. Следует помнить, что потеря местной устойчивости полки не допускается, т.е. необходимо учитывать условие

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq \left[\frac{b_{ef}}{t_f} \right] = \left[0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}_x - 0,01 \cdot (1,5 + 0,7 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot m_x \right] \cdot \sqrt{E/R_y}. \quad (12.103)$$

Скомпоновав сечение колонны, проверяют ее на устойчивость в плоскости действия момента по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A(A_{red})} \leq \gamma_c \cdot \frac{R_y}{\gamma_n} \quad (12.104)$$

из плоскости действия момента по формуле

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq \gamma_c \cdot \frac{R_y}{\gamma_n}, \quad (12.105)$$

где c – коэффициент, определяемый по формулам:

при $\bar{m}_x \leq 5$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot \nu \cdot \bar{m}_x}, \quad (12.106)$$

где α, β, ν – коэффициенты, определяемые по табл. 12.5.

Таблица 12.5. Коэффициенты α, β, ν для двутаврового сечения

α при		β при		N
$\bar{m}_x \leq 1$	$1 < \bar{m}_x \leq 5$	$\lambda_y \leq \lambda_c$	$\lambda_y > \lambda_c$	
0,7	$0,65 + 0,05 \cdot \bar{m}_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$	$1 - \frac{\bar{\lambda}_y}{14} \cdot \left(2,12 - \frac{b_f}{h_e} \right)$

при $\bar{m}_x \geq 10$

$$c = \frac{1}{1 + \frac{\bar{m}_x \cdot \varphi_y}{\varphi_b}}, \quad (12.107)$$

где φ_b – коэффициент снижения расчетного сопротивления по пределу текучести про общей потере устойчивости балок; в данном случае можно принять $\varphi_b = 1,0$; при $5 < \bar{m}_x < 10$

$$c = c_5 \cdot (2 - 0,2 \cdot \bar{m}_x) + c_{10} \cdot (0,2 \cdot \bar{m}_x - 1) \quad (12.108)$$

где c_5 – определяется по формуле (1.106) при $\bar{m}_x = 5$; c_{10} определяется по формуле (13.107) при $\bar{m}_x = 10$.

Относительный эксцентриситет \bar{m}_x при определении коэффициента c вычисляется для расчетного момента, равного максимальной величине в пределах средней трети длины $l_{y,2}$, но не менее половины

на этом участке, т.е. $\bar{M}_{расч} = \frac{2}{3} \cdot M_{расч}$.

Обозначения, принятые в табл. 12.5.: $\varphi_c = \varphi_y$ при

$$\bar{\lambda}_y = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \lambda_c; \text{ при } \frac{h_f}{h_e} < 0,3 \text{ следует принимать } \frac{h_f}{h_e} = 0,3.$$

Если сечение колонны определяется ее устойчивостью из плоскости действия момента, т.е. $c \cdot \varphi_y < \varphi_e$, то предельная гибкость стенки, зависящая от величины α_κ , может быть повышена.

$$\alpha_\kappa = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad (12.109)$$

где $\sigma_1 = \frac{N}{A} + M_{расч} \cdot \frac{h_w}{2 \cdot J_x}$ – наибольшее сжимающее напряжение в стенке;

$\sigma_2 = \frac{N}{A} - M_{расч} \cdot \frac{h_w}{2 \cdot J_x}$ – соответствующее напряжение у противоположного края стенки.

При $\alpha_\kappa \leq 0,5$ предельная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется по формулам (13.99). При $\alpha_\kappa \geq 0,5$ $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется по формуле

$$\lambda_{uw} \leq \left[\frac{h_w}{t_w} \right] = 4,35 \cdot \sqrt{\frac{(2 \cdot \alpha_\kappa - 1) \cdot E}{\sigma_1 \cdot (2 - \alpha_\kappa + \sqrt{\alpha_\kappa^2 + 4\beta_\kappa^2})}} \leq 3,8 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (12.110)$$

где $\beta_\kappa = 1,4 \cdot (2 \cdot \alpha_\kappa - 1) \cdot \frac{\tau}{\sigma}$; $\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w}$ среднее касательное напряжение в сечении стенки.

При $0,5 < \alpha_k < 1,0$ $\bar{\lambda}_{uw}$ – по интерполяции между значениями $\bar{\lambda}_{uw}$ ($\alpha_k = 0,5$) и $\bar{\lambda}_{uw}$ ($\alpha_k = 1,0$). Если условие (12.110) соблюдается, то проверку устойчивости колонны из плоскости действия момента проводят по формуле (12.105) с учетом всей площади сечения. Если же условие (12.110) не выполняется, то в расчет вводится ослабленное сечение A_{zed} (пояса и два участка стенки шириной h_1).

После проверки подобранного сечения в случае необходимости (при перенапряжении или недонапряжении более 5 %) проводят корректировку сечения в ту или иную сторону за счет изменения одного из размеров полок (b_f или t_f).

Стенку колонны при $\left[\frac{h_w}{t_w} \right] \geq 3,8 \cdot \sqrt{E/R_y}$ нужно укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5 \dots 3,0) \cdot h_w$ друг от друга.

Для парного симметричного ребра ширину выступающей части b_h принимают не менее $\frac{h_w}{30} + 40$ мм; толщину ребра t_s – не менее $2 \cdot b_h \cdot \sqrt{R_y/E}$.

12.15. Подбор и проверка сечения подкрановой части колонны

Исходными данными для подбора сечения подкрановой части колонны являются:

$l_{x,1}$ – расчетная длина подкрановой части колонны, как единого стержня, в плоскости рамы;

$l_{y,1}$ – расчетная длина подкрановой части колонны (тоже одной ветви) из плоскости рамы;

h_H – высота сечения колонны (принятая при компоновке рамы);

M_1 – расчетный отрицательный изгибающий момент в сечении 2-2 или 3-3 (из таблицы расчетных усилий);

N_1 – соответствующая моменту M_1 продольная сила (из таблицы расчетных усилий);

M_2 и N_2 – то же для расчетного положительного момента (в сечении 2-2 или 3-3);

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести для выбранной марки стали;

γ_c и γ_n – коэффициенты условия работы и надежности по назначению конструкции.

Решетчатая (сквозная) колонна состоит из подкрановой и наружной ветвей, раскосной решетки с распорками (рис. 12.32).

Подкрановую ветвь колонны обычно конструируют из балочно-го прокатного двутавра с параллельными гранями, наружную ветвь - в виде сварного швеллера.

Величиной z_0 предварительно задаются: $z_0 = 3...5$ см.

Ориентировочное положение центра тяжести сечения (оси $x-x$) определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} \cdot h_0 \\ y_2 &= h_0 - y_1 \end{aligned} \right\}, \quad (12.111)$$

где $h_0 = h_H - z_0$.

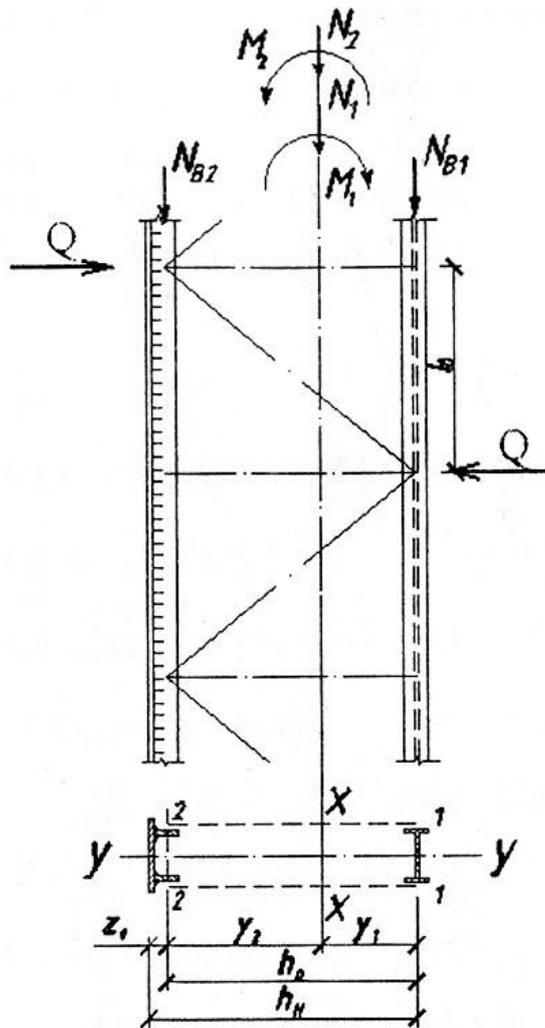


Рис. 12.32. К расчету подкрановой части колонны

Несущая способность решетчатой колонны может быть исчерпана в результате потери устойчивости какой-либо ветви (в плоскости или из плоскости рамы) или колонны в целом как единого сквозного стержня в плоскости рамы, поскольку расчетная длина подкрановой части колонны в плоскости рамы существенно больше ее геометрической длины.

Расчетные усилия в ветвях колонны определяются по формулам:
в подкрановой ветви

$$N_{B1} = N_1 \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0}, \quad (12.112)$$

в наружной ветви

$$N_{B2} = N_2 \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0}. \quad (12.113)$$

Требуемые площади сечения ветвей определяются по формулам:

$$A_{B1}^{mp} = \frac{N_{B1}}{(0,7...0,9) \cdot R_y \cdot \gamma_c} \text{ и } A_{B2}^{mp} = \frac{N_{B2}}{(0,7...0,9) \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (12.114)$$

Для подкрановой ветви по сортаменту подбирают балочный прокатный двутавр, у которого площадь сечения близка к значению A_{B1}^{mp} . Из сортамента следует выписать площадь сечения $A_э$, i_x , i_y (радиусы инерции для принятых осей $i_y = i_x$, $i_1 = i_y$); найти гибкость

$$\lambda_{y,B1} = \frac{l_{y,1}}{i_y},$$

коэффициент продольного изгиба ветви φ_y и проверить принятый двутавр на устойчивость из плоскости рамы по формуле

$$\sigma_1 = \frac{N_{B1}}{\varphi_y \cdot A_э} \leq \gamma_c \cdot \frac{R_y}{\gamma_n}. \quad (12.115)$$

При необходимости следует произвести корректировку сечения в ту или иную сторону и проверить по формуле (12.115) принятый двутавр. Далее приступают к компоновке сечения наружной ветви (рис. 13.33), исходя из A_{B2}^{mp} .

Ширина стенки ветви $h_{cm} = h_э + 20...30$ мм.

Толщину стенки t_{cm} рекомендуется принимать равной толщине полки t_f надкрановой части колонны. Размеры сечения стенки (t_{cm} и h_{cm}) становятся известными.

Требуемая площадь полки

$$A_n = \frac{A_{B2}^{mp} - t_{cm} \cdot h_{cm}}{2}. \quad (12.116)$$

Может оказаться, что величина A_n малая или вообще отрицательная (не требуются полки). В этом случае из конструктивных соображений принимают ширину полки $b_n = 100$ мм, толщину полки t_n не менее 10 мм.

Установив размеры листов сечения, вычисляют геометрические характеристики его: A_{B2} ; z_0^ϕ ; J_2 ; J_y ; i_2 ; i_y .

Проверяют устойчивость наружной ветви из плоскости рамы

$$\sigma_1 = \frac{N_{B2}}{\varphi_y \cdot A_{B2}} \leq \gamma_c \cdot \frac{R_y}{\gamma_n}. \quad (12.117)$$

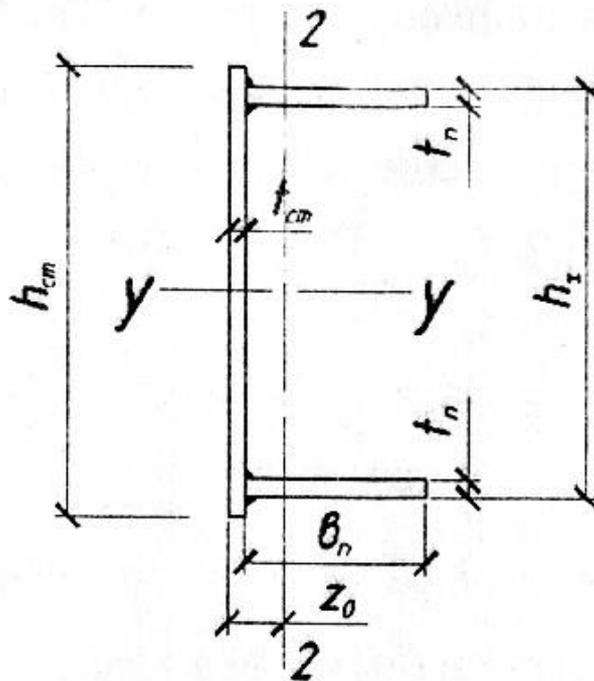


Рис. 12.33. Сечение наружной ветви колонны

Уточняют положение центра тяжести сечения

$$h_0^\phi = h_n - z_0^\phi; y_1^\phi = A_{B2} \frac{h_0^\phi}{A_{B1} + A_{B2}}; y_2^\phi = h_0^\phi - y_1, \text{ и усилия в ветвях:}$$

в подкрановой

$$N_{B1}^\phi = N_1 \cdot \frac{y_2^\phi}{h_0^\phi} + \frac{M_1}{h_0^\phi},$$

в наружной

$$N_{B2}^\phi = N_2 \cdot \frac{y_1^\phi}{h_0^\phi} + \frac{M_2}{h_0^\phi}.$$

Возможен случай, когда на этом этапе расчета усилие в подкрановой ветви увеличивается, т.е.

$$N_{B1}^\phi > N_{B1}.$$

Тогда следует проверить подкрановую ветвь на устойчивость из плоскости рамы. Если окажется перенапряжение, то необходимо изменить номер двутавра в сторону увеличения и принять желательно двутавр такой же, как прежней высоты сечения, но с увеличенной площадью, чтобы не менять сечение наружной ветви. В противном случае надо вновь рассчитать сечение наружной ветви.

Местная устойчивость полок и стенки обеспечиваются также, как и в центрально сжатых колоннах. Расстояние между узлами решетки определяют из условия равноустойчивости подкрановой ветви

в плоскости и из плоскости рамы, т. е. $\lambda_{x1} = \frac{l_e}{i_1} = \lambda_y$, отсюда $l_e = \lambda_y \cdot i_1$.

Для определения числа панелей решетки на подкрановой ветви надо из длины подкрановой части колонны $l_{y,1}$ вычесть размер по вертикали узла сопряжения надкрановой и подкрановой частей колонны,

называемого траверсой, $h_{mp} = (0,5...0,8) \cdot h_H$, и 100 мм снизу от опорной плиты. Размер $l_n = l_{y,1} - h_{mp} - 100$ мм следует поделить на расстояние между узлами решетки l_ϕ , получая требуемое число панелей, которое надо округлить в меньшую сторону до целого числа (можно до 0,5).

Теоретическое число панелей

$$n = \frac{l_n}{l_\phi}. \quad (12.118)$$

Расстояние между узлами решетки уменьшится и станет равным

$$l_\phi^\phi = \frac{l_n}{n_n^\phi}. \quad (12.119)$$

Следует проверить гибкость наружной ветви в плоскости рамы относительно оси 2-2:

$$\lambda_2 = l_\phi^\phi / i_2 \leq \lambda_{y,B2}. \quad (12.120)$$

Раскосы решетки рассчитывают на поперечную силу, равную большей из двух величин: фактической или условной Q_{fic} .

Усилие в раскосе

$$N_d = \frac{Q_{\max}}{2 \cdot \sin \alpha}, \quad (12.121)$$

где α – угол между осями ветви и раскоса.

Раскосы рассчитывают как центрально сжатые, несмотря на эксцентричность продольного усилия в одиночном уголке

$$\sigma_d = \frac{N_d}{\varphi_{\min} \cdot A_d} \leq \gamma_c \cdot R_y, \quad (12.122)$$

где φ_{\min} определяется по максимальной гибкости уголка (по минимальному радиусу инерции уголка); $\gamma_c = 0,75$.

Проверка устойчивости подкрановой части колонны в плоскости рамы как единого стержня осуществляется по формуле (1.104), но коэффициент φ_e определяют в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{R_y/E}$ и относительного эксцентриситета

$$m_x = \frac{M \cdot A \cdot (y_2 + z_0)}{N \cdot J_x}, \quad (12.123)$$

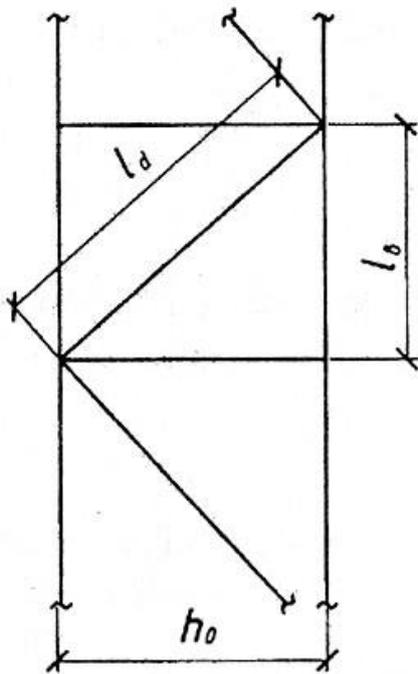
где $A = A_{B1} + A_{B2}$;

$$J_x = A_{B1} \cdot y_1^2 + A_{B2} \cdot y_2^2;$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \cdot \frac{A}{2 \cdot A_d}}; \quad (12.124)$$

$$\alpha = 10 \cdot \frac{l_d^3}{h_0^2 \cdot l_g};$$

l_d, h_0, l_g – см. рис. 12.34.



Проверяется на устойчивость подкрановая часть, как единый стержень для двух комбинаций усилий:

- для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь;
- то же наружную ветвь.

Рис. 12.34. К определению коэффициента α

Проверяется соотношение моментов инерции подкрановой и надкрановой частей колонны, сравнивая с заданным соотношением.

12.6. Конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

Подкрановая часть колонны соединяется с надкрановой через траверсу, состоящую из стенки и двух горизонтальных ребер жесткости. Траверса воспринимает усилия от надкрановой части колонны и давления подкрановых балок D_{\max} . Нижний конец надкрановой части соединяется с траверсой монтажными сварными швами ($m1$ и $m2$, рис. 12.35), которые подлежат расчету.

Монтажный стыковой шов $m1$ располагается в пределах сечения наружной полки и стенки надкрановой части колонны. Внутренняя полка надкрановой части с помощью угловых швов $m2$ соединяется через листовую накладку со стенкой траверсы. В целях упрощения расчетной схемы сопряжения стыковой шов $m1$ можно считать и под внутренней полкой надкрановой части, условно заменяя угловые швы $m2$ стыковыми. В запас прочности предполагаем, что продольное усилие N' в сечении 3-3 при расчете шва $m1$ передается только через полки надкрановой части колонны, а соответствующий положительный момент – через все сечение. При этом напряжения в стыковом шве $m1$ определяются от продольного усилия N' расчетной площадью сечения шва данной полки A_f' , от изгибающего момента M^+ – моментом сопротивления сечения надкрановой части колонны $W'_{x,\beta}$. При вычислении площади шва A_f' и момента сопротивления $W'_{x,\beta}$ следует

учесть непровары в полках (ширина полки b_f уменьшается на $2 \cdot t_f$), т.е.

$$W'_{x,6} = \frac{2}{h_6} \cdot \left[t_w \cdot \frac{h_{ef}^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot (b_f - 2 \cdot t_f) \cdot \left(\frac{h_6}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right] \quad (12.125')$$

Прочность стыкового шва $ш1$ проверяется в крайней левой точке сечения надкрановой части для принятой конструкции монтажного стыка с накладкой (рис. 13.35)

$$\sigma_w = \frac{N'_{II}}{A'_f} + \frac{M^+}{W'_{x,6}} \leq \frac{R_{wy}}{\gamma_n}, \quad (12.125)$$

где N'_n и M^+ – усилия в сечении 3-3; $N'_{II} = N'/2$.

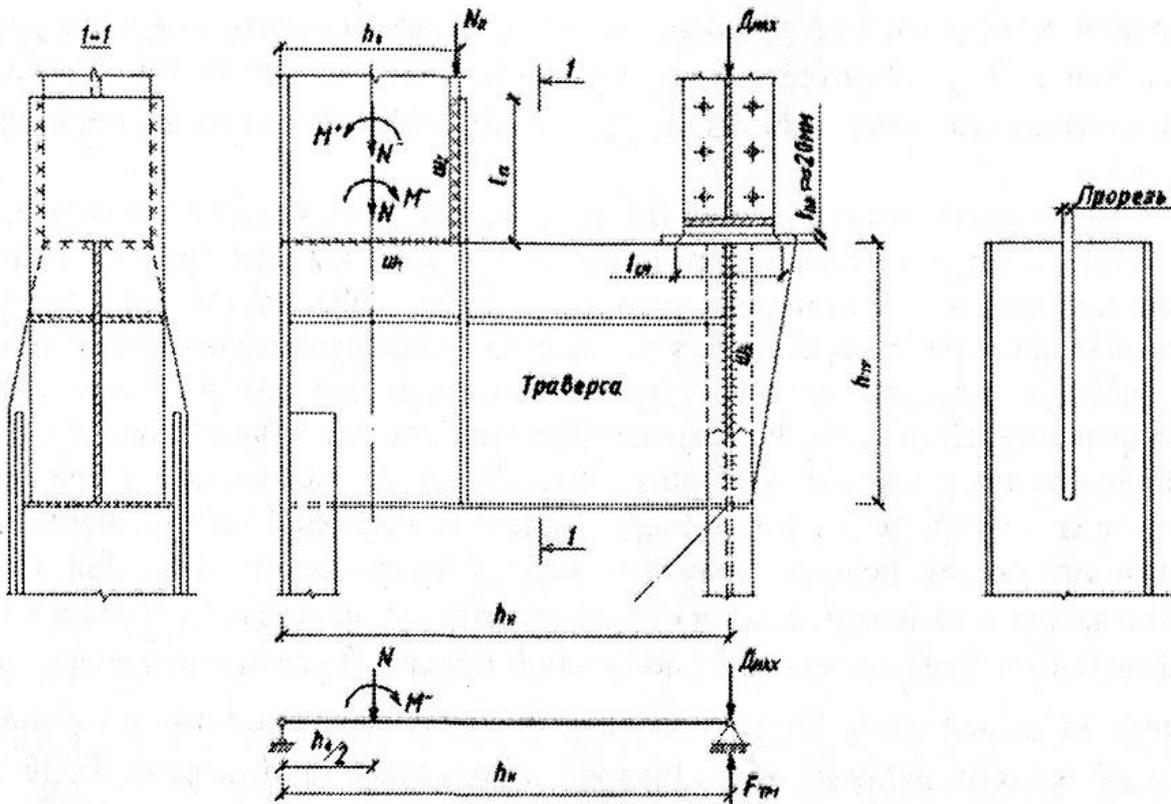


Рис. 12.35. К расчету узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

Если прочность шва $m1$ недостаточна, то усиливают шов с помощью листовой накладки на внешнюю поверхность полок колонны. При расчете монтажного углового шва $m1$ допустимо считать в запас прочности, что усилия N и M (сечение 3-3) передаются только через полки надкрановой части колонны. Тогда на швы $m2$ приходится сила

$$N_{II} = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_g}. \quad (12.126)$$

Длина нахлестки вертикального ребра траверсы l_{f2} определяется величиной силы N_{II} по формуле

$$l_{f2} = \frac{N_{II}}{2 \cdot \beta_f(\beta_z) \cdot K_f \cdot R_{wf} \cdot (R_{wz}) \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (12.127)$$

где β_f и β_z – соответственно, коэффициенты проплавления по металлу шва и по металлу границы сплавления; R_{wf} – расчетное сопротивление углового шва по металлу шва; R_{wz} – то же по металлу границы сплавления.

Усилие от кранов D_{max} через плиту толщиной $t_{nl} = 20 \dots 25$ мм передается на стенку траверсы. При передаче усилия через фрезерованную поверхность стенка траверсы (верхняя грань ее) работает на смятие. Из этого условия можно определить толщину траверсы t_{TP} зная ширину сжимаемого участка траверсы $l_{cm} = b_p + 2 \cdot t_{nl}$ (b_p – ширина сечения опорного ребра жесткости подкрановой балки)

$$t_{TP} = \frac{D_{max}}{l_{cm} \cdot R_p \cdot \gamma_c}, \quad (12.128)$$

где R_p – расчетное сопротивление стали торцевому смятию.

Траверса работает как балка-стенка (короткая балка) двутаврового сечения, нагруженная N , M^- и D_{\max} , с пролетом, равным ширине сечения подкрановой части колонны h_H . Наибольшая опорная реакция траверсы на подкрановой ветви колонны (M^- и N – в сечении 3-3)

$$F_{TP1} = |N| \cdot \frac{h_g}{2 \cdot h_H} + \frac{|M^-|}{h_H} + \psi \cdot D_{\max}, \quad (12.129)$$

где ψ – коэффициент, учитывающий две и более временные нагрузки в сочетании.

Величина опорной реакции F_{TP1} определяет высоту траверсы h_{TP}

$$h_{TP} = \frac{F_{TP1} \cdot \gamma_n}{2 \cdot t_{TP} \cdot R_s} + 1 \text{ см} \geq 0,5 \cdot h_H, \quad (12.130)$$

где $R_s = 0,58 \cdot R_y$ – расчетное сопротивление срезу фасонного проката;

Сварные швы ($ш3$) крепления стенки траверсы к стенке подкрановой ветви следует проверить на усилие, определяемое по формуле (12.129)

$$\tau_f(\tau_z) = \frac{F_{TP1}}{4 \cdot K_f \cdot \beta_f \cdot (\beta_z) \cdot (h_{TP} - 1 \text{ см})} \leq R_{wf} \cdot (R_{wz}) \cdot \gamma_f \cdot (\gamma_z). \quad (12.131)$$

Сечение стенки траверсы необходимо проверить на срез в месте опирания ее на стенку подкрановой ветви колонны на максимальную поперечную силу, определяемую по формуле

$$Q_{TP, \max} = |N| \cdot \frac{h_g}{2 \cdot h_H} - \frac{|M^-|}{h_H} + \frac{\psi \cdot K \cdot D_{\max}}{2}, \quad (12.132)$$

где $K = 1,2$ – коэффициент, учитывающий неравномерную передачу

усилия D_{\max} .

$$\tau_{TP} = \frac{Q_{TP, \max}}{t_{TP} \cdot h_{TP}} \leq \frac{R_s}{\gamma_n}. \quad (12.133)$$

Если условие (12.133) не выполняется, то необходимо увеличить высоту траверсы или сделать более толстую вставку в стенке подкрановой ветви колонны.

12.7. Конструирование базы колонны

Под сквозные колонны при высоте сечения более 1 м устраивают, как правило, отдельные базы (под каждую ветвь – своя база) (рис. 12.36). Поскольку ветви сквозной колонны работают на продольные осевые силы, их базы рассчитывают и конструируют как базы центрально сжатых колонн. Центр плиты базы должен быть совмещен с центром тяжести сечения ветви, иначе появляется дополнительный момент в ветви, на который она не рассчитана.

Для расчета элементов базы из сводной таблицы расчетных усилий в сечении 1-1 выбирают расчетные комбинации усилий для наружной ветви расположения траверс относительно центра положительный момент и соответствующую продольную силу M^+ и N ; для подкрановой ветви – отрицательный момент и соответствующую ему продольную силу M^- и N . Усилия в ветвях колонны N_{B1} и N_{B2} для сечения 1-1 определяются по формулам (12.112) и (12.113).

Рассмотрим расчет базы наружной ветви (рис. 12.36).

Требуемая площадь плиты

$$A_{пл. TP} = \frac{N_{B2}}{\psi \cdot R_{e, loc}}, \quad (12.134)$$

где ψ – коэффициент, зависящий от характера распределения напряжений под плитой. При равномерном распределении напряжений под плитой (при центральном сжатии) $\psi = 1,0$;

$R_{e,loc} = \alpha \cdot K \cdot R_e$ – расчетное сопротивление бетона смятию;

$\alpha = 1,0$ – для бетонов класса прочности В25 и ниже;

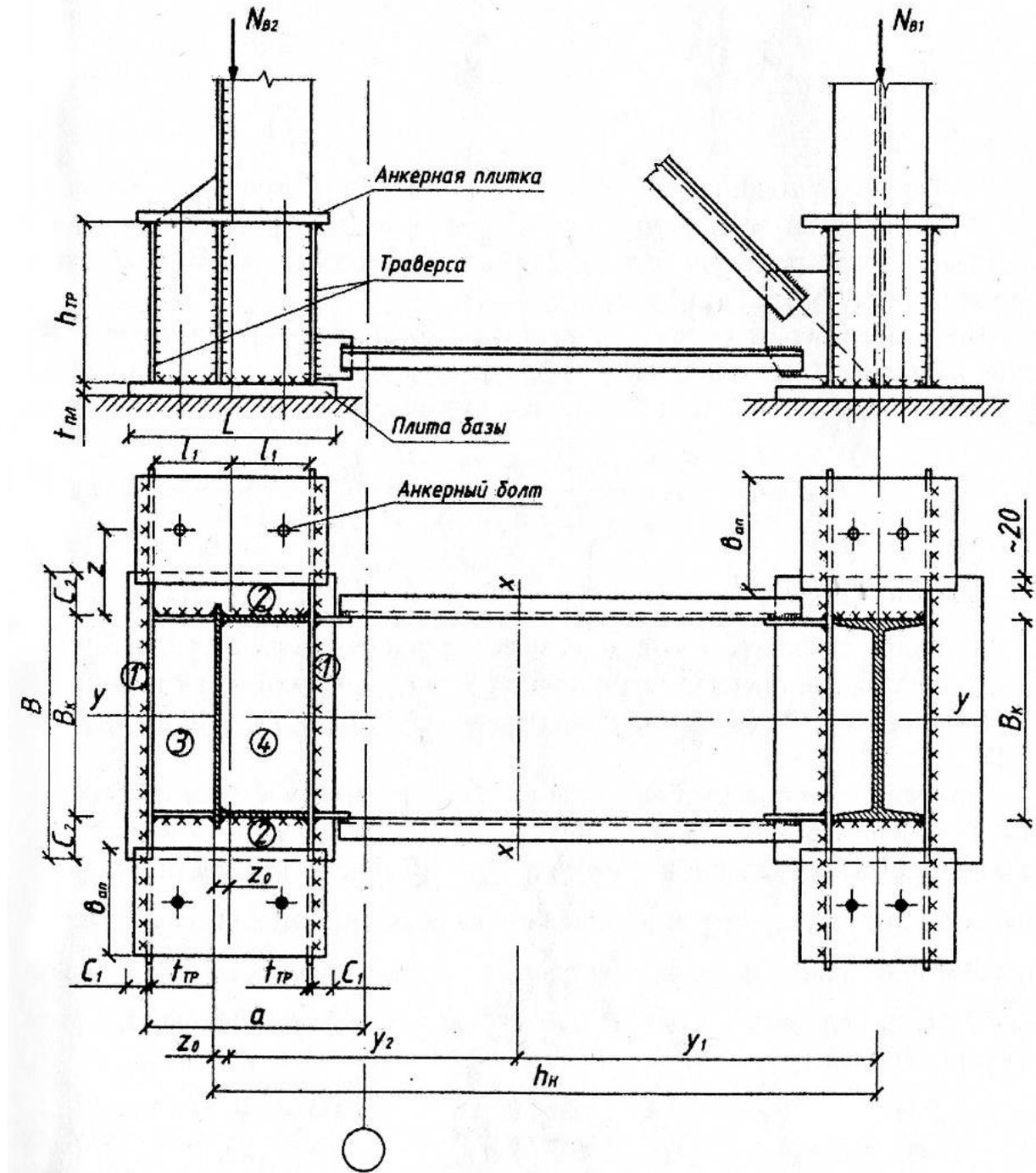


Рис. 12.36. Раздельная база сквозной колонны

$$K = \sqrt[3]{A_{\phi} / A_{пл}} ;$$

A_{ϕ} – площадь обреза фундамента под плитой;

$R_{с}$ – расчетное сопротивление бетона сжатию.

Поскольку площадь плиты на этой стадии расчета неизвестна, то коэффициентом K следует задаться:

$K \leq 2,5$ – для бетонов класса прочности выше В7,5;

$K \leq 1,5$ – для бетонов класса прочности В3,5; В5; В7,5.

По конструктивным соображениям свес плиты C_2 должен быть не менее 40 мм. Тогда ширина плиты

$$B \geq B_{к} + 2 \cdot C_2, \quad (12.135)$$

где $B_{к}$ – ширина сечения ветви колонны. Назначив ширину плиты B , находим требуемую длину плиты

$$L_{тр} \geq \frac{A_{пл.тр}}{B}, \quad (12.136)$$

величину которой следует уточнить по конструктивным соображениям (из условия размещения на плите элементов базы). Фактическое значение размеров плиты в плане будет отличаться от требуемых теоретически. При этом среднее напряжение под плитой

$$\sigma_{\phi} = \frac{N_{B2}}{A_{пл,\phi}}, \quad (12.137)$$

где $A_{пл,\phi} = B_{\phi} \cdot L_{\phi}$.

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести сечения ветви расстояние между траверсами в свету

$$l_{mp} = 2 \cdot (\epsilon_n + t_w - z_0), \quad (12.138)$$

где ϵ_{II} , t_w – см. рис. 12.33.

Свес плиты в плоскости рамы

$$C_1 = \frac{L_\phi - l_{TP} - 2 \cdot t_{TP}}{2}, \quad (12.139)$$

где $t_{TP} = 10 \dots 14$ мм – толщина траверсы, которой надо задаться.

Определив размеры участков плиты в плане, вычисляют на каждом участке изгибающие моменты. По наибольшему изгибающему моменту определяют требуемую толщину плиты

$$t_{пл,TP} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max} \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c}}, \quad (12.140)$$

где $\gamma_c = 1,2$.

К требуемой толщине плиты добавляют 2 мм на строжку, если плита устанавливается на фундамент отдельно от колонны (при безвыверочном монтаже). Плиту рекомендуется принимать из стали марки ВСтЗкп2 толщиной в пределах от 20 до 40 мм.

Высота траверсы определяется по длине шва крепления траверсы к ветви колонны. В запас прочности все усилие в ветви передается на траверсу через четыре угловых шва. Требуемая длина шва при заданном катете K_f

$$l_{f,TP} = \frac{N_{B2} \cdot \gamma_n}{4 \cdot K_f \cdot \beta_f \cdot (\beta_z) \cdot R_{wf} \cdot (R_{wz}) \cdot \gamma_{wf} \cdot (\gamma_{wz}) \cdot \gamma_c}. \quad (12.141)$$

Высота траверсы $h_{mp} = l_{f,mp} + 1 \dots 5$ см и не более $85 \cdot \beta_f \cdot k_f$.

Толщину траверсы находим из условия работы ее на изгиб, как двухконсольной балки, опертой шарнирно на полки наружной ветви колонны и на ребра жесткости, являющиеся продолжением полок на базе ветви (рис. 12.37).

Нагрузкой на траверсу является в рассматриваемом случае отпор фундамента, передающийся через плиту базы в виде условно принимаемой равномерно распределенной нагрузки q_{TP} . В действительности напряжения под плитой σ_ϕ неравномерные, определяемые по схеме – плита на упругом основании. В целях упрощения расчетов принимают σ_ϕ равномерно распределенными по подошве базы (плиты базы). Ошибка при этом не существенная.

$$\sigma_\phi = \frac{N_{B2}}{B \cdot L}. \quad (12.142)$$

Интенсивность нагрузки на траверсу

$$q_{TP} = \sigma_\phi \cdot (l_1 + t_{TP} + C_1), \quad (12.143)$$

толщину траверсы можно предварительно принять $t_{TP} = 10 \dots 14$ мм.

Максимальный момент в среднем сечении траверсы

$$t_{TP} \geq \frac{6 \cdot M_{\max}}{h_{TP}^2 \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (12.145)$$

Швы, прикрепляющие ветви траверсы к опорной плите, рассчитывают на полное усилие, действующее в ветви, если база обычная (без фрезерования торца ветви). Для баз с фрезерованным торцом ветви и верхней плоскости плиты эти швы не рассчитывают, а принимают конструктивно минимальной высоты в зависимости от тол-

щины плиты. Сварные швы, прикрепляющие траверсу к ветви колонны, должны быть проверены на другое сочетание нагрузок в сечении 1-1, определяющее расчетное усилие в анкерных болтах.

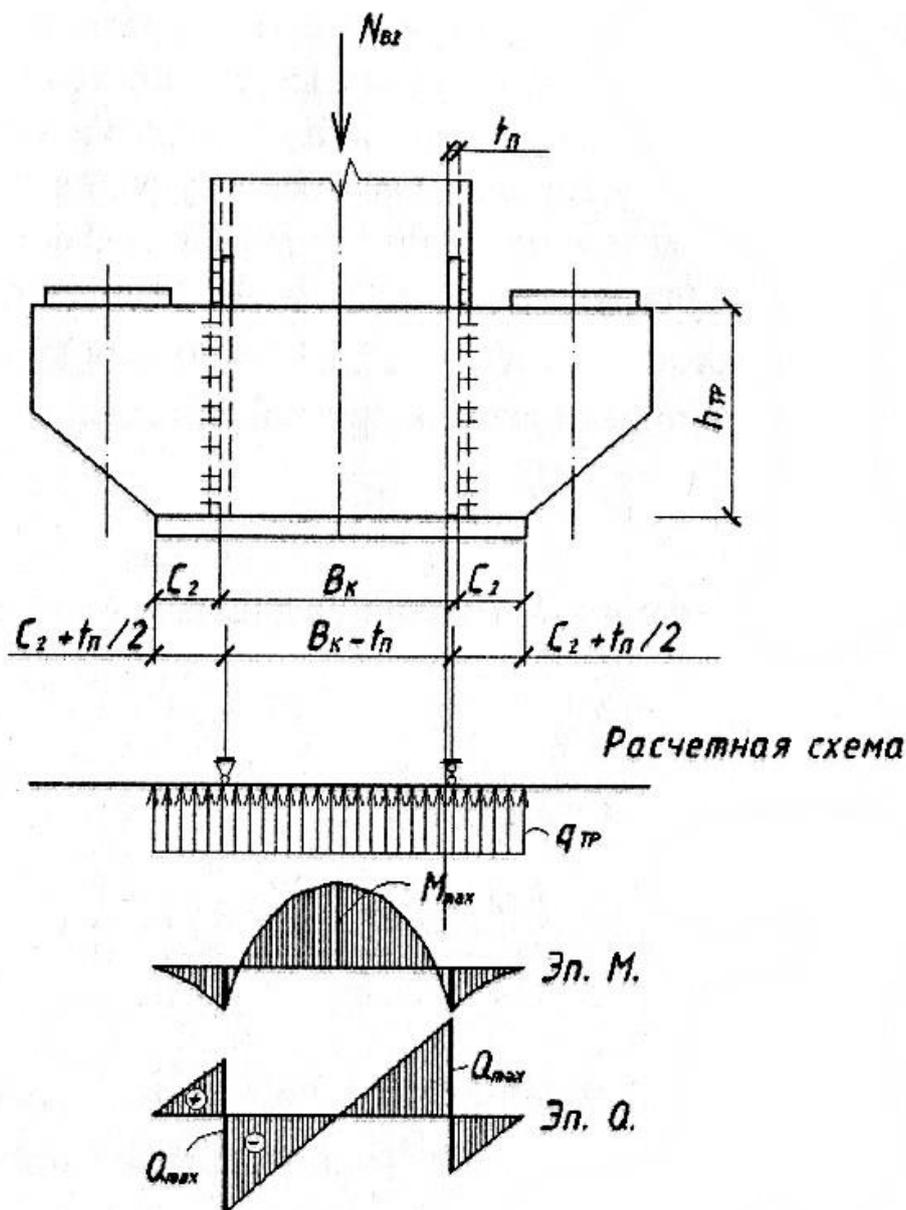


Рис. 12.37. К расчету траверсы на изгиб

Расчет анкерных болтов производится на сочетание нагрузок, дающее минимальное значение продольной силы в ветви и соответствующий изгибающий момент. В это сочетание нагрузок входят постоянная и ветровая нагрузки. Причем усилия M и N от постоянной

нагрузки учитывают с коэффициентом 0,8, так как постоянная нагрузка улучшает условия работы анкерных болтов. Для этого необходимо перейти к нормативным нагрузкам, поделив расчетную нагрузку на среднее значение коэффициента надежности для постоянных нагрузок ($\gamma_{f,cr} = W$) и приняв новый коэффициент надежности для постоянных нагрузок, равной 0,9, т.е.

$$\frac{0,9}{1,1} \approx 0,8.$$

Расчетные усилия в сечении 1-1 колонны для наружной ветви:

$$N_{\min}, M_{\text{соотв}}^{-}.$$

Усилие в анкерных болтах (рис. 13.38):

$$2 \cdot F_a = N_{B2}^2 = \frac{(M_{\text{соотв}}^{-} - N_{\min} \cdot y_1)}{h_0}. \quad (12.146)$$

Если по формуле (12.146) величина F_a получается отрицательной или малой, то анкерные болты принимают конструктивно, два болта на базу диаметром 20 мм.

Требуемая площадь сечения болтов

$$A_{\sigma,mp} = \frac{F_a \cdot \gamma_n}{R_{\sigma,a}}, \quad (12.147)$$

где $R_{\sigma,a}$ – расчетное сопротивление анкерного болта растяжению.

По требуемому сечению болтов, принимая четное количество болтов для одной базы, определяют требуемый диаметр (табл. 12.6).

Сварные швы $ш_{TP}$, прикрепляющие ветви траверсы к ветви колонны, следует проверить на усилие F_a и момент от него

$$M_Z = 1,1 \cdot F_a \cdot Z, \quad (12.148)$$

где 1,1 – коэффициент, учитывающий случайный эксцентриситет продольной силы ветви колонны N_{B2}^{σ} ;

$$z = C_2 + b_{an} / 2 - (2 \dots 3) \text{ см}, \quad (12.149)$$

где $b_{an} = (0,5 \dots 0,7) \cdot 2 \cdot l_1$ – ширина анкерной плитки.

Таблица 12.6. Расчетные сопротивления анкерных болтов

Диаметр болта, мм	Расчетное сопротивление, МПа, болтов из стали марки		
	ВСтЗкп2	09Г2С	10Г2С1
12...20	145	185	190
21...32	145	185	190
33...60	145	180	180
61...80	145	175	170

Напряжения в швах $ш_{TP}$:

от силы F_a

$$\left. \begin{aligned} \tau_F &= \frac{1,1 \cdot F_a}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot (h_{TP} - 1 \text{ см})} \\ \tau_M &= \frac{6 \cdot M_Z}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot (h_{TP} - 1 \text{ см})} \end{aligned} \right\} \quad (12.150)$$

от момента M_z

результатирующее напряжение по металлу шва

$$\tau_f = \sqrt{\tau_F^2 + \tau_M^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c. \quad (12.152)$$

Аналогичные формулы можно записать и для проверки швов $ш_2$

по металлу границы сплавления. Если условие (12.152) не удовлетворяется, то следует увеличить высоту траверсы h_{TP} или катет шва K_f ($K_f \leq 1,2 \cdot t_{TP}$). Усилие от анкерных болтов изгибают траверсу, как двухконсольную балку (рис. 12.38). Поэтому траверсу рекомендуется проверить на изгиб от M_z и на срез на опоре от Q .

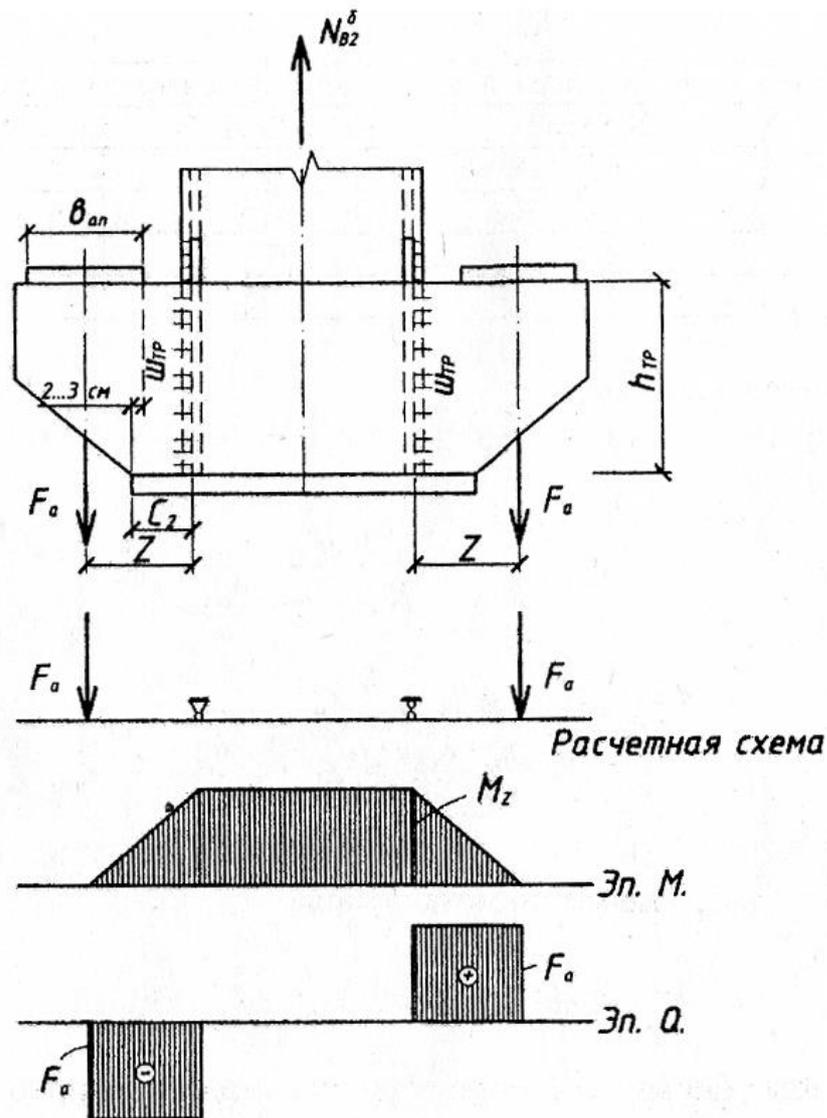


Рис. 12.38. К расчету траверсы на усилия от анкерных болтов

Прочность траверсы на изгиб

$$\sigma = \frac{6 \cdot M_z}{2 \cdot t_{TP} \cdot h_{TP}^2} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (12.153)$$

на срез

$$\tau = \frac{1,5 \cdot 1,1 \cdot F_a}{2 \cdot t_{TP} \cdot h_{TP}} \leq R_s \cdot \gamma_c. \quad (12.154)$$

Несоблюдение одного из условий (12.153) или (12.154) влечет за собой увеличение размеров сечения ветвей траверсы.

Прочность траверсы на изгиб

$$\sigma = \frac{6 \cdot M_z}{2 \cdot t_{TP} \cdot h_{TP}^2} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (12.153)$$

на срез

$$\tau = \frac{1,5 \cdot 1,1 \cdot F_a}{2 \cdot t_{TP} \cdot h_{TP}} \leq R_s \cdot \gamma_c. \quad (12.154)$$

Несоблюдение одного из условий (12.153) или (12.154) влечет за собой увеличение размеров сечения ветвей траверсы.

Рассмотрим расчет анкерной плитки. Плитка работает на изгиб, как свободно лежащая на ветвях траверсы балка, нагруженная сосредоточенными силами от анкерных болтов F_δ (рис. 12.39).

Расчетный пролет анкерной плитки

$$l_{an} = 2 \cdot l_1 + t_{TP}, \quad (12.155)$$

Усилие на плитку от одного болта

$$F_\delta = \frac{F_a}{n_0^\delta}, \quad (12.156)$$

где n_0^δ - число болтов с одной стороны базы ветви колонны.

Длину анкерной плитки можно принять равной

$$L_{an} = l_{an} + (5..6) \text{ см} \quad (12.157)$$

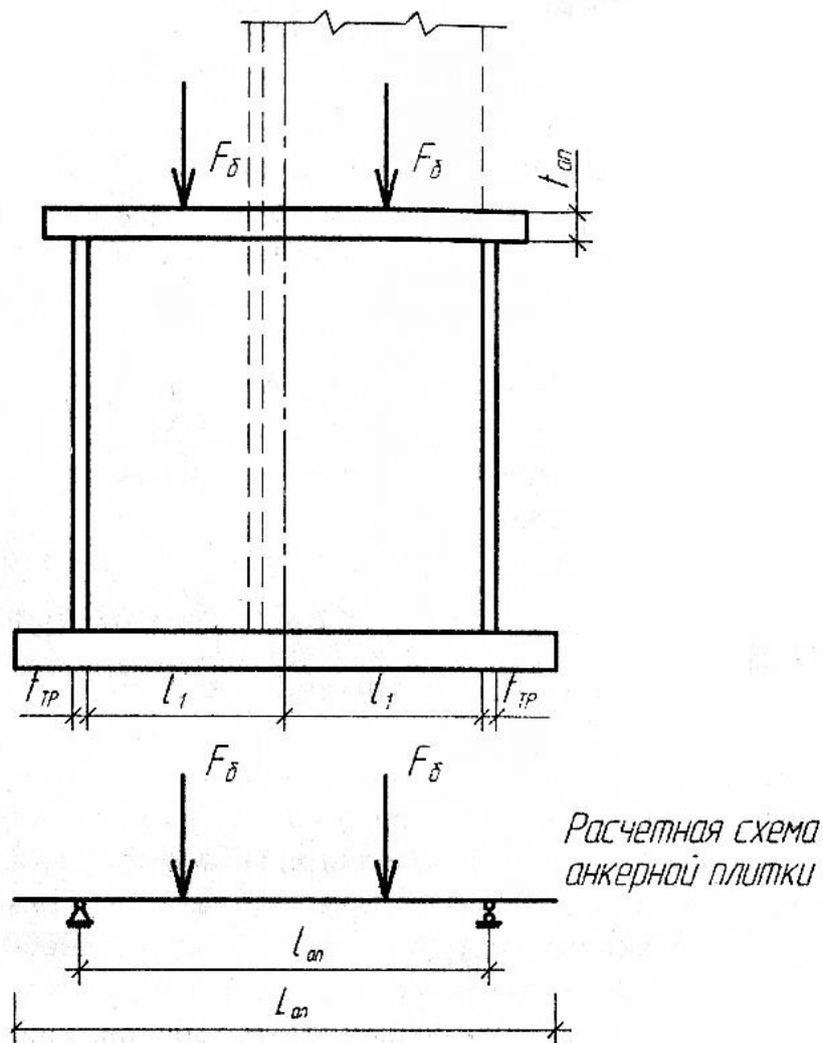


Рис. 12.39. К расчету анкерной плитки

Ширина анкерной плитки с учетом ослаблений отверстием

$$b_{an}^n = b_{an} - n_0^{\delta} \cdot d_{отв} . \quad (12.158)$$

Требуемую толщину плиты определяем из условия ее прочности на изгиб

$$t_{an} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{an}}{b_{an}^n \cdot R_y \cdot \gamma_c}} \geq 30 \text{ мм} \quad (12.159)$$

где M_{an} – расчетный изгибающий момент в сечении анкерной плиты.

ПРИЛОЖЕНИЯ

1п. Основные понятия, принятые в дисциплине

Здание – результат строительства, представляющий собой объемную строительную систему, имеющую надземную и подземную части; включающую в себя помещения, системы инженерно-технического обеспечения и предназначенную для проживания или деятельности людей, для размещения производства, хранения продукции или содержания животных.

Сооружение – результат строительства, представляющий собой объемную, плоскостную или линейную строительную систему, имеющую наземную, надземную и подземную части, состоящую из несущих и ограждающих строительных конструкций и предназначенную для выполнения производственных процессов, хранения продукции, временного пребывания людей, а также перемещения людей и грузов.

Строительная конструкция – часть здания или сооружения, выполняющая определенные несущие, ограждающие и эстетические функции.

Основание здания, сооружения или строительной конструкции (постройки) – это массив грунта, воспринимающий нагрузки и воздействия от постройки и передающий на постройку воздействия от процессов природного и техногенного характера.

Помещение – часть объема здания или сооружения, имеющая определенное назначение и ограниченная строительными конструкциями.

Помещение с постоянным пребыванием людей – помещение, в котором предусмотрено пребывание людей непрерывно в течение более двух часов.

Микроклимат помещения – климатические условия внутренней среды помещения, которые определяются действующими на организм человека сочетаниями температуры, влажности и скорости движения воздуха.

Нагрузка – механическая сила, прилагаемая к строительным конструкциям и основанию здания или сооружения и определяющая их напряженно-деформированное состояние.

Нормальные условия эксплуатации – учтенное при проектировании состояние здания или сооружения, при котором отсутствуют какие-либо факторы, препятствующие осуществлению функциональных или технологических процессов.

Опасные природные процессы и явления – это природные катаклизмы, оказывающие негативные или разрушительные воздействия на здания и сооружения.

Предельное состояние строительных конструкций – состояние строительных конструкций здания или сооружения, за пределами которого дальнейшая эксплуатация здания или сооружения опасна, недопустима, затруднена или нецелесообразна.

2п. Классификация и области применения строительных конструкций:

ПО НАЗНАЧЕНИЮ:					
Несущие:		Ограждающие:		Комбинированные:	
<i>рамы фермы</i> <i>балки</i>		ОГРАЖДЕНИЯ		<i>панели оболочки</i> <i>своды</i>	
ПО ВИДУ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ:					
Плоские:			Пространственные:		
<i>рамы</i>	<i>фермы</i>	<i>балки</i>	<i>оболочки</i>	<i>своды</i>	<i>купола</i>
ПО ПРИМЕНЯЕМОМУ МАТЕРИАЛУ:					
<i>бетонные ж/бетонные стальные каменные деревянные комплексные</i>					

Разделение строительных конструкций по функциональному признаку (назначению) на несущие и ограждающие в значительной мере является условным.

Пространственные конструкции характеризуются более выгодным (по сравнению с плоскими) распределением усилий и меньшим расходом материалов. Их изготовление и монтаж во многих случаях оказываются трудоёмкими.

Новые типы пространственных конструкций – структурные конструкции из прокатных профилей на болтовых соединениях, отличаются экономичностью и сравнительной простотой изготовления и монтажа.

Как по объёму, так и по областям применения наиболее распространены бетонные и железобетонные конструкции.

Для современного строительства особенно характерно применение железобетона в виде сборных конструкций индустриального изготовления. Они применяются при возведении жилых, общественных, производственных зданий и многих инженерных сооружений.

Рациональные области применения монолитного железобетона – гидротехнические сооружения, дорожные и аэродромные покрытия, фундаменты под промышленное оборудование, резервуары, башни, элеваторы и т.п.

Специальные виды бетона и железобетона используют при строительстве сооружений, эксплуатируемых при высоких и низких температурах или в условиях химически агрессивных сред (тепловые агрегаты, здания и сооружения чёрной и цветной металлургии, химической промышленности и др.).

Уменьшение массы, снижение стоимости и расхода материалов в железобетонных конструкциях возможны на основе использования высокопрочных бетонов и арматуры, роста производства *предварительно напряженных конструкций*, расширения областей применения лёгких и ячеистых бетонов.

Стальные конструкции применяются главным образом для каркасов большепролётных зданий и сооружений, для цехов с тяжёлым крановым оборудованием, резервуаров большой ёмкости, мостов, сооружений башенного типа и др. Области применения стальных и железобетонных конструкций в ряде случаев совпадают. При этом выбор типа конструкций производится с учётом соотношения их стоимостей, а также в зависимости от района строительства и местонахождения предприятий строительной индустрии.

Существенное преимущество стальных конструкций (по сравнению с железобетонными) – их меньшая масса. Этим определяется целесообразность их

применения в районах с высокой сейсмичностью, труднодоступных областях Крайнего Севера, пустынных и высокогорных районах и т.п. Расширение объёмов применения сталей высокой прочности и экономичных профилей проката, а также создание эффективных пространственных конструкций (в т. ч. из тонколистовой стали) позволят значительно снизить вес зданий и сооружений.

Основная область применения каменных конструкций – стены и перегородки. Здания из кирпича, природного камня, мелких блоков и т.п. в меньшей степени удовлетворяют требованиям индустриального строительства, чем крупнопанельные здания.

Их доля в общем объёме строительства постепенно снижается.

Однако применение высокопрочного кирпича, армокаменных и т. н. комплексных конструкций (каменных конструкций, усиленных стальной арматурой или железобетонными элементами) позволяет значительно увеличить несущую способность зданий с каменными стенами, а переход от ручной кладки к применению кирпичных и керамических панелей заводского изготовления – существенно повысить степень индустриализации строительства и снизить трудоёмкость возведения зданий из каменных материалов.

Основное направление в развитии современных деревянных конструкций – переход к конструкциям из клеёной древесины. Возможность индустриального изготовления и получения конструктивных элементов необходимых размеров посредством склеивания определяет их преимущества по сравнению с деревянными конструкциями др. видов.

Несущие и ограждающие **клеёные конструкции** находят широкое применение в с.-х. строительстве.

В современном строительстве значительное распространение получают новые типы индустриальных конструкций – **асбестоцементные изделия и конструкции, пневматические строительные конструкции**, конструкции из лёгких сплавов и с применением **пластических масс**. Их основные достоинства – низкая удельная масса и возможность заводского изготовления на меха-

низированных поточных линиях. Лёгкие трёхслойные панели (с обшивками из профилированной стали, алюминия, асбестоцемента и с пластмассовыми утеплителями) начинают применяться в качестве ограждающих конструкций взамен тяжёлых железобетонных и керамзитобетонных панелей.

3п. Требования, предъявляемые к строительным конструкциям

С позиции эксплуатационных требований СК должны отвечать своему назначению, быть огнестойкими и коррозиестойчивыми, безопасными, удобными и экономичными в эксплуатации.

Масштабы и темпы массового строительства предъявляют к СК требования индустриальности их изготовления (в заводских условиях), экономичности (как по стоимости, так и по расходу материалов), удобства транспортировки и быстроты монтажа на строительном объекте.

Особое значение имеет снижение трудоёмкости – как при изготовлении с. к., так и в процессе возведения из них зданий и сооружений. Одна из важнейших задач современного строительства – снижение массы с. к. на основе широкого применения лёгких эффективных материалов и совершенствования конструктивных решений.

4п. Расчёт строительных конструкций

Строительные конструкции должны быть рассчитаны на прочность, устойчивость и колебания. При этом учитываются силовые воздействия, которым конструкции подвергаются при эксплуатации (внешние нагрузки, собственный вес), влияние температуры, усадки, смещения опор и т.д., а также усилия, возникающие при транспортировке и монтаже с. к.

Основным методом расчёта с. к. является метод расчёта по *предельным состояниям*, утвержденный Госстроем СССР для обязательного применения с 1 января 1955. До этого СК рассчитывали в зависимости от применяемых

материалов *по допускаемым напряжениям* (металлические и деревянные) или *по разрушающим усилиям* (бетонные, железобетонные, каменные и армокаменные).

Главный недостаток этих методов – использование в расчётах единого (для всех действующих нагрузок) коэффициента запаса прочности, не позволявшего правильно оценивать величину изменчивости различных по своему характеру нагрузок (постоянных, временных, снеговых, ветровых и т.д.) и предельную несущую способность конструкций. Кроме того, метод расчёта по допускаемым напряжениям не учитывал пластической стадии работы конструкции, что приводило к неоправданному перерасходу материалов.

При проектировании конкретного сооружения оптимальные типы с. к. и материалы для него выбирают в соответствии с конкретными условиями строительства и эксплуатации сооружения, с учётом необходимости использования местных материалов и сокращения транспортных расходов.

При проектировании объектов массового строительства, как правило, применяются типовые СК и унифицированные габаритные схемы сооружений.

13. ТЕРМОСТОЙКОСТЬ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

13.1. Пределы термостойкости

Пределы огнестойкости большинства незащищенных стальных конструкций очень малы и находятся в границах R10...R15.

Исключение составляют колонны массивного сплошного сечения, у которых предел термостойкости без огнезащиты может достигать R45, но применение таких конструкций в строительной практике встречается крайне редко. В случаях, когда минимальный требуемый предел термостойкости конструкции (за исключением конструкций в составе противопожарных преград) указан R15 (RE 15, REI 15), допускается применять незащищенные стальные конструкции независимо от их фактического предела термостойкости, за исключением случаев, когда предел термостойкости несущих элементов здания по результатам испытаний составляет менее **R8** (п. 5.4.2 СП 2.13130.2009).

Причина столь быстрого исчерпания незащищенными стальными конструкциями способности сопротивляться воздействию пожара заключается в больших значениях теплопроводности (λ) и малых значениях теплоемкости C , что, соответственно, ведет к большим значениям коэффициента температуропроводности ($a = \lambda / (C \times \rho)$) металла, характеризующего скорость распространения тепла внутри конструкции (ρ – плотность металла).

Высокая теплопроводность металла – практически не вызывает температурного градиента внутри сечения металлической конструкции.

Это приводит к тому, что при пожаре температура незащищен-

ных металлических конструкций быстро достигает критических температур прогрева металла, при которых происходит снижение прочностных свойств материала до такой величины, что конструкция становится неспособной выдерживать приложенную к ней внешнюю нагрузку, в результате чего наступает предельное состояние конструкции по признаку потере несущей способности (R). Значения критической температуры T_{cr} прогрева различных стальных конструкций при нормативной эксплуатационной нагрузке приведены в таблице 13.1.

Таблица 13.1

Материал конструкции	Т °С	
	¹ СГ5	^
Сталь углеродистая Ст3, Ст5	470	
Низколегированная сталь марки 25Г2С	550	
Низколегированная сталь марки 30ХГ2С	500	

Если возникает необходимость обеспечить огнестойкость металлических конструкций зданий выше, чем R15, то применяют различные способы повышения огнестойкости этих конструкций.

13.2. Способы повышения пределов термостойкости

К наиболее распространенным способам повышения огнестойкости металлических конструкций относятся следующие.

- Облицовка металлических конструкций негоряемыми материалами, имеющими высокие теплозащитные показатели.

В качестве облицовок могут быть использованы бетонные плитки, керамические материалы, штукатурка и т.п. Например, слой штукатурки в 2,5 см повышает предел термостойкости металлических кон-

струкций до R50. Облицовка в 0,5 кирпича повышает предел термостойкости стальных конструкций до R 300. Для избежания преждевременного обрушения облицовки при действии огня для бетонных плиток и кирпичной кладки применяют армирование, а штукатурку наносят по металлической сетке (одинарной или двойной в зависимости от толщины наносимого слоя). Эти облицовки достаточно надежны и долговечны, но они увеличивают массу конструкций, а сами операции по облицовке являются достаточно трудоемкими.

- Нанесение на поверхность металлических конструкций специальных огнезащитных покрытий (красок и обмазок).

Огнезащитные покрытия при воздействии высокой температуры вспучиваются и теплоизолируют металлическую поверхность. Например, слой такой обмазки толщиной 2...3 мм при воздействии высоких температур вспучивается и на некоторое время создает на поверхности защищаемой металлической конструкции слой пористого материала, толщиной 25...35 мм. Этот способ огнезащиты позволяет увеличить термостойкость металлических конструкций до величин R45...R60.

- Наполнение полых конструкций водой (постоянно или аварийно) естественной или принудительной циркуляцией.

Этот способ повышения термостойкости используется для защиты уникальных зданий. Вода имеет большие значения теплоемкости. Поэтому циркуляция воды внутри стальных конструкций при пожаре обеспечивает интенсивный теплообмен с поверхности металлических конструкций и значительное замедление их прогрева до критических температур.

- Орошение стальных конструкций распыленной и тонкораспыленной водой.

Данный способ термостойкости стальных конструкций основан на охлаждении поверхностей конструкций, нагреваемых в результате воздействия высокотемпературных восходящих конвективных потоков, образующихся во время пожара. Распыленная вода также достаточно хорошо экранирует поверхности конструкций от лучистых тепловых потоков, распространяющихся из пламенной зоны горения.

- Устройство в помещениях защитных подвесных потолков

Для повышения термостойкости стержневых конструкций, удерживающих покрытия, например, ферм, наиболее целесообразно применение подвесных потолков монтирующихся из негорючих материалов с высокими теплоизолирующими свойствами. Такая термозащита каждого элемента конструкции трудоемка, недостаточно надежна и трудно осуществима в узловых соединениях.

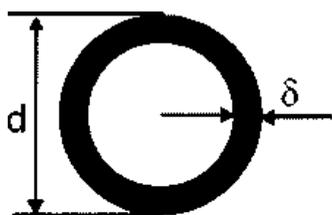
13.3. Оценка термостойкости стальных конструкций

Фактические пределы термостойкости по потере прочности (R) различных несущих стальных конструкций оцениваются в справочной литературе в зависимости от *приведенной толщины металла поперечного сечения конструкции* (t_{red}), которая считается по формуле (13.1): $t_{red} = A/U$, где A – площадь поперечного сечения конструкции, см ; U – обогреваемая часть периметра сечения конструкции. Пределы термостойкости R (минуты) несущих стальных конструкций зданий и сооружений отражены в таблице 13.2 с учетом их параметров (см).

Таблица 13.2

Конструкции	t_{red}	R
Стальные балки, прогоны, ригели и статически определимые фермы, при опирании плит и настилов по верхнему поясу, а также колонны и стойки без термозащиты с приведенной толщиной металла t_{red}	0,3	R7,2
	0,5	R9
	1,0	R15
	1,5	R 18
	2,0	R21
	3,0	R27
Стальные балки, прогоны, ригели и статически определимые фермы при опирании плит и настилов на нижние пояса и полки конструкции с толщиной металла нижнего пояса t_{red}	0,5	R 18
	1,0	R21
	1,5	R27
	2,0	R30
	2,5	R33
	3,0	R36
Стальные балки перекрытий и конструкций лестниц при термозащите по сетке слоем бетона или штукатурки, толщиной a (см)	$a = 1$	R45
	2	R90
	3	R150

Например, требуется определить приведенную толщину металла t_{red} для сечения, изображенного на рис 13.1. при условии, что обогрев конструкции идет с внешней стороны.



Определяем площадь поперечного сечения кольца (A) с внешним диаметром d и толщиной δ по формуле: $A = \pi\delta(\delta - d)$.

Рис. 13.1

Периметр обогрева (U) равен длине окружности диаметром d : $U = \pi \times d$.

Приведенная толщина поперечного сечения конструкции: $t_{red} = A/U = \delta(\delta - d) / d$.

13.4. Метод расчета пределов термостойкости конструкций

Рассмотрим факторы, определяющие огнестойкость стальных конструкций. Предел термостойкости металлической конструкции наступа-

ет по следующим причинам.

- В результате потери прочности.

Прочность *твёрдых тел* – это их свойство, характеризующее способность сопротивляться разрушению (разделению на части), а также необратимому изменению формы (пластической деформации) под действием внешних нагрузок.

- За счет потери устойчивости.

Устойчивость – это свойство упругих систем возвращаться к состоянию равновесия после малых отклонений их из этого состояния.

Потере прочности и устойчивости при пожаре соответствует определенная температура нагрева конструкции, которую называют *критической температурой* ($t_{кр}$). Она зависит: от размеров и вида конструкции (профиля сечения); от опорной схемы конструкции; от величины и вида действующей на нее нагрузки.

Нормативная нагрузка – это наибольшая нагрузка, отвечающая нормальным условиям эксплуатации зданий и сооружений. Используется это понятие при расчётах конструкций по предельным состояниям. Величина критической температуры зависит также от условий обогрева конструкции и марки стали.

Расчеты пределов термостойкости стальных конструкций имеют две стороны единой задачи: прочностную и теплотехническую. Решение прочностной задачи дает характеристику напряженного состояния конструкции. Так как у стали нормативное сопротивление разрушению снижается при увеличении температуры, то следует уметь определить критическую температуру конструкции, до которой можно нагреть конструкцию при данной величине напряжений в ее сечении.

Решение теплотехнической задачи позволяет определить время прогрева конструкции до критической температуры при учете, что конструкции прогреваются в условиях пожара при граничных условиях 3-го рода, т.е. при наличии теплообмена с окружающей средой.

Рассмотрим варианты определения температурного коэффициента снижения прочности стали γ_{tcm} для металлических конструкций в разных схемах нагрузки.

Температурный коэффициент снижения прочности стали γ_{tcm} определяется отношением величины нормального напряжения σ в наиболее нагруженном сечении конструкции к ее нормативному сопротивлению по пределу текучести R_{yn} : $\gamma_{tcm} = \sigma / R_{yn}$.

Так, температурный коэффициент снижения прочности стали для изгибаемых элементов определяется по формуле:

$$\gamma_{tcm} = M_{II} / (W \times C \times R_{yn}),$$

где M_{II} – изгибающий момент от нормативной нагрузки в сечении конструкции, Н; W – момент сопротивления сечения, м³; C – коэффициент развития пластических деформаций.

При расчетах предела термостойкости значения C принимают: для прямоугольного сечения – 1,5; для двутавров и швеллеров – 1,17; для труб – 1,25.

Для центрально растянутых и сжатых элементов критические значения γ_{tcm} находят с учетом нормативной нагрузки (осевой силы) N и площади поперечного сечения элемента конструкции A , м² по формуле: $\gamma_{tcm} = N / (A \times R_{yn})$.

Для внецентренно растянутых и сжатых элементов с эксцентри-

ситетом e действующей нагрузки формула для значения γ_{tcm} принимает вид: $\gamma_{tcm} = (N / R_{yn}) \times ((I / A) + (e / (c \times W)))$.

Для растянутых элементов, а также для изгибаемых элементов критическая температура прогрева определяется в зависимости от найденного значения γ_{tcm} по формулам:

$$\text{при } \gamma_{tcm} < 0,6: \quad t_{кр} = 750 - 440 \times \gamma_{tcm}; \quad (\text{а})$$

$$\text{при } \gamma_{tcm} \geq 0,6: \quad t_{кр} = 1330 \times (1 - \gamma_{tcm}). \quad (\text{б})$$

Для центрально сжатых элементов критическая температура прогрева определяется с учетом возможной потери устойчивости этих элементов. Потерю устойчивости элемента определяет начальная (до пожара) разность между критической деформацией устойчивости и деформацией от действия нагрузки: $\Delta\varepsilon = ((\pi/\lambda)^2 - \sigma/E)$, где λ – гибкость элемента. Критическая температура центрально сжатых элементов определяется по таблице 13.3 в зависимости от вычисленных значений γ_{tcm} и $\Delta\varepsilon$.

Таблица 13.3

$\Delta\varepsilon \times 10^4$	Критическая температура $t_{кр}$ ($^{\circ}\text{C}$) при значениях γ_{tcm}							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
0	20	20	20	20	20	20	20	20
1	490	366	306	267	238	220	204	189
2	634	521	427	379	340	311	284	232
3	658	603	520	456	409	372	345	246
4	672	630	577	512	465	423	373	252
5	681	641	598	544	496	451	386	255
6	686	647	607	558	517	468	389	257
7	689	650	610	564	523	476	392	259
8	692	652	612	569	526	479	394	261
10	696	656	614	572	529	483	396	263
12	700	658	616	573	529	485	398	265
14	702	660	617	573	529	485	398	265
16	704	661	617	574	530	486	399	266
18	705	662	618	574	530	486	399	266
20	706	662	618	574	530	486	399	266

При значениях $\Delta\varepsilon > 20 \times 10^4$ критическую температуру следует определять по формулам (а) и (б).

Зная критическую температуру $t_{кр}$ прогрева металлической конструкции на основе определенной величины приведенной толщины сечения t_{red} , определяя t время достижения предела огнестойкости металлической конструкции по таблице 13.4.

Таблица 13.4

t_{red} (мм)	Температура (°С) прогрева незащищенных стальных пластин (мин.)								
	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	569	675	736	780	813	841	864	884	902
1	488	653	721	769	803	837	861	882	900
2	415	621	706	759	795	833	857	880	897
3	351	592	689	748	786	828	853	878	894
4	296	561	670	736	777	823	849	875	891
6	212	495	626	709	758	810	839	868	884
8	163	421	576	680	738	795	827	860	876
10	150	342	519	647	718	778	814	850	868
15	116	276	431	552	656	722	773	817	843
20	98	217	352	473	571	660	724	774	813

13.5. Последствия термического воздействия на стальные строительные конструкции

Последствия действия пожара на стальные конструкции можно разделить на 6 основных групп, условно расположив их (исходя из температуры наступления) в следующий ряд: деформации; образование окислов на поверхности металла; структурные изменения, сопровождающиеся изменением физико-химических и механических свойств; растворение металла в металле; расплавление и проплавление; горение металла. Результаты протекания этих процессов при осмотре места пожара можно зафиксировать визуально или с помо-

щью инструментальных средств, а полученную таким образом информацию использовать при поисках очага пожара. Рассмотрим процесс деформации конструкции из стали при пожаре и возможности экспертного использования полученных сведений.

Критическая температура, когда стальные конструкции теряют несущую способность, находится в пределах от 440...500°C до 550...600°C. Потеря несущей способности связана, прежде всего, с тем, что конструкция гнется, деформируется. Эти деформации при осмотре места пожара можно увидеть и нужно оценить. Заметные деформации стальных конструкций происходят при температуре 300°C. При нагреве стали до 550...600°C деформации становятся значительными по величине и в 15...20% случаев могут привести к обрушению сооружения. Оценка величины и направленности деформаций дает определенную информацию об относительной интенсивности и направленности термического воздействия в тех или иных зонах. Отметим визуальные признаки, которые следует фиксировать и оценивать следующее.

Направление деформации металлических сплавов. Металлоконструкции и их отдельные элементы деформируются, как правило, в сторону наибольшего нагрева. Это свойство не только металлов, но и большинства других материалов, например, стекла.

Величина деформации. Очевидно, что величина деформации и конструкции должна быть пропорциональна температуре и длительности её нагрева. Поэтому, казалось бы, на месте пожара наиболее "горячей" зоной можно смело считать ту, в которой металлоконструкции имеют наибольшую деформацию. Однако не все так просто, и наибольшая деформация происходит не всегда там, где

имело место наибольшая температура, наиболее интенсивный и продолжительный нагрев. Она может быть и там, где конструктивный элемент несет более высокую нагрузку или на него действует наибольший изгибающий момент. Тем не менее на рассредоточенных по зоне горения однотипных и относительно одинаково нагруженных конструкциях оценить величину деформации в сравнении друг с другом очень полезно. Чтобы количественно оценить степень деформации рассчитывают *величину относительной деформации*.

Взаимное расположение деформированных конструкций.

При осмотре места пожара следует обратить внимание на взаимное расположение в пространстве деформированных и обрушившихся конструкций для возможного установления очага возгорания.

"Высота излома" вертикальных несущих конструкций. Это место максимальной деформации каждого элемента конструкции. Зафиксировав высоту излома вертикальных конструкций, мы имеем возможность проявить своеобразный "макроконус" – признак направленности распространения горения от очага к периферии. ***Значительные по величине локальные деформации.*** Это важный очаговый признак, так как такие деформации образуются в начальной стадии пожара, когда в объеме помещения, справа и слева от локально нагреваемого участка ещё холодно, а под данным участком собственно и происходит горение. Если бы деформация балки происходила на стадии развившегося пожара, при относительно равномерной температуре на уровне потолка во всем помещении, то она должна была деформироваться относительно равномерно, с максимальным прогибом по центру, где на балку действует максимальный изгибающий момент.

Литература

1. **Беленя, Е.И.** Предварительно напряженные несущие металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1975. – 236 с.
2. **Броверман, Г.Б.** Монтаж стальных и железобетонных конструкций / Г.Б. Броверман, И.Б. Гитман, Г.Е. Гофштейн и др. Под ред. И.П. Олсова. – М.: Стройиздат, 1980. – 863 с.
3. **Бубнов, В.М.** Задачи и упражнения по огнестойкости строительных конструкций. Методическое пособие. М.: Академия ГПС МЧС России, 2004.
4. **Мандриков, А.П.** Примеры расчета металлических конструкций. – М.: Стройиздат, 1991. – 431 с.
5. **Митюгов, Е.А.** Курс металлических конструкций. – М.: Изд. ассоциации строительных вузов, 2008. – 120 с.
6. Металлические конструкции. Общая часть (Справочник проектировщика). В 3 т. Т.1 / Под общ ред. В.В. Кузнецова. – М.: АВС, 1998. – 569 с.
7. Металлические конструкции. Стальные конструкции зданий и сооружений (Справочник проектировщика). В 3 т. Т.2 / Под общ ред. В.В. Кузнецова. – М.: АВС, 1998. – 512 с.
8. Металлические конструкции. Стальные сооружения, конструкции из алюминиевых сплавов (Справочник проектировщика). В 3 т. Т.3 / Под общ ред. В.В. Кузнецова. – М.: АВС, 1998. – 521 с.
9. **Муханов, К.К.** Металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1978. – 572 с.
10. **Нехаев, Г.А.** Проектирование стального каркаса одноэтажного производственного здания. – М.: АВС, 2009. – 184 с.
11. **Павлова, А.И.** Сборник задач по строительным конструкциям. – М.: ИНФРА-М, 2010. – 143 с.
12. **Пешковский, О.И.** Сборка металлических конструкций / Пешковский О.И., Якубовский В.Б. – М.: Высш. шк., 1989. – 239 с.
13. **Ройтман, В.М.** Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. М.: Ассоциация «Пожнаука», 2001.
14. **Сербин, Е.П.** Строительные конструкции / Е.П. Сербин, В.И. Сетков. – М.: РИОР, 2010. – 236 с.
15. СНиП 2.01.07. Нагрузки и воздействия. – М.: Гострой СССР, 1987.
16. СНиП II.23.07-81. Стальные конструкции. – М., 1998.
17. СНиП III.18-75. Металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1976.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
1. ХАРАКТЕРИСТИКА СК.....	4
1.1. Достоинства и недостатки СК.....	4
1.2. Сортамент и материалы для СК.....	6
2. БАЛКИ.....	9
2.1. Подбор сечения прокатных балок.....	9
2.2. Оптимальная высота сечения составных балок.....	11
2.3. Минимальная высота сечения.....	13
2.4. Алгоритм подбора сечения сечения составных балок.....	14
2.5. Местная устойчивость элементов балок.....	16
2.6. Расчет опорного ребра.....	19
2.7. Прочность поясных швов.....	20
2.8. Учет локальных силовых воздействий.....	21
3. КОЛОННЫ.....	22
3.1. Назначение колонн.....	22
3.2. Подбор сечения центрально-сжатых колонн.....	24
3.3. Подбор сечения внецентренно-сжатых колонн	26
3.4. Оголовки колонн.....	26
3.5. Базы колонн.....	27
4. ФЕРМЫ.....	29
4.1. Типы ферм.....	29
4.2. Расчет ферм.....	32
4.3. Подбор сечений ферм.....	33
4.4. Расчет узлов.....	34
4.5. Стропильная ферма.....	36
4.5.1. Усилие в стержнях.....	36
4.5.2. Сечение стержней.....	37
4.5.3. Конструирование узлов.....	39

5. СТАЛЬНЫЕ КАРКАСЫ ЗДАНИЙ.....	41
5.1. Конструктивные элементы здания	41
5.2. Размеры каркаса.....	45
6. НАГРУЗКИ.....	48
6.1. Постоянная нагрузка.....	48
6.2. Снеговая нагрузка.....	48
6.3. Ветровая нагрузка.....	49
7. РАМЫ.....	50
7.1. Усилия в раме от постоянной нагрузки.....	50
7.2. Усилия в раме от снеговой нагрузки.....	50
7.3. Усилия в раме от ветра.....	50
7.4. Расчетные сочетания усилий.....	51
8. КОЛОННЫ.....	52
8.1. Сечение колонны.....	52
8.2. База колонны.....	53
8.3. Оголовок колонны.....	55
9. ПРОГОНЫ, РАСПОРКИ И СВЯЗИ.....	57
10. Расчет рам от крановых нагрузок.....	58
10.1. Схема каркаса с мостовыми кранами.....	58
10.2. Расчет рамы от действия постоянной нагрузки.....	59
10.3. Расчет рамы от снеговой нагрузки.....	60
10.4. Расчет рамы от ветровой нагрузки.....	60
10.5. Воздействие крановой нагрузки.....	61
11. ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ.....	63
11.1. Определение усилий.....	63
11.2. Проверка прочности и жесткости.....	64
12. ОДНОПРОЛЕТНОЕ ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ЗДАНИЕ.....	67
12.1. Основные расчетные положения.....	67
12.2. Компоновка поперечной рамы цеха.....	70

12.3. Компоновка конструкций покрытия.....	74
12.4. Система связей каркаса промышленного здания.....	82
12.5. Расчет и конструирование подкрановых балок.....	85
12.6. Нагрузка на стропильную ферму.....	97
12.7. Нагрузка на раму цеха.....	101
12.7.1. Постоянная нагрузка.....	101
12.7.2. Снеговая нагрузка.....	104
12.7.3. Ветровая нагрузка.....	104
12.7.4. Нагрузка от мостовых кранов.....	107
12.8. Жесткость сечений под- и надкрановой части колонны.....	110
12.9. Учет работы каркаса при расчете поперечных рам.....	112
12.10. Усилие в колоннах от постоянной и снеговой нагрузок.....	119
12.11. Усилие в колоннах от ветровой нагрузк.....	120
12.12. Усилие в сечениях левой колонны.....	122
12.13. Расчетная длина колонн.....	124
12.14. Подбор и проверка сечения надкрановой части колонн.....	125
12.15. Подбор и проверка сечения подкрановой части колонн....	132
12.16. Конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны.....	140
12.17. Конструирование базы колонны.....	144
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	155
13. ТЕРМОСТОЙКОСТЬ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	161
13.1. Пределы термостойкости	161
13.2. Способы повышения пределов термостойкости.....	162
13.3. Оценка термостойкости стальных конструкций.....	164
13.4. Метод расчета пределов термостойкости конструкций.....	165
13.5. Последствия термического воздействия на стальные строительные конструкции.....	169
ЛИТЕРАТУРА	172

Учебное издание

Титенок Александр Владимирович

**СТАЛЬНЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ
КОНСТРУКЦИИ**
(расчёт, проектирование и термостойкость)

Учебное пособие для бакалавров

Направление 280700.62 Техносферная безопасность

Редактор Павлютина И.П.

Компьютерный набор Титенок А.В.



Подписано в печать 29.03.2015. Формат 60x84 1/16. Бумага офсетная.

Офсетная печать. Усл. печ. л. 10,23. Тираж 550 экз. Изд. №4989.

Издательство Брянского государственного аграрного университета
243365, с. Кокино, Выгоничского р-на, Брянской обл., БГАУ