

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФГБОУ ВО «Кубанский государственный
аграрный университет имени И. Т. Трубилина»

Архитектурно-строительный факультет

Кафедра строительных материалов и конструкций

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

по выполнению курсового проекта
СТАЛЬНОЙ КАРКАС ОДНОЭТАЖНОГО
ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ
для студентов специальности
08.05.01 Строительство уникальных
зданий и сооружений

Краснодар
КубГАУ
2019

Составители: С. А. Паниева, А. К. Рябухин

Металлические конструкции, включая сварку :
метод. рекомендации / сост. С. А. Паниева, А. К. Рябухин. –
Краснодар : КубГАУ, 2019. – 45 с.

В методических рекомендациях изложены основные позиции для выполнения курсового проекта, предназначенных для закрепления компетенций, полученных при изучении курса по металлическим конструкциям.

Предназначены для студентов очной формы обучения по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений»

Рассмотрено и одобрено методической комиссией архитектурно-строительного факультета Кубанского государственного аграрного университета, протокол № 3 от 22.11.2019.

Председатель
методической комиссии



А. М. Блягоз

- © Паниева С. А., Рябухин А. К. ,
составление, 2019
- © ФГБОУ ВО «Кубанский
государственный аграрный
университет имени
И. Т. Трубилына», 2019

ВВЕДЕНИЕ

Целью освоения дисциплины «Металлические конструкции включая сварку» является изучение основ проектирования, изготовления, монтажа, усиления металлических конструкций зданий и сооружений, а также подготовка студентов к профессиональной деятельности в области проектирования металлических конструкций.

Задачи – развитие навыков проектирования и расчетов металлических конструкций, а также сварных соединений, применяемых в строительстве; расчетов пространственных конструкций зданий и сооружений с учетом требований нормативной документации в строительстве; понимание принципов работы металлических конструкций, технологии их строительства, ремонта и реконструкции.

1 КУРСОВОЙ ПРОЕКТ

Курсовой проект является проверкой знаний, практических графических умений и навыков, полученных в процессе аудиторного и самостоятельного изучения определенных тем дисциплины. Курсовой проект выполняется в виде отчета с расчетами с приложением необходимых расчетных схем и чертежей.

Вариант типового задания на разработку курсового проекта:

2.1. Исходные данные

1. Цех механический – здание тяжелого режима работы.
2. Мостовые краны $Q = 800 / 800$ кН (80 / 80 т.) тяжелого режима работы.
3. Пролет здания – $L = 30$ м.
4. Длина здания – $l = 120$ м.
5. Отметка головки рельса – $H_{\text{р}} = 13$ м.
6. Место строительства – г. Волгоград.
7. Шаг рам принимаем $B = 12$ м.

Критерии оценки, шкала оценивания курсового проекта

Оценка «отлично» выставляется при условии, что студент справился с заданием в полном объеме за установленное время без ошибок или с минимальным количеством ошибок. Выполнены все методические указания по данной теме.

Оценка «хорошо» выставляется при условии выполнении не менее 75% задания, содержащие отдельные легко исправимые недостатки второстепенного характера. Выполнены все методические указания по данной теме.

Оценка «удовлетворительно» выставляется при условии выполнении не менее 50% задания, имеются негру-

бые ошибки. Методические указания по данной теме выполнены частично. Низкое качество графического выполнения и оформления отчета, схем и чертежей.

Оценка «неудовлетворительно» выставляется при условии отсутствия или неверного выполнения задания. Методические указания по данной теме не выполнены. Низкое качество графического выполнения и оформления отчета, схем и чертежей.

2 КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА

Начальной стадией проектирования каркаса производственного здания является компоновка его конструктивной схемы. При этом исходным материалом служит технологическое здание, в котором реально отражено расположение и габариты оборудования цеха, число кранов, условия эксплуатации и т. д.

Компоновка конструктивной схемы каркаса здания распределяется на следующие этапы:

- разбивка сетки колонн;
- выбор системы покрытия;
- компоновка поперечной рамы промздания;
- установка связей каркаса промздания.

2.1 Разбивка сетки колонн

Сетка колонн (модульная сетка) промздания представляет собой размещение колонн в плане с определенным модулем. При этом должны учитываться технологические и конструктивные особенности данного цеха.

На рисунке 2.2 представлена модульная сетка колонн однопролетного производственного здания.

Согласно основным положениям унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промзданий, расстояние между колоннами в поперечном и продольном направлениях модульной сетки принимается кратно модулю $M = 6$, м.

Основными характеристиками модульной сетки являются пролет L – расстояние между продольными разбивочными осями. Для производственных зданий пролет составляет $L = 18,0; 24,0; 30,0; 36,0$ м. Шаг колонн в продольном направлении бывает равен $B = 6,0$ м или

$B = 12,0$ м. Назначение $B = 6$ или $B = 12,0$ решается сравнением вариантов.

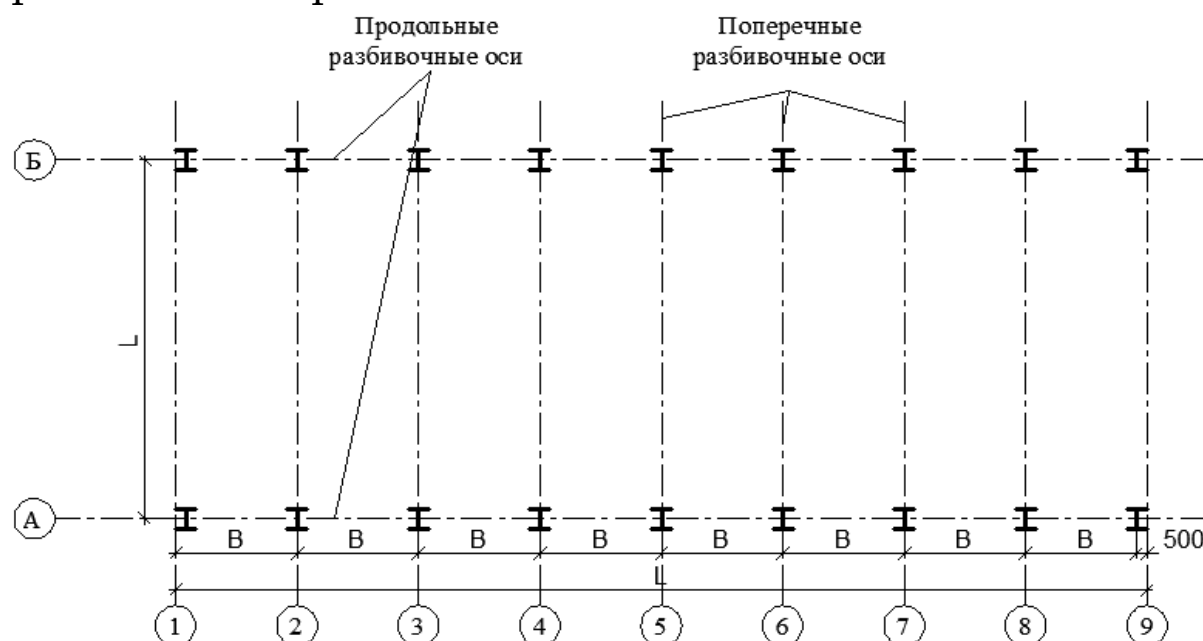


Рисунок 2.2 – Модульная сетка колонн однопролетного производственного здания

Как правило, для зданий больших пролетов $L \geq 30,0$ м, значительной высоты $H \geq 14$ м с кранами грузоподъемности $Q \geq 50$ м, принимают $B = 12,0$ м, для всех остальных зданий $B = 6,0$ м. У торцов здания колонны обычно смещают относительно поперечной разбивочной оси на 500 мм для удобства оформления узлов здания типовыми ограждающими конструкциями.

При значительных размерах здания по длине в продольных элементах каркаса от изменения температуры возникают нарастающие деформации, вызывающие дополнительные напряжения в колоннах от изгиба. Изгиб колонн может привести к повреждению ограждающих конструкций. Для устранения этого необходимо на определенных расстояниях по длине устраивать так называемые температурные швы.

При устройстве температурных швов у места разрезки ставят две спаренные поперечные рамы, не связан-

ные между собой какими-либо продольными элементами, колонные которых смещают с оси на 500 мм в каждую сторону. Предельные размеры температурных отсеков со стальным каркасом приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Предельные размеры температурных отсеков производственных зданий (м).

Характеристика здания	Длина блока вдоль здания	Ширина блока поперек здания
Отапливаемые	230	150
Неотапливаемые	200	120

2.2 Выбор системы покрытия

Наиболее рациональной системой покрытия в одноэтажных промзданиях является рамная система, состоящая из колонн и опирающихся на них ригелей – стропильных ферм. Наибольшее применение получили стропильные фермы трапециевидного очертания и с параллельными поясами.

В многопролетных зданиях применяют иногда и подстропильные фермы, установленные по внутренним колоннам для промежуточных основных стропильных ферм.

В систему покрытия входят также и светоаэрационные или аэрационные фонари продольного или поперечного расположения. В рамной системе покрытия одноэтажного промздания применяют два типа сопряжения ригеля с колонной – жесткое и шарнирное (рисунок 2.3).

В однопролетных рамах вследствие значительных горизонтальных воздействий мостовых кранов, применяют жесткое сопряжение ригеля с колонной (см. рисунок

2.3, а), повышающее поперечную жесткость здания (ригель примыкает к колонне с решением жестких узлов примыкания).

При незначительных крановых нагрузках или при их отсутствии применяют шарнирную схему сопряжения ригеля с колонной (см. рисунок 2.3, б).

В многопролетных рамах, где достаточная горизонтальная жесткость используют шарнирное сопряжение ригеля с колонной (см. рисунок 2.3, в), когда ригель (стропильная ферма) непосредственно опирается сверху на колонну с решениями шарнирных узлов примыкания. Сопряжение всех колонн в фундаментах в производственных зданиях выполняется жесткое.

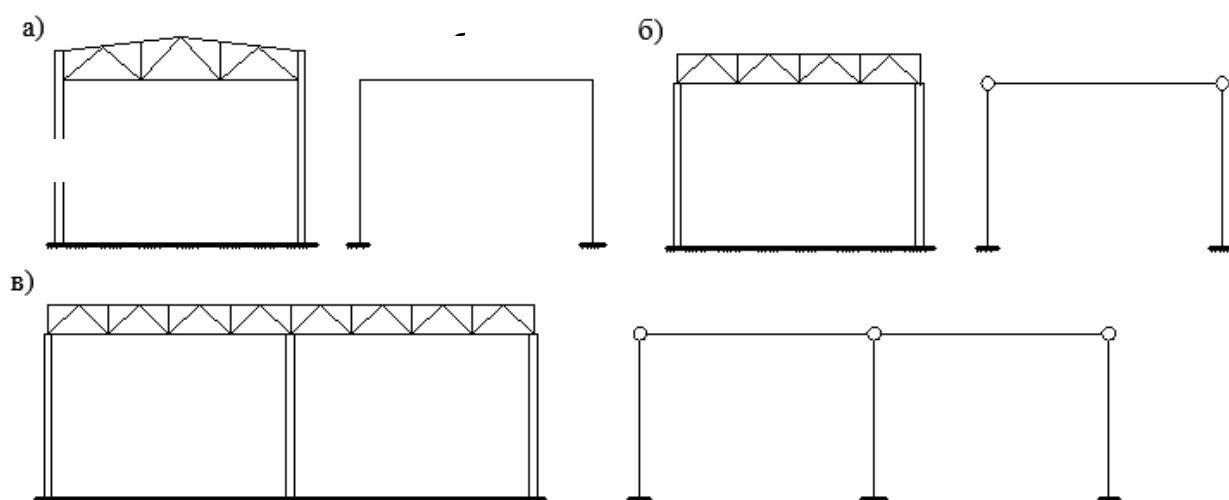


Рисунок 2.3 – Виды сопряжений ригеля с колонной производственных зданий:

а – жесткое сопряжение ригеля с колонной однопролетного производственного здания; б – шарнирное сопряжение ригеля с колонной однопролетного производственного здания; в – шарнирное сопряжение ригеля с колонной многопролетного производственного здания

2.3 Компоновка поперечной рамы промздания

Компоновка поперечной рамы промздания (рисунок 2.4), необходима для определения основных габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы. Это сводится к нахождению вертикальных и горизонтальных размеров поперечника, где первые привязываются к нулевой отметке пола, а вторые к продольной оси здания. Все размеры принимают в соответствии с основными положениями по унификации и другими нормативными документами. Для определения основных размеров используют следующие вертикальные отметки: ± 0.000 – уровень отметки пола; УГКР – уровень оголовка кранового рельса; УНФ – уровень низа стропильной фермы.

2.4 Определение вертикальных размеров поперечника

Исходным заданным вертикальным размером (см. рисунок 2.4, а) является размер H_1 – уровень головки кранового рельса, это расстояние от отметки пола (± 0.000) до оголовка кранового рельса. Данный размер задается условиями технологического процесса в технологическом задании.

Вторым вертикальным размером является размер H_2 – расстояние от оголовка кранового рельса до низа несущей конструкции покрытия (нижний пояс стропильной фермы), определяется по формуле

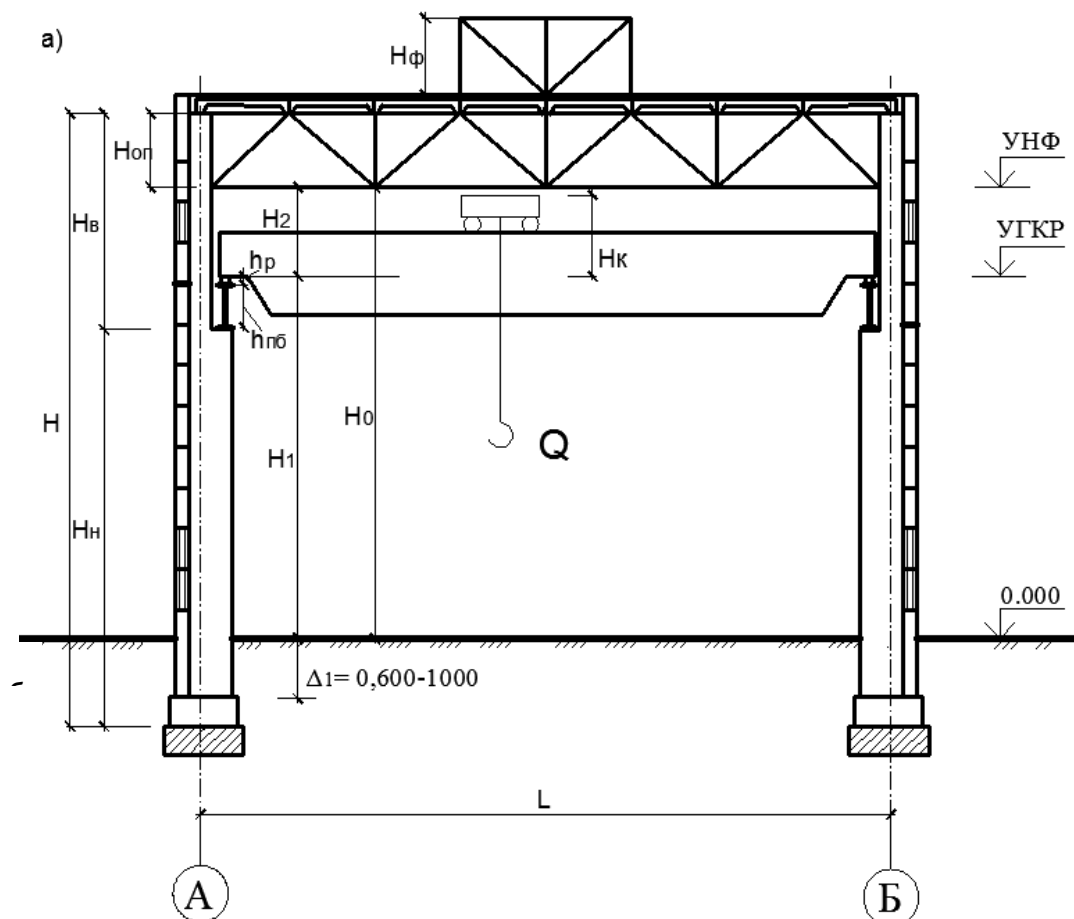
$$H_2 = (H_{\kappa} + 100) + f, \quad (2.1)$$

где H_{κ} – габаритный размер крана, расстояние от головки кранового рельса до верха тележки крана принимается по ГОСТу;

100 – зазор согласно требованиям по технике безопасности между верхом тележки крана и низом фермы, мм;

f – предполагаемый прогиб фермы, принимается равным 300 мм.

Размер H_2 принимается кратным модулю $M = 200$ мм.



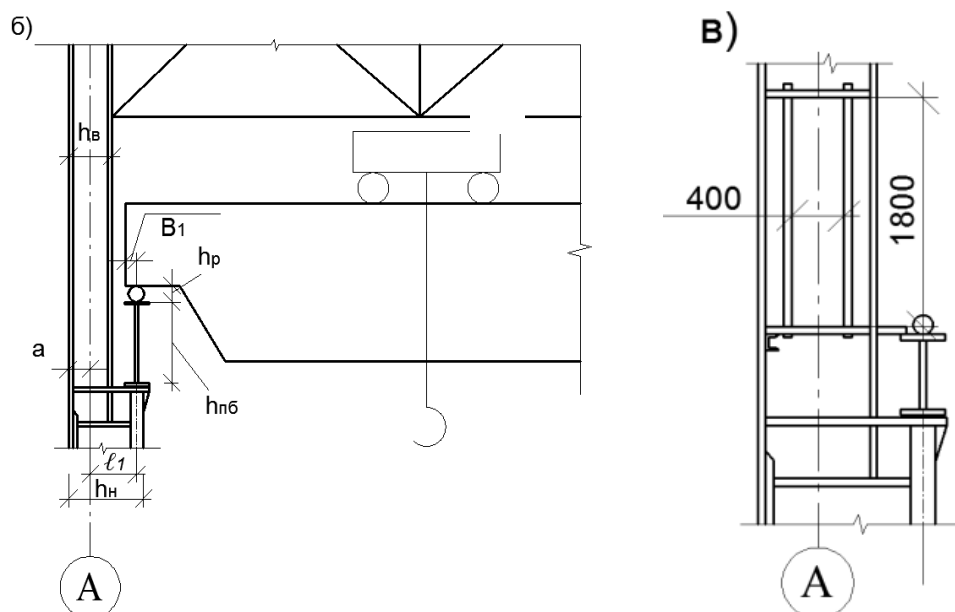


Рисунок 2.4 – К определению вертикальных (а) и горизонтальных (б, в) размеров поперечника производственного здания:

Вертикальные размеры H_1 и H_2 в сумме дают внутреннюю полезную высоту цеха H_0 :

$$H_0 = H_1 + H_2. \quad (2.2)$$

При этом размер H_0 принимается с определенным модулем в зависимости от высоты здания.

До высоты 10,8 м H_0 принимается кратным модулю $M = 1,2$ м, а при большей высоте – модулю $M = 1,8$ м. Наличие данных модулей связано с условием соизмеримости со стандартными ограждающими конструкциями. Если для сохранения модуля увеличивается высота H_0 на размер ΔH_0 , то на этот же размер необходимо увеличить и исходный размер H_1 , т. е. окончательный размер $H_1^{ок} = H_1 + \Delta H_0$.

Все размеры H_1 , H_2 и H_0 являются внутренними вертикальными размерами.

Далее определяют наружные вертикальные размеры H_B , H_H и H , (см. рисунок 2.4, а). H_H – высота нижней подкрановой части колонны; H – полная высота колон-

ны; H_B – расстояние от низа подкрановой балки до низа стропильной фермы и определяется по формуле:

$$H_B = h_{н.б} + h_p + H_2, \quad (2.3)$$

где $h_{н.б}$ – высота подкрановой балки, принимаемая равной $\frac{1}{10}$ шага колонн В (пролета подкрановой балки);

h_p – высота кранового рельса равная 200 мм;

H_2 – см. формулу 2.1.

H_H – расстояние от низа подкрановой балки до низа базы колонны определяется по формуле:

$$H_H = H_0 - H_B + \Delta_1, \quad (2.4)$$

где $\Delta_1 = 600 \div 1000$ мм – заглубление опорной плиты базы колонны ниже нулевой отметки пола. При этом для зданий с кранами легкого и среднего режима работы принимается $\Delta_1 = 600 - 800$ мм, а для зданий с кранами тяжелого и особо тяжелого режимов работы $\Delta_1 = 600 - 1000$ мм.

Полная высота колонны:

$$H = H_B + H_H. \quad (2.5)$$

Последним вертикальным размером поперечника является размер H_{on} = высота стропильной фермы (ригеля) на опоре, зависит от типа и пролета фермы.

В типовых фермах производственных зданий H_{on} принимается: для ферм с параллельными поясами $H_{on} = 3150$ мм; для трапециевидных ферм – $H_{on} = 2250$ мм.

2.5 Определение горизонтальных размеров поперечника

После определения вертикальных размеров поперечника находят горизонтальные размеры (см. рисунок 2.4,б), которые приводят к продольным осям здания. Привязка наружной грани колонны к продольной оси здания а может быть нулевой при отсутствии кранов в цехе; $a = 250$ мм для зданий с кранами легкого и сред-

него режимов работы; a – 500 мм для зданий с кранами тяжёлого и особо тяжёлого режимов работы.

Продольные оси здания обычно располагают по центру ширины верхней части колонны h_B отсюда:

$$h_B = 2 \cdot a. \quad (2.6)$$

Далее h_B проверяют из условия жесткости, где h_B должно быть более $\frac{1}{12} H_B$, т. е.

$$h_B > \frac{1}{12} H_B \quad (2.7)$$

В зданиях с кранами тяжелого и особо тяжелого режимов работы в верхней части колонн, на уровне верха подкрановой балки, выполняют проем размером 1800×400 мм (см. рисунок 2.4, в) для безопасного прохода вдоль подкрановых путей и в ремонтных целях.

Следующим горизонтальным размером является размер ℓ_1 – расстояние от оси подкрановой балки до продольной оси колонны, определяемый по формуле:

$$\ell_1 \geq B_1 + (h_B - a) + (60...75) \text{ мм}, \quad (2.8)$$

где B_1 – часть крана, выступающая за вертикальную ось кранового рельса – крановая характеристика;

$(h_B - a)$ – расстояние от продольной оси до внутренней грани колонны;

$(60 \div 75)$ – зазор по технике безопасности между торцом крана и колонной, мм.

Размер ℓ_1 принимают кратным модулю $M = 250$ мм.

При определении горизонтальных размеров поперечника принимают в целях упрощения расчета, допущение, в котором ось подкрановой балки совмещают с

осью внутренней грани подкрановой ветки колонны. Отсюда ширину нижней части колонны h_H находят как

$$h_H = \ell_1 + a. \quad (2.9)$$

Для обеспечения условия жёсткости h_H проверяют по формулам:

– для зданий с кранами лёгкого и среднего режима работы

$$h_H > \frac{1}{20} H; \quad (2.10)$$

– для зданий с кранами тяжёлого и особо тяжёлого режимов работы

$$h_H > \frac{1}{15} H. \quad (2.11)$$

Если условия 2.10 и 2.11 не выполняются, то размер ℓ_1 увеличивается на модуль $M = 250$ мм. По ширине нижней части колонны h_H определяют тип сечения данной колонны – сплошной или сквозной. Так при $h_H \leq 1$ м тип сечения нижней части ступенчатой колонны принимают сплошным (Рисунок 2.5, а), а при $h_H > 1$ м, соответственно, сквозным (см. рисунок 2.5, б).

Сечение верхней части колонны для обоих типов колонн принимают одинаковым в виде симметричного двутавра (см. рисунок 2.6, а и 2.6, б).

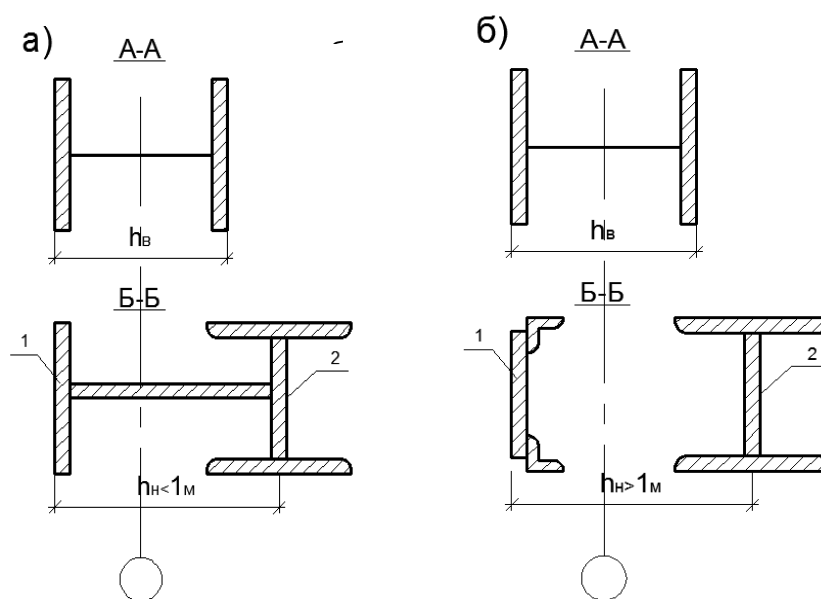


Рисунок 2.5 – Типы сечений ступенчатых колонн
произв. зданий:

а – сплошная ступенчатая колонна;

б – сквозная ступенчатая колонна;

А-А – сечение верхней части колонны;

Б-Б – сечение нижней части колонны;

1 – наружная ветвь; 2 – подкрановая ветвь

Наружная ветвь колонн служит для восприятия нагрузок от ограждающих конструкций – стеновых панелей, а подкрановая ветвь воспринимает крановые нагрузки.

После компоновки поперечной рамы выполняют поперечный разрез проектируемого здания (рисунок 2.6), где по полученным вертикальным размерам поперечника – H_H , H_B . H_{on} выбирают количество панелей ограждения: цокольных панелей – $n_{ц} = 1,8$ м; рядовых панелей – $n_p = 1,2$ м; панелей остекления – $n_{oc} = 1,2$ м, и самая верхняя панель – парапетная панель – n_n , которая может быть любой высоты. Превышение парапетной панели над кровлей принимают $0,5 \div 0,6$ м.

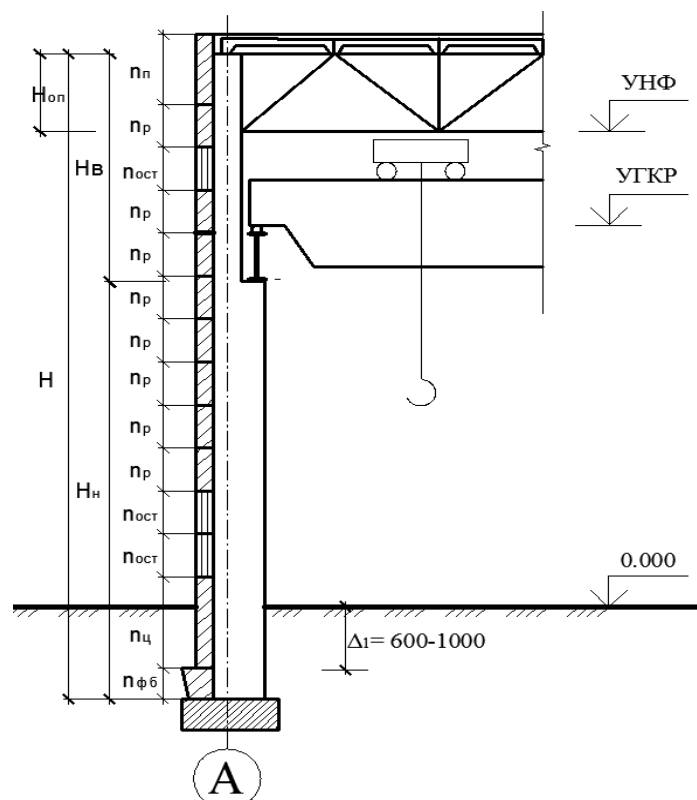


Рисунок 2.6 – К определению высоты поперечного сечения стеновых панелей:

$n_{\text{ф}} = (0,3-0,4)$ м – высота фундаментной балки; $n_{\text{ц}} = 1,8$ м – цокольная панель; $n_{\text{ост}} = 1,2$ м – панель остекления; $n_{\text{р}} = 1,2$ м – рядовая панель; $n_{\text{п}}$ – парапетная панель

2.6 Установка связей каркаса промздания

Связи являются важным конструктивным элементом каркаса промздания. Общее назначение связей состоит:

- а) в восприятии горизонтальных усилий;
- б) в создании жёсткости каркаса здания в целом.

Различают вертикальные связи между колоннами и связи по покрытию.

2.6.1 Вертикальные связи между колоннами

Вертикальные связи между колоннами служат для создания неизменяемости каркаса и устойчивости колонн. Они воспринимают ветровые нагрузки, действующие на торцевые стены здания, и тормозные горизонтальные силы от мостовых кранов. Наиболее распространены крестовые вертикальные связи, расположенные по продольным рядам колонн в верхнем (надкрановый) и нижнем (подкрановый) ярусах цеха (рисунок 2.7).

Верхние связи воспринимают ветровую нагрузку F_{w1} , действующую на торцевые стены, и обеспечивают продольную жёсткость верхней части каркаса. Нижние вертикальные связи воспринимают усилия, передаваемые верхними связями, а так же усилия от ветра F_{w2} и продольного торможения крана – $T_{кр}$. Вертикальные связи у торцов здания препятствуют свободным деформациям продольных элементов каркаса.

Вертикальные связи в верхней части колонн устанавливают у торцов здания, у температурных швов и в средней части температурного отсека.

В верхней части колонн связи устанавливают между подкрановой балкой и базой колонн.

При длине здания менее 120 м вертикальные связи между колоннами ставят в одной панели. При длине более 120 м, для обеспечения продольной жёсткости здания, устраивают вертикальные связи в двух панелях симметрично расположенных относительно середины блока.

При шаге колонн $B = 6,0$ м и высоте нижней части колонны $H_H < 9,0$ м целесообразно проектировать связи в виде одного креста (см. рисунок 2.8, б), а при $B = 6,0$ м и $H_H > 9,0$ м нижние связи проектируют в виде двух крестов (см. рисунок 2.7, б). При шаге $B = 12$ м вертикальные связи между колоннами проектируют в виде

портала (см. рисунок 2.7, в), но возможно применение и крестовых связей.

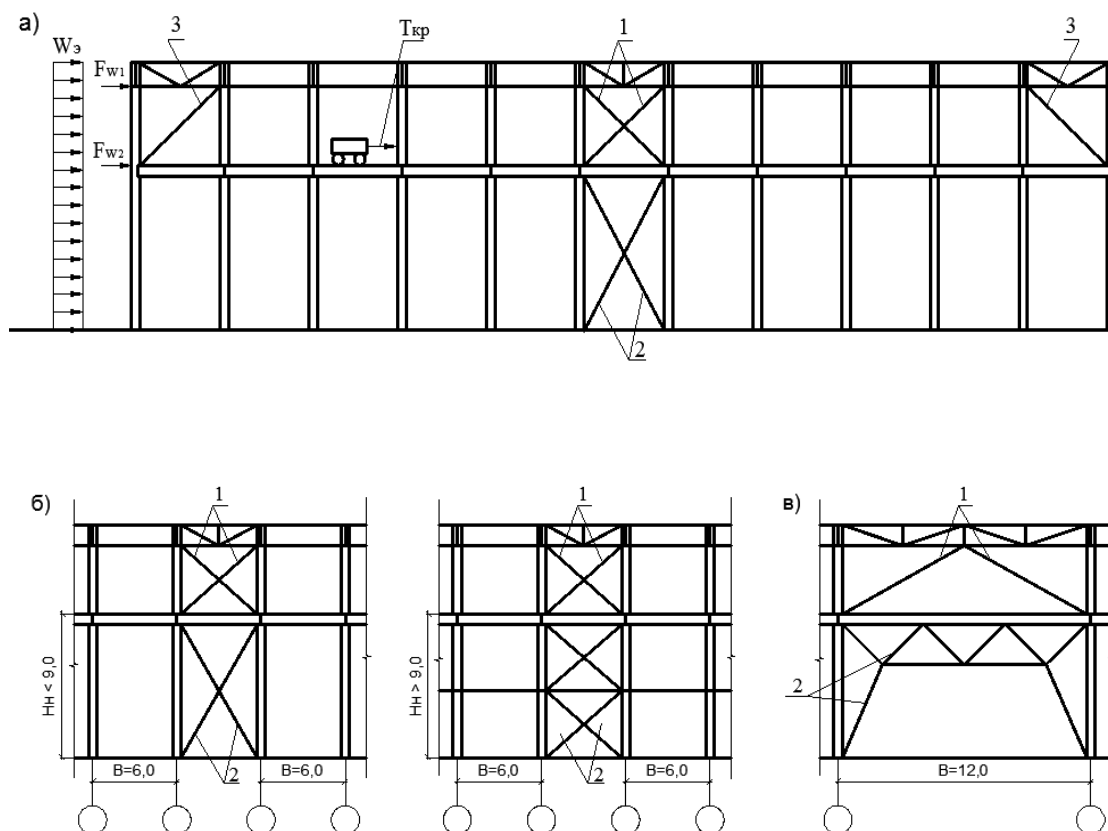


Рисунок 2.7 – Вертикальные связи между колоннами по длине температурного отсека (а), при шаге колонн $B = 6,0$ м (б) и шаге колонн $B = 12,0$ м (в)
1 – верхние связи; 2 – нижние связи 3 – торцевые связи

2.6.2 Связи по покрытию

Стропильные фермы обладают значительной жесткостью в вертикальной плоскости и очень малой в горизонтальной, поэтому для обеспечения пространственной жесткости каркаса здания и устойчивости покрытия ставят связи по покрытию (рисунок 2.8, 2.9). Они бывают следующих видов:

- а) в плоскости верхних поясов стропильных ферм;

- б) в плоскости нижних поясов стропильных ферм;
 в) вертикальные связи между стропильными фермами.

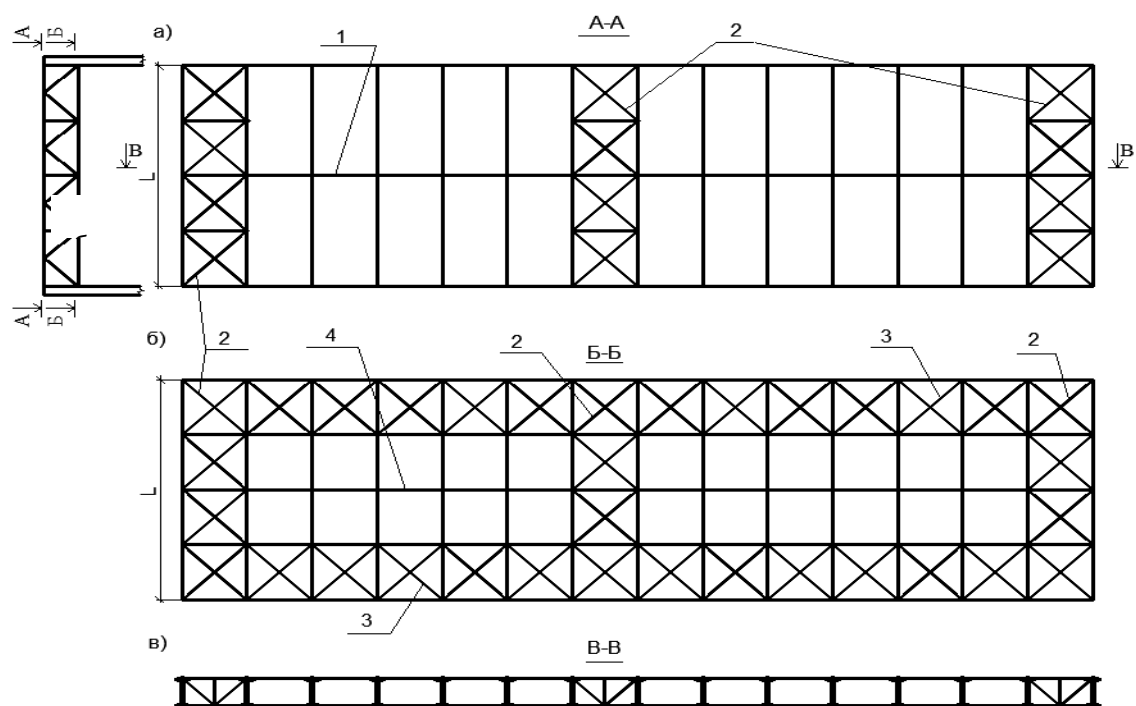


Рисунок 2.8 –Связи по покрытию промздания:

- а– связи по верхним поясам фермы; б – связи по нижним поясам фермы; в – вертикальные связи между фермами;
 1 – распорки в коньке; 2 – поперечные связевые фермы;
 3 – продольные связевые фермы; 4 – распорки по нижнему поясу

Связи по верхним поясам ферм

Связи по верхним поясам (см. рисунок 2.8, а; 2.9, а; 2.9, в) состоят из поперечных связевых ферм и продольных элементов между ними – распорок. Поперечные связевые фермы располагают в торцах здания, у температурных швов и по длине здания в местах расположения вертикальных связей между колоннами. Они предназначены для уменьшения расчетной длины сжатых верхних поясов ферм из плоскости фермы, и для

частичного восприятия ветровой нагрузки от стоек торцевого фахверка. Распорки обеспечивают устойчивость верхних поясов промежуточных ферм и ставятся в коньке.

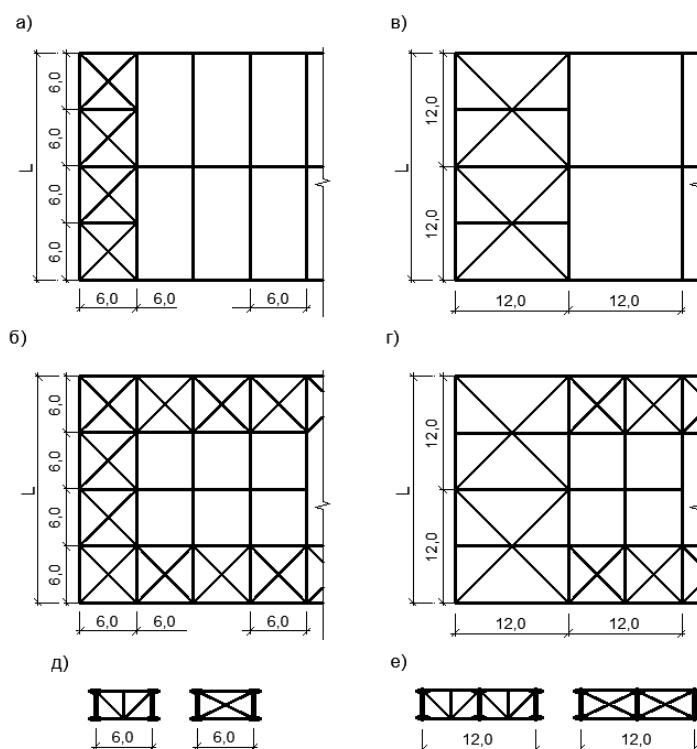


Рисунок 2.9 –Связи по покрытию при различных шагах колонн:
 а и б – связи по верхним поясам ферм при шаге 6,0 и 12,0 м;
 в и г – связи по нижним поясам ферм при шаге 6,0 и 12,0 м;
 д и е – вертикальные связи между фермами при шаге 6,0 и 12,0 м ;

2.6.3 Связи по нижним поясам ферм

Они состоят из продольных и поперечных горизонтальных связевых ферм (см. рисунок 5.8) и распорок. Поперечные связи по нижним поясам ферм крепятся к нижним поясам соседних ферм в торцах здания, у температурных швов и по длине здания в местах расположения вертикальных связей между колоннами. Поперечные связи в торцах здания совместно с нижним поясом ферм образуют горизонтальные связевые фермы.

Эти связи предназначены для восприятия ветровой нагрузки от стоек торцевого фахверка. Продольные связи по нижним поясам ферм являются основными элементами, обеспечивающими пространственную работу каркаса здания.

Совместно с поперечными, они образуют жесткий диск в уровне нижних поясов ферм. Иногда продольные связевые фермы не ставят в зданиях с кранами легкого и среднего режимов работы. В качестве связей по нижним поясам ферм очень часто применяют крестовые связи.

2.6.4 Вертикальные связи между фермами

Для увеличения боковой жесткости ферм (см. рисунок 2.8, в; 2.9, д; 2.9, е) и их устойчивости в период монтажа и эксплуатации устраивают вертикальные связи между фермами. По ширине пролета их располагают через 12–15 м, а по длине – в местах постановки поперечных связей. Вертикальные связи между фермами крепятся к стойкам стропильных ферм, имеют треугольную или крестовую решетку. При шаге стропильных ферм 12,0 м вертикальные связи между фермами проектируются в виде ферм с параллельными поясами, решетка которых может быть крестовой или треугольной (см. рисунок 2.9, д; 2.9, е).

3 РАСЧЕТ РАМЫ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Поперечная рама – основная несущая конструкция каркаса производственного здания. Чтобы определить усилия в элементах рамы, необходимо установить расчетную схему рамы, собрать действующие на нее нагрузки, выполнить статический расчет рамы и выявить комбинацию нагрузок, дающие наибольшие расчетные усилия для каждого из элементов рамы.

Для расчета конструктивную схему рамы преобразовывают в расчетную с учетом ряда следующих упрощений: за геометрические оси колонн принимают линии центров тяжести, соответственно, верхней и нижней частей колонны; заделка стержня колонны считается на уровне низа башмака (базы колонны); решетчатый (сквозной) ригель заменяется эквивалентным сплошным, ось которого совмещают с осью нижнего пояса ригеля (фермы).

На рисунке 3.1 представлены конструктивная и расчетная схемы однопролетной рамы.

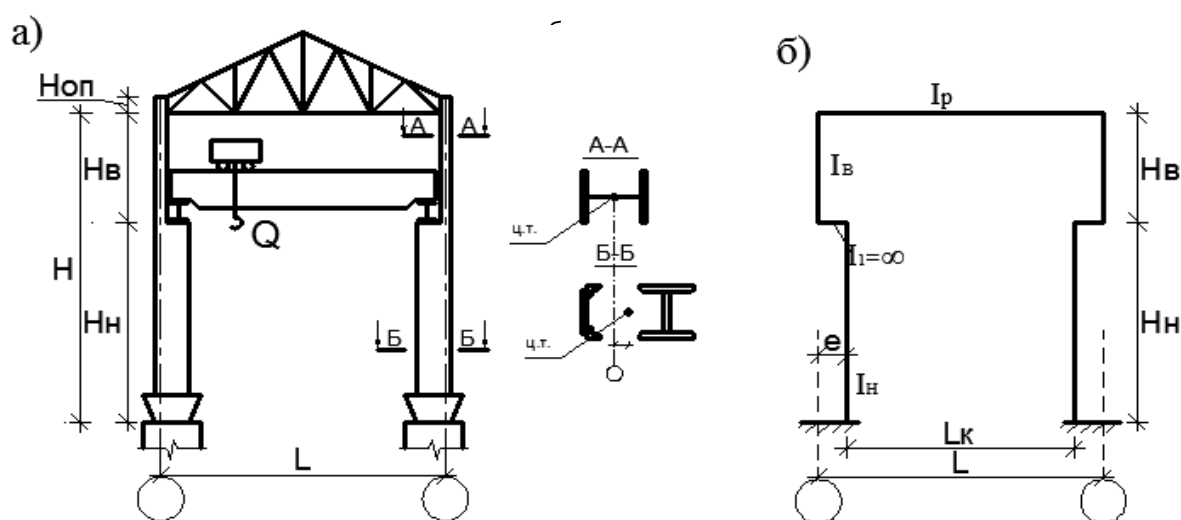


Рисунок 3.1 – Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы однопролетной рамы производственного здания

При расчете рамы на сосредоточенные крановые нагрузки, учитывают пространственную работу конструкций (совместную работу плоских поперечных рам, объединенных продольными конструкциями каркаса в пространственный блок).

Если кровельное покрытие состоит из железобетонных плит, образуется жесткий диск, соединяющий верхние концы колонн. Достаточно рассчитать блок из пяти рам, нагрузка в котором приложена ко второй раме от торца здания.

При устройстве кровли по прогонам взаимосвязь смежных рам образуется благодаря продольным связям в уровне нижних поясов ферм. В этом случае нагрузка в пространственном блоке приложена к третьей раме. В связи с этим расчетная схема для расчета рамы на крановые нагрузки при жесткой кровле приобретает вид пространственного блока (рисунок 3.2).

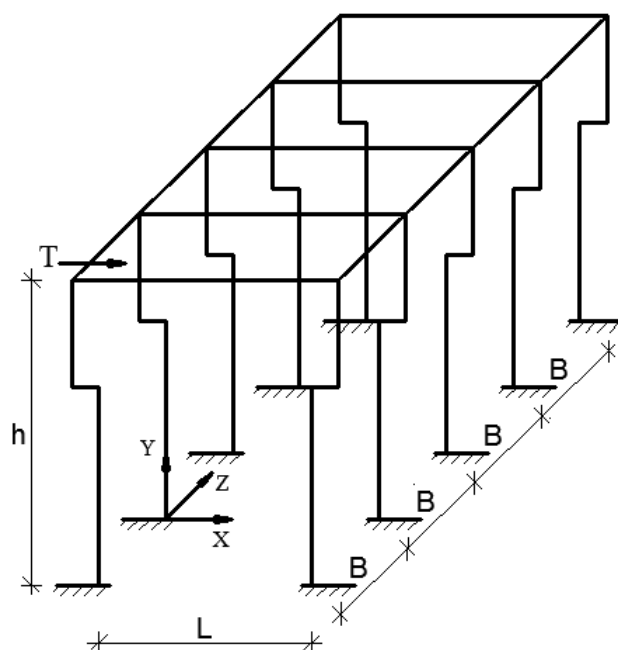


Рисунок 3.2 – Расчетная схема пространственного блока

По опыту проектирования производственных зданий расстояние между центрами тяжести сечений верхнего и нижнего участков колонны принимают:

$$e = 0,5 \cdot (h_H - h_B) \quad (3.1)$$

Для статического расчета рамы достаточно знать соотношение моментов инерции элементов рамы: верхней – J_v , нижней – J_n частей колонны, ригеля J_p , горизонтальных связей между фермами – J_{zf} . Их можно принимать в пределах:

$$J_n / J_v = 7 \div 10; J_p / J_v = 20 \div 40; J_n / J_{zf} = 1/2 \div 1/4 \quad (3.2)$$

3.1 Нагрузки действующие на раму

На поперечную раму каркаса промышленного здания действуют следующие нагрузки: постоянные от массы ограждающих и несущих конструкций здания; временные кратковременные атмосферные (воздействия снега и ветра) и технологические (от мостовых кранов).

3.1.1 Постоянные нагрузки

Постоянные нагрузки принимают равномерно распределенными, приложенными к ригелю по длине. Данную нагрузку на 1 м^2 покрытия обычно определяют в табличной форме, где расчетную нагрузку q^p находят умножением нормативной q^n на коэффициент надежности по нагрузке γ_f .

В поверхностную нагрузку включается вес кровельного покрытия, конструкций фермы, фонаря, связей с соответствующими коэффициентами надежности по нагрузке. Вес элементов конструкций покрытия зависит от состава кровли, выбираемого в зависимости от условий эксплуатации здания (отапливаемое, не отапливаемое, с избыточным выделением тепла). Исходя из данных таблицы 3.1, выбирают весовые характеристики в соответствии с условиями эксплуатации.

Таблица 3.1 – Нагрузки от массы ограждающих и несущих конструкций

Состав нагрузки	Нормативная кН/м ² g_n	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка кН/м ² g_p
1.1 Защитный слой (15 – 20 мм) из гравия по мастике	0,35	1,3	0,46
1.2 Водоизоляционный ковер из 3 – 4 слоёв рубероида	0,15	1,3	0,2
1.3 Асфальтовая или цементная стяжка $h = 20$ мм, $\gamma = 18$ кН/м ³	0,36	1,3	0,47
1.4 Утеплитель: а) пенопласт; $h = 100$ мм, $\gamma = 0,5$ кН/м ³	0,05	1,2	0,06
б) пенобетон, $h = 60$ мм, $\gamma = 6$ кН/м ³	0,36	1,3	0,47
1.5 Пароизоляция (один слой пергамина)	0,04	1,3	0,05
1.6 Стальной профилированный настил (0,8 – 1,0 мм)	0,15	1,05	0,16
1.7 Волнистые стальные листы (1 – 1,75 мм)	0,16	1,05	0,17
1.8 Плоский стальной настил (3 – 4 мм)	0,28	1,05	0,3
1.9 Прогонь а) сплошные, 6 м б) сплошные, 12 м	0,07 0,13	1,05 1,05	0,073 0,14

Продолжение таблицы 3.1

1.10 Железобетонные панели из тяжёлого бетона			
а) размером 3 × 6 м;	1,45	1,1	1,6
б) размером 3 × 12 м	1,7	1,1	1,87
2 Элементы каркасов			
2.1 Каркас фонаря	0,18	1,05	0,19
2.2 Связи покрытия	0,05	1,05	0,05
2.3 Стропильные фермы	0,3	1,05	0,32
2.4 Подстропильные фермы	0,1	1,05	0,11
2.5 Колонны (при h здания до 20 м)	0,5	1,05	0,53
2.6 Подкрановые конструкции (кН/м балки):			
а) пролётом $B = 6$ м под краны грузоподъёмностью $Q = 30-200$ т;	2,5-3,5		
б) пролётом $B = 12$ м, $Q = 30-80$ т;	4,0-5,0		
в) пролётом $B = 12$ м, $Q = 100-200$ т	5,0-6,0		

Расчетную линейную или погонную нагрузку на ригель определяют с учетом грузовой площади, равной шагу колонн B (см. рисунок 3.2). При наличии угла ската кровли α :

$$g_{p_{noz}} = \sum g_{p_i} \times B / \cos \alpha \quad (3.3)$$

Опорная реакция ригеля рамы:

$$F_g = g_{p_{noz}} \times L / 2, \quad (3.4)$$

где L – пролет здания, (м).

Расчетный сосредоточенный момент в месте уступа от смещения верхней и нижней частей колонны:

$$Mg = Fg \times e, \quad (3.5)$$

где e – эксцентриситет;

Постоянные нагрузки от веса ограждения (наружные стеновые панели), остекления и веса колонны собирают в виде сосредоточенных сил, условно приложенных к низу подкрановой и надкрановой части колонны (Рисунок 3.3).

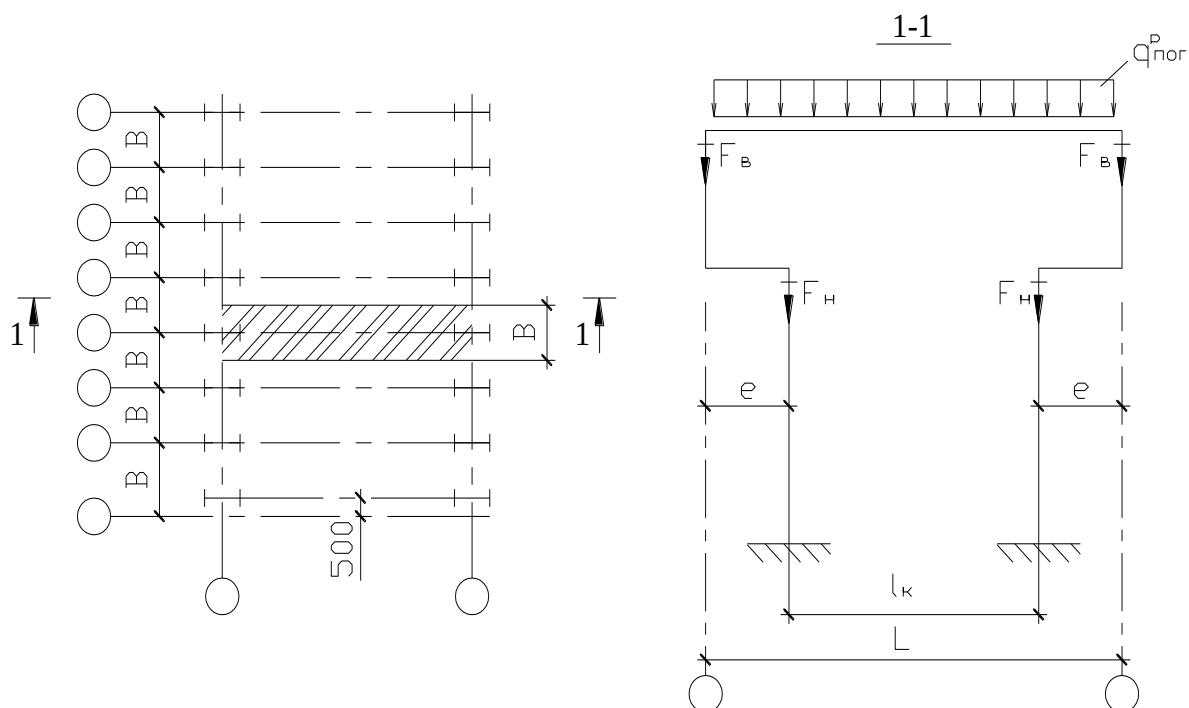


Рисунок 3.3 – Расчетная схема рамы при расчете на постоянные нагрузки

Сила F_H включает в себя собственный вес нижней части колонны и нагрузку от стен и остекления на участке от низа рамы и до уступа.

Сила F_B – это вес верхней части колонны, и на этом же участке вес ограждения и остекления. Вес верхней части колонны (20% от общего веса)

$$G_B = \gamma_H \cdot \gamma_F \cdot 0,2 \cdot m_k \cdot B \cdot L / 2: \quad (3.6)$$

Вес нижней части колонны (80% от общего веса):

$$G_H = \gamma_H \cdot \gamma_F \cdot m_k \cdot B \cdot L / 2 \quad (3.7)$$

где $\gamma_H = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению;

$\gamma_F = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке;

m_k – нормативный вес колонны;

B – шаг колонны;

L – пролет.

Для определения F_H и F_B принимают поверхностную массу стен $m_{cm} = 2$ кН/м², остекления $m_{ocm} = 0,35$ кН/м², отсюда:

$$F_H = \gamma_H \cdot (\gamma_F \cdot m_{cm} \cdot h_{cmH} \cdot B + \gamma_F \cdot m_{ocmH} \cdot h_{ocmH} \cdot B) + G_H \quad (3.8)$$

$$F_B = \gamma_H \cdot (\gamma_F \cdot m_{cm} \cdot h_{cmB} \cdot B + \gamma_F \cdot m_{ocmB} \cdot h_{ocmB} \cdot B) + G_B, \quad (3.9)$$

где h_{cmH} и h_{cmB} – соответственно высота стен на участке нижней и верхней частей колонны;

h_{ocmH} и h_{ocmB} – соответственно высота остекления на участке нижней и верхней частей колонны.

3.1.2 Снеговая нагрузка

При расчете рамы нагрузка от снега принимается равномерно распределенной по длине ригеля.

Нормативная снеговая нагрузка в кН/м² горизонтальной проекции покрытия

$$S^H = S_0 \times C, \quad (3.10)$$

где S_0 – вес снегового покрытия для конкретного района строительства;

C – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузки на покрытия, при уклоне покрытия $\alpha \leq 25^\circ$ (принимают $C=1$).

Расчетная погонная снеговая нагрузка на ригель рамы:

$$S_{noz}^p = S^H \times \gamma_F \times B = S_0 \times C \times \gamma_F \times B, \quad (3.11)$$

где γ_F – коэффициент надежности для снеговой нагрузки.

Таблица 3.3 – К определению коэффициента γ_F

g^H / S_0	1 и более	0,8	0,6	0,4 и менее
γ_F	0,4	1,5	1,55	1,6

Опорная реакция ригеля рамы:

$$F_S = S_{noz}^p \times L / 2, \quad (3.12)$$

Расчетный сосредоточенный момент в месте уступа:

$$M_S = F_S \times e, \quad (3.13)$$

где e – эксцентриситет;

Расчетная схема рамы от снеговой нагрузки аналогична постоянной нагрузке.

3.1.3 Ветровая нагрузка

Действие ветровой нагрузки на поперечник промышленного здания характерно с двух сторон – с наветренной (активное давление) и с заветренной стороны (отсос). При этом направлении действия активного давления и отсоса совпадает с направлением ветра (рисунок 3.4)

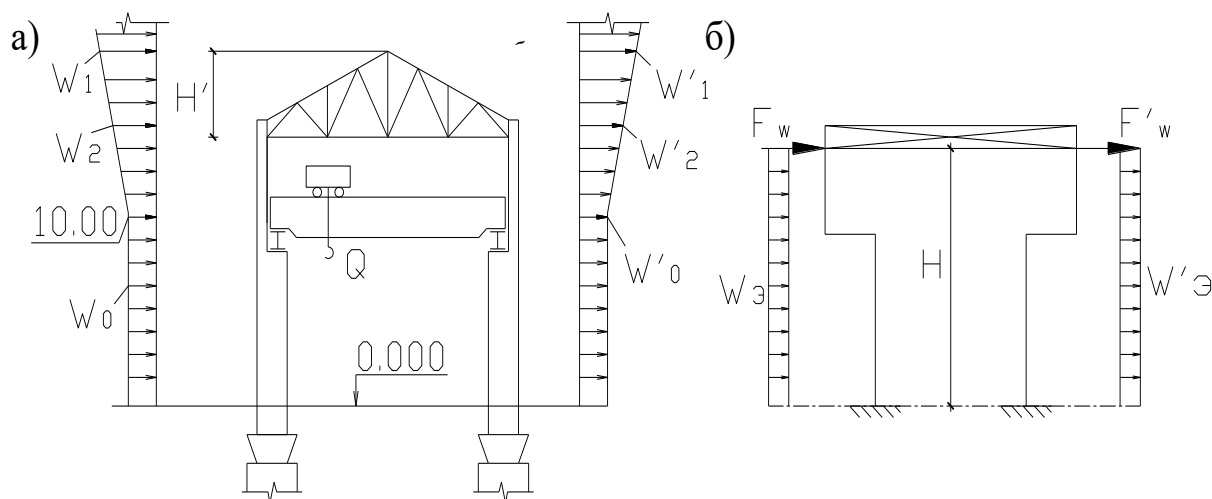


Рисунок 3.4 – Схема ветровой нагрузки на раму

На стойки рамы давление ветра передается панелями стенового ограждения и ригелями в виде равномерно распределенной и сосредоточенной нагрузок. Нормативное значение ветровой нагрузки ω_0^H на 1 м² стенового ограждения определяют по формуле:

$$\omega_0^H = \omega_0 \cdot K \cdot C, \quad (3.14)$$

где ω_0 – нормативный скоростной напор для конкретного района строительства;

K – коэффициент изменения скоростного напора ветра, зависящий от высоты здания над поверхностью земли и типа местности (таблица 3.4);

C – аэродинамический коэффициент, зависящий от расположения и конфигурации поверхности.

Для вертикальных стен с наветренной стороны $C=0,8$, для отсоса $C=0,6$.

Таблица 3.4 – К определению коэффициента γ_F

Тип местности	Высота над поверхностью земли, м							
	10	20	30	40	50	100	200	>200
Открытые местности (степи, пустыни)	1	1,25	1,4	1,55	1,65	2,1	2,6	3,1
Города с окраинами, лесные массивы	0,65	0,9	1,05	1,2	1,33	1,8	2,45	3,1

Расчетная погонная ветровая нагрузка составит:

$$\omega = \gamma_f \cdot \omega_0^H \cdot B = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot C \cdot B \cdot K \quad (3.15)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

Фактические эпюры ветрового давления (см. рисунок 3.4, а) до высоты 10 м не меняются и имеют распределенный характер. Выше 10 м ветровое давление увеличивается, что учитывается коэффициентом K .

Для удобства расчета фактическую эпюру ветрового давления от отметки низа колонны и до отметки низа стропильной фермы приводят к эквивалентной $\omega_{\text{э}}$ и $\omega'_{\text{э}}$, распределенной по всей высоте (см. рисунок 3.4, б).

Данную эквивалентную нагрузку определяют:

$$\omega_{\text{э}} = \omega_{10} \cdot a, \quad (3.16)$$

$$\omega'_{\text{э}} = \omega'_{10} \cdot a, \quad (3.17)$$

где ω_{10} и ω'_{10} – расчетная ветровая нагрузка на высоте 10 м, соответственно, с активной стороны и отсоса; a – коэффициент, зависящий от высоты.

Таблица 3.5 – К определению коэффициента a

Н, м	10	15	20	25	30	35	40
a	1	1,04	1,1	1,17	1,23	1,29	1,34

Ветровую нагрузку (часть фактической эпюры) на участке от низа ригеля и до наиболее высокой точки здания, заменяют сосредоточенными силами F_w и F'_w , приложенными на расчетной схеме рамы (см. рисунок 5.13, б) в уровне ригеля с обеих сторон. Данные силы определяют по формулам:

$$F_w = (\omega_1 + \omega_2) \cdot H' / 2 \quad (3.18)$$

$$F'_w = (\omega'_1 + \omega'_2) \cdot H' / 2 \quad (3.19)$$

где ω_1 (ω_2) и ω'_1 (ω'_2) – расчетные значения ветровой нагрузки, соответственно, с активной стороны и отсоса на отметках низа ригеля и верхней точки здания;

H' – высота фактической эпюры ветрового давления от низа стропильной фермы до наивысшей точки здания.

3.1.4 Крановые нагрузки

При расчете однопролетных рам крановая нагрузка учитывается только от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности с учетом специального

коэффициента сочетаний Ψ_K , зависящего от режима работы. Для кранов лёгкого и среднего режимов работы $\Psi_K = 0,85$, для тяжелого и весьма тяжелого $\Psi_K = 0,95$.

Действие крановой нагрузки на поперечник промышленного здания рассматривают в двух направлениях – в вертикальном и горизонтальном.

Таблица 3.6 – Нагрузки и габариты мостовых кранов

Q, т		L, м	Основные габариты крана, мм				F _{km} ак кН	Масса, т		Высо- та рельса, мм	h _б , мм при шаге колонн, м	
Глав- ный крюк	Всп. крюк		ши- рина. В	база, К	H _к	B ₁		тел. G _т	G		6	12
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
15	3	12	6300	4400	2300	260	155	7	22,5			
		18	6300	4400	2300	260	175	7	26,5			
		24	6300	4400	2300	260	190	7	34			
		30	6300	5000	2300	260	220	7	43,5			
		36	6300	5000	2300	260	230	7	47,5			
20	5	12	6300	4400	2400	260	175	8,5	23,5			
		18	6300	4400	2400	260	195	8,5	28,5			
		24	6300	4400	2400	260	220	8,5	36			
		30	6300	5000	2400	260	255	8,5	46,5			
		36	6300	5000	2400	260	265	8,5	50			
30	5	18	6300	5000	2750	300	280	12	42,5	120	1000	1500
		24	6300	5100	2750	300	315	12	52			
		30	6300	5100	2750	300	345	12	62			
		36	6860	5600	3000	300	380	12	74			
50	10	18	6760	5250	3150	300	425	18	56,5	130	1000	1500
		24	6760	5250	3150	300	465	18	66,5			
		30	6760	5250	3150	300	500	18	78			
		36	6760	5250	3150	300	540	18	90			
80	20	24	9100	4350	3700	400	360	38	110	150	1000	1600
		30	9100	4350	4000	400	390	38	130			
		36	9100	4350	4000	400	420	38	150			
100	20	24	9350	4600	3700	400	430	41	125	170	1000	1600
		30	9350	4600	4000	400	460	41	145			
		36	9350	4600	4000	400	500	41	165			
125	20	24	9350	4600	4000	400	500	43	135	170	1000	1800
		30	9350	4600	4000	400	530	43	155			
		36	9350	4600	4000	400	560	43	175			

Вертикальные крановые нагрузки

Вертикальное давление кранов на раму определяют при их невыгодном для расчётной рамы положении на подкрановой балке, где два крана с наибольшей грузоподъемностью максимально приближают к расчётной раме (рисунок 3.5) так, чтобы первое колесо первого крана опиралось на стойку расчётной рамы (стык подкрановых балок), а второй кран максимально к нему приближают. При этом тележки обоих кранов приближают к одной из стоек расчётной рамы. В результате на данной стойке рамы и будет действовать максимальная вертикальная крановая сила – D_{kmax} , а на противоположной стойке, соответственно, минимальная крановая сила D_{kmin} .

Данные силы определяют по формулам:

$$D_{kmax} = \gamma_f \cdot \Psi_k \cdot F_{k.max} \cdot \Sigma Y_i + \gamma_f \cdot g_{нб} \cdot B, \quad (3.20)$$

$$D_{kmin} = \gamma_f \cdot \Psi_k \cdot F_{k.max} \cdot \Sigma Y_i + \gamma_f \cdot g_{нб} \cdot B, \quad (3.21)$$

где $F_{k.max}$ – максимальное давление одного колеса крана (таблица 3.6);

$g_{нб}$ – вес подкрановых конструкций на 1 м.п.;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

Ψ_k – коэффициент сочетаний;

ΣY_i – сумма ординат линии влияния для опорного давления на колонну.

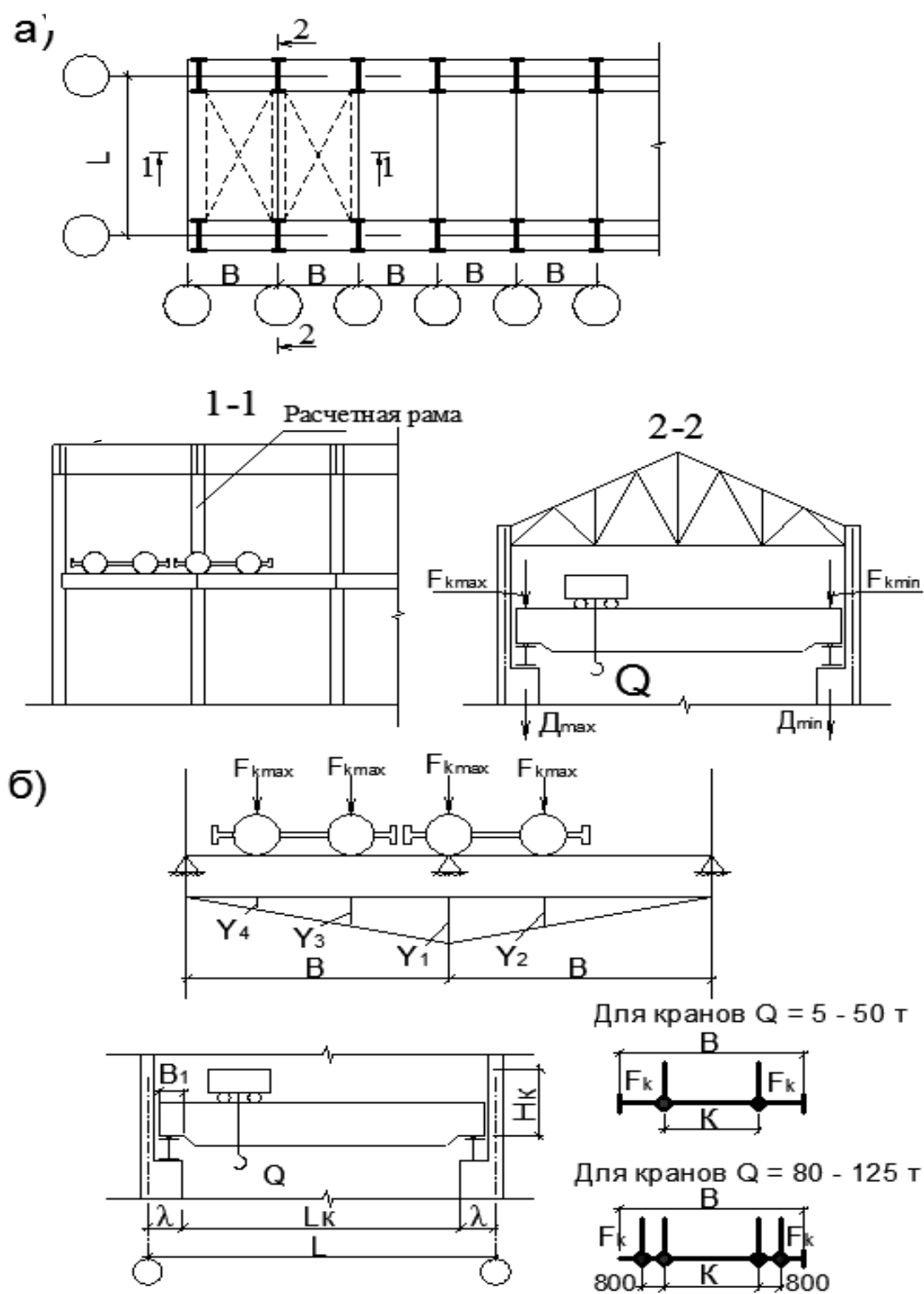


Рисунок 3.5 – К определению вертикальных нагрузок на раму от мостовых кранов

$$F_{k.min} = \frac{Q + G_k}{n_0} - F_{k.max} \quad (3.22)$$

где Q – грузоподъёмность крана;

G_k – полный вес крана с тележкой;

n_0 – число колёс на одной стороне крана.

Подкрановые балки установлены с эксцентриситетом e_k по отношению к нижней части колонны, поэтому в раме от их вертикального давления возникают сосредоточенные моменты:

$$M_{k.max} = D_{k.max} \cdot e_k \quad (3.23)$$

$$M_{k.min} = D_{k.min} \cdot e_k \quad (3.24)$$

где e_k – расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения подкрановой части колонны ($e_k = 0,5 \cdot h_H$);

h_H – ширина нижней части колонны.

На рисунке 3.6 представлена расчетная схема рамы с приложенными вертикальными усилиями.

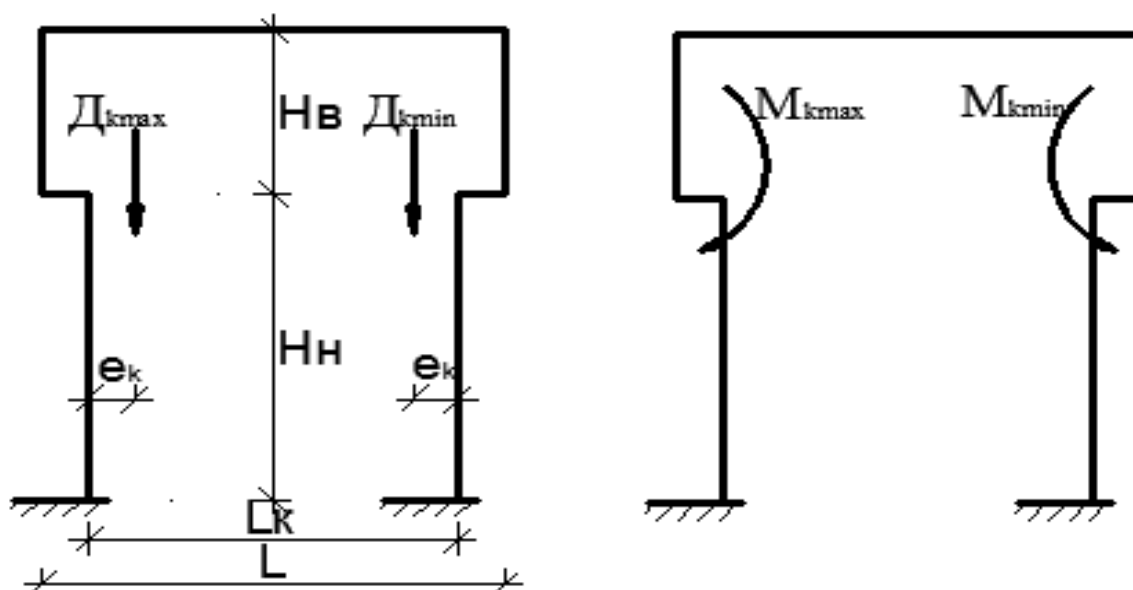


Рисунок 3.6 – Расчетная схема рамы с приложенными вертикальными усилиями

Горизонтальное поперечное давление кранов на колонну

Горизонтальные крановые силы возникают в результате торможения тележки крана с грузом при её движении. При этом нормативная поперечная сила от торможения тележки, действующая поперек цеха вдоль кранового моста, определяется по формуле:

$$T_0^H = \frac{(Q + G_T)}{20}, \quad (5.36)$$

где Q – грузоподъемность крана;

G_T – вес крана;

Горизонтальная крановая сила передаётся на подкрановую балку через колёса крана, отсюда нормативная сила на колесо крана:

$$T_K^H = \frac{T_0^H}{n}, \quad (5.37)$$

где n – число колёс на одной стороне крана.

Расчётное горизонтальное давление на колонну:

$$T_k = \gamma_f \cdot \Psi_k \cdot T_k^H \cdot \sum y_i, \quad (5.38)$$

где γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке;

$\sum y_i$ – сумма ординат линии влияния.

Наибольшее горизонтальное давление возникает при том же положении кранов, что и наибольшее вертикальное.

Горизонтальная крановая сила может быть приложена к любой стойке расчётной рамы и направлена вправо или влево. Она действует в уровне верхнего пояса подкрановой балки.

На рисунке 3.7 приведена расчетная схема рамы с приложенной горизонтальной крановой силой T_k .

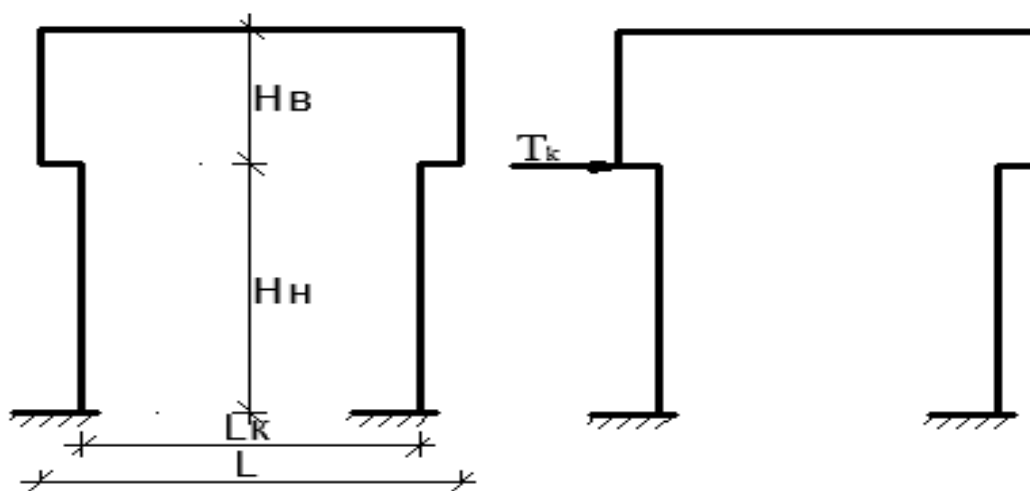


Рисунок 3.7 – Расчетная схема рамы с горизонтальной силой

Далее статический расчет рамы выполняется с использованием расчетного комплекса Stark ES.

4 УЧЕБНАЯ ЛИТЕРАТУРА

Основная

1. Инженерные конструкции, Ю.М. Дукарский, учебн., М. КолосС, 2008г., 364с.
2. Теличенко В.И., Гныря А.И., Бояринцев А.П., Учебник «Технология возведения высотных, большепролетных, специальных зданий и сооружений», Издательство АСВ, 2016 г., 744 стр.
3. Паниева С.Л. Задание и методические указания по выполнению курсового проекта «Расчет и конструирование каркаса промышленного здания». Краснодар, КГАУ, 2017.
4. Металлические конструкции. Элементы конструкций. Учебник под редакцией Горина В.В. – М.: Высш. шк. 2011.

Дополнительная

1. Горев В.В. (ред.) «Металлические конструкции». В 3 т. Учебник Т.1: Элементы конструкций/Под ред. В.В. Горева. - 2-е изд., переработанное и дополненное. М.: Изд. АСВ., 2011.
2. Расчет и проектирование металлических конструкций [Электронный ресурс] : сборник докладов научно-практической конференции, посвященной 100-летию со дня рождения профессора Е.И. Белени «Расчет и проектирование металлических конструкций» / А. В. Алексейцев, В. Ю. Алпатов, Д. Ю. Кареев [и др.] ; под ред. А. Р. Туснин. — Электрон. текстовые данные. — М. : Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2013. — 258 с. — 2227-8397. — Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/23738.html>
3. Колотов, О. В. Металлические конструкции [Электронный ресурс] : учебное пособие / О. В. Колотов. — Электрон. текстовые данные. — Нижний Новгород :

Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2010. — 100 с. — 2227-8397. — Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/16014.html>

4. МО, Металлические конструкции, учебн., в 3-х томах, том 3: специальные конструкции под редакцией В.В. Горева, М. Высш.шк., 2012г., 544с.

5. Металлические конструкции. Элементы конструкций. Учебник под редакцией Горина В.В. – М.: Высш. шк. 2011.

6. Парлашкевич, В. С. Сварка строительных металлических конструкций [Электронный ресурс] : учебное пособие / В. С. Парлашкевич, В. А. Белов. — Электрон. текстовые данные. — М. : Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2012. — 112 с. — 978-5-7264-0569-8. — Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/16336.html>

7. Белов, В. А. Моделирование и расчёт металлических конструкций зданий и сооружений [Электронный ресурс] : монография / В. А. Белов, К. Круль. — Электрон. текстовые данные. — М. : Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2012. — 160 с. — 978-5-7264-0643-5. — Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/20012.html>

8. Белов, В. А. Несущая способность сварных соединений с фланговыми швами в строительных металлических конструкциях [Электронный ресурс] / В. А. Белов. — Электрон. текстовые данные. — М. : Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2012. — 136 с. — 978-5-7264-0612-1. — Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/20015.html>

9. Коррозия и защита металлических конструкций и оборудования [Электронный ресурс] : учебное пособие / М. И. Жарский, Н. П. Иванова, Д. В. Куис, Н. А. Сви-дунович. — Электрон. текстовые данные. — Минск :

Вышэйшая школа, 2012. — 303 с. — 978-985-06-2029-3.

— Режим доступа:

<http://www.iprbookshop.ru/20220.html>

10. Парлашкевич, В. С. Проектирование и расчет металлических конструкций рабочих площадок [Электронный ресурс] : учебное пособие / В. С. Парлашкевич, А. А. Василькин, О. Е. Булатов. — Электрон. текстовые данные. — М. : Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2014. — 168 с. — 978-5-7264-0794-4. — Режим доступа:

<http://www.iprbookshop.ru/23736.html>

11. Парлашкевич, В. С. Металлические конструкции, включая сварку. Часть 1. Производство, свойства и работа строительных сталей [Электронный ресурс] : учебное пособие / В. С. Парлашкевич. — Электрон. текстовые данные. — М. : Московский государственный строительный университет, Ай Пи Эр Медиа, ЭБС АСВ, 2014. — 161 с. — 978-5-7264-0941-2. — Режим доступа:

<http://www.iprbookshop.ru/27040.html>

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
1 КУРСОВОЙ ПРОЕКТ	4
2 КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА	6
2.1 Разбивка сетки колонн	6
2.2 Выбор системы покрытия	8
2.3 Компоновка поперечной рамы промздания	10
2.4 Определение вертикальных размеров поперечника	10
2.5 Определение горизонтальных размеров поперечника	13
2.6 Установка связей каркаса промздания	17
2.6.1 Вертикальные связи между колоннами	18
2.6.2 Связи по покрытию	19
Связи по верхним поясам ферм	20
2.6.3 Связи по нижним поясам ферм	21
2.6.4 Вертикальные связи между фермами	22
3 РАСЧЕТ РАМЫ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ	23
3.1 Нагрузки действующие на раму	25
3.1.1 Постоянные нагрузки	25
3.1.2 Снеговая нагрузка	29
3.1.3 Ветровая нагрузка	31
3.1.4 Крановые нагрузки	33
4 УЧЕБНАЯ ЛИТЕРАТУРА	40

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические рекомендации
по выполнению курсового проекта*

Составители:
Паниева Светлана Леонидовна,
Рябухин Александр Константинович,

Формат 60 × 84 ¹/₁₆

Типография Кубанского государственного аграрного университета.
350044, г. Краснодар, ул. Калинина, 13