

МИНОБРНАУКИ РОССИИ
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Тверской государственный технический университет»
(ТвГТУ)

П.В. Куляев, С.В. Черемных

**Проектирование стального каркаса
одноэтажного производственного здания**

Учебное пособие

Тверь 2024

УДК 69.07
ББК Н549

Рецензенты: директор ООО ПКБ «Остов», кандидат технических наук, доцент Каляскин А.В.; заведующий кафедрой «Конструкции и сооружения», кандидат технических наук, доцент Баркая Т.Р.

Куляев П.В., Черемных С.В. Проектирование стального каркаса одноэтажного производственного здания: учебное пособие. Тверь: Тверской государственный технический университет, 2024. 116 с.

Представлена методика расчета и конструирования элементов стального каркаса производственного однопролетного здания.

Предназначено для студентов строительных специальностей, обучающихся по направлениям подготовки специалистов и бакалавров, магистрантов и аспирантов.

Приложения содержат всю необходимую справочную информацию.

ISBN 978-5-7995-1333-7

© Тверской государственный
технический университет, 2024
© Куляев П.В., Черемных С.В., 2024

ГЛАВА 1

КОМПОНОВОЧНАЯ ЧАСТЬ ПРОЕКТА

1.1. Компоновка конструктивной схемы каркаса

1.1.1. Выбор типа рамы, расстановка колонн в плане и определение высоты цеха

Современные производственные здания проектируются обычно каркасными рамного типа. Основными конструкциями каркаса являются поперечные рамы, состоящие из ступенчатых колонн и ригелей. Рамные поперечники зданий предназначаются для одновременного восприятия нагрузок вертикальных (таких как собственный вес, снег, вес кровли и т. п.) и горизонтальных (ветер). Плоские рамы чрезвычайно разнообразны по конструктивной форме. Они могут быть одно- и многопролетными, одно- и многоярусными (одно- и многоэтажными), симметричными, несимметричными, замкнутыми и т. д. На поперечные рамы в продольном направлении опираются подкрановые балки, элементы покрытия здания и стеновые ограждения.

Колонны проектируют постоянного сечения в виде составных стержней, ферм с параллельными поясами или контрфорсов переменного сечения с наклонными ветвями поясов.

Решетчатая колонна рассчитывается как отдельно стоящая вертикальная ферма, нагруженная непосредственно приложенными к ней нагрузками. Расчетная длина колонны в плоскости рамы принимается равной удвоенной фактической ее длине.

Варианты решения рам представлены на рис. 1.1.

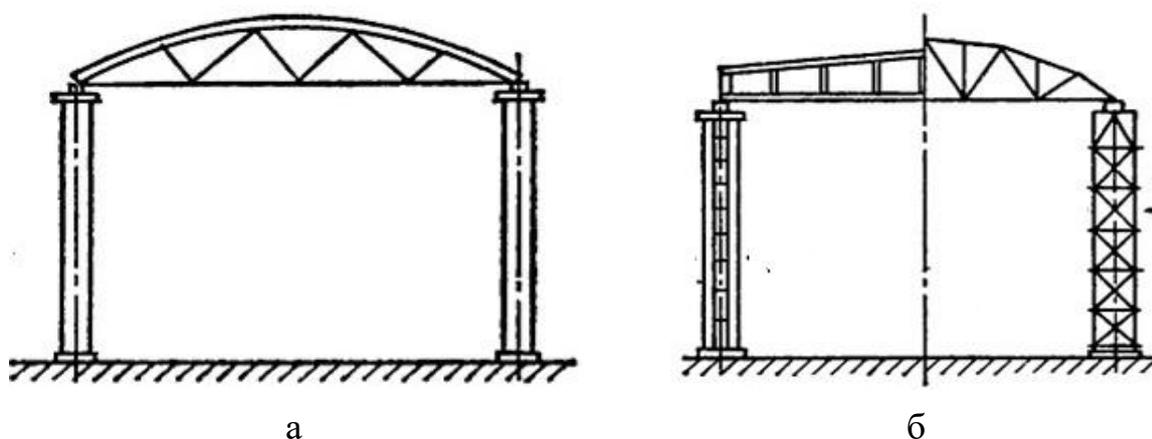


Рис. 1.1. Варианты решения рам: со сплошными (а) и составными (б) колоннами

Узел опирания ригеля на оголовок колонны должен обеспечивать равномерную передачу реакции от ригеля на ветви колонны. Продольные усилия от реакции передаются колоннами на фундамент.

Сопряжение ригелей с колоннами принимается жестким или шарнирным. Жесткое сопряжение применяется при наличии интенсивных нагрузок от мостовых кранов (инерционных сил от торможения тележки), при кранах с тяжелым и весьма тяжелым режимами работы 7К и 8К (все горячие цеха – прокатные, электросталеплавильный, конвертерный), при кранах с жестким подвесом и т. п. В остальных случаях, а именно: для средних режимов 4–6К (холодные производства – сборочные, кузнечно-прессовый, механические и другие цеха) и многопролетных рам – применяется шарнирное сопряжение. Здания с легким режимом работы 1–3К, как правило, мостовыми кранами не оборудуются.

План цеха с привязками и общий вид поперечной рамы представлен на рис. 1.2.

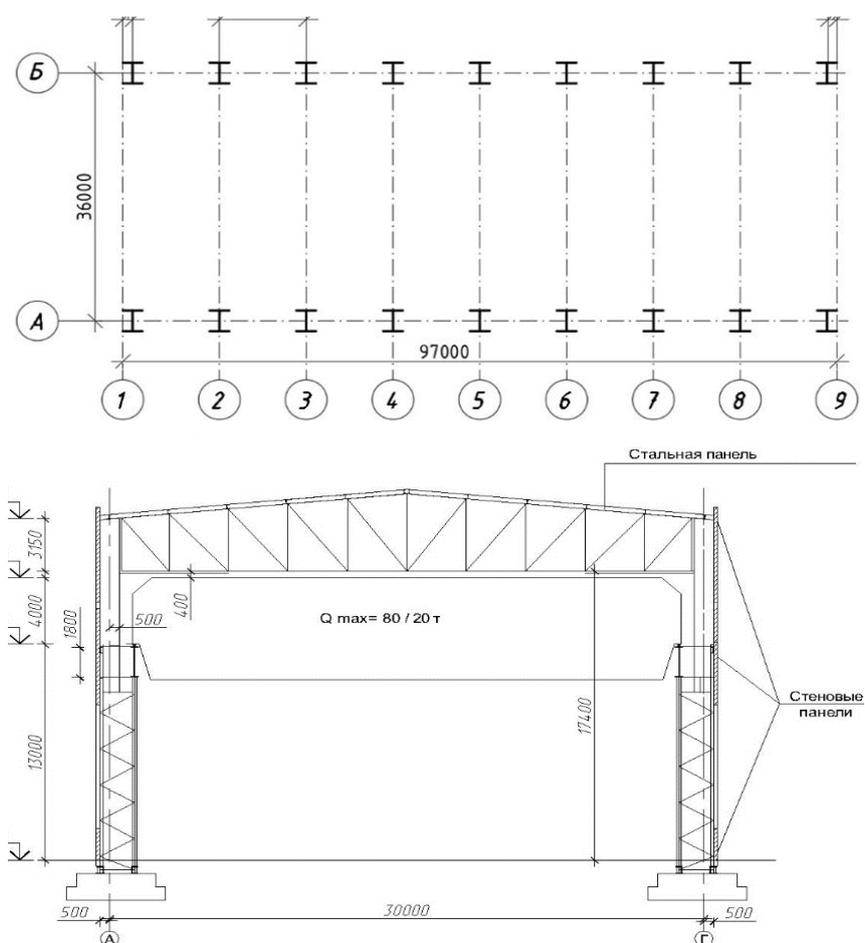


Рис. 1.2. План цеха с привязками и общий вид поперечной рамы с раскосной фермой с привязками и отметками, одноступенчатой колонной и двумя мостовыми кранами грузоподъемностью 50 и 80 т

Компоновка каркаса начинается с расстановки колонн в плане с привязками и назначением шага колонн. Выбор шага определяют три технологических вводных параметра: высота рамы H_0 , ее пролет L и грузоподъемность Q кранов. При $H_0 > 16$ м, $L \geq 30$ м и $Q \geq 80$ т по принципу концентрации материала предпочтителен шаг $S = 12$ м, в противном случае он назначается $S = 6$ м.

Геометрия рамы существенно зависит от применяемых в цехе кранов. Характеристики используемых в здании мостовых кранов, взятых по прил. 6, приведены в табл. 1.1.

Таблица 1.1

Характеристики используемых в здании мостовых кранов
грузоподъемностью 30 и 50 т

Параметр	$Q = 30$ т	$Q = 50$ т
Нагрузка на главный крюк, кН	314	490
H_k , мм	2 750	3 150
B_1 , мм	300	300
B_2 , мм	6 800	6 860
K , мм	5 600	5 600
Максимальное давление колеса F_{k1}^n , кН	320	455
Максимальное давление колеса F_{k2}^n , кН	320	455
Вес тележки G_T , кН	85	132
Вес крана с тележкой G_K , кН	554	716
Тип кранового рельса	КР-70	КР-80
Высота рельса h_p , мм	120	130
Высота подкрановой балки h_6 , мм, при шаге колонн 12 м	1 500	1 500

Для определения высоты вертикальных частей рамы в задании приводится значение отметки уровня головки подкранового рельса – ОУГПР. Полезная высота цеха H_0 складывается из расстояния от пола до высоты головки кранового рельса H_1 и от уровня головки кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия H_2 . Размер H_2 зависит от высоты мостового крана:

$$H_2 = (H_k + 100) + f,$$

где $H_k + 100$ – расстояние от головки рельса до верхней точки тележки крана плюс регламентированный требованиями по технике безопасности 100-миллиметровый зазор между этой точкой и вышележащими строительными конструкциями;

f – размер, учитывающий прогиб конструкций покрытия; в зависимости от пролета принимается равным 100–250 мм. Для больших пролетов принимается большее значение f .

Размер H_2 должен быть кратен 200 мм.

Высота цеха от уровня пола до низа стропильных ферм

$$H_0 = H_2 + H_1.$$

При $H_0 > 10,8$ м, значение H_0 рекомендуется принимать кратным 1,8 м.

Скорректируем высоту H_2 :

$$H_2 = H_0 - H_1.$$

Устанавливаем размер верхней части колонны:

$$H_v = h_{\delta} + h_p + H_2,$$

где h_{δ} – минимальная высота подкрановой балки; для значения шага колонн 12 м принимается равной 1 500 мм, для 6 м – 1 000 мм;

h_p – высота кранового рельса, принимается для крана с большей грузоподъемностью по прил. 6.

Тогда предварительная высота верхней части колонны H_v должна быть кратна 200 мм.

Размер нижней части колонны

$$H_n = H_0 - H_v + 1\,000,$$

где 1 000 мм – заглубление опорной плиты башмака колонны ниже нулевой отметки пола.

Общая высота колонны от низа базы до низа ригеля

$$H = H_v + H_n.$$

Высота части колонны в пределах ригеля H_{ϕ} зависит от принятой конструкции стропильных ферм. Для фермы из плоских уголков и при пролете 36 м целесообразно принять $H_{\phi} = 3\,150$ мм. Для двускатной фермы пролетом 24 м $H_{\phi} = 2\,200$ мм.

1.1.2. Разбивка осей

Привязка наружной грани колонны к оси a может быть нулевой (если нет мостовых кранов или их грузоподъемность не превышает 30 т), 250 или 500 мм.

Привязка $a = 500$ мм обычно устраивается для зданий с кранами грузоподъемностью 100 т и более, а также в случае организации прохода для обслуживания подкрановых путей в «теле» надкрановой части колонны.

В случае с краном грузоподъемностью в 50 т следует принять $a = 250$ мм.

1.1.3. Назначение связей

Связи – вспомогательные элементы, которые служат для придания каркасу пространственной жесткости, обеспечивают геометрическую неизменяемость и совместную работу всех элементов каркаса – рам, покрытия и др. Расчету подлежит именно рама – плоская, состоящая из двух несущих колонн и ригеля-фермы конструкция, пространственно завязанная в каркас связями (вертикальными и горизонтальными), подкрановыми балками и несущими элементами покрытия (железобетонные/металлические панели покрытия, настил по прогонам или сэндвич-панели).

На схемах ферм с единичными усилиями (см. прил. 7) выбираем верхнюю – с шарнирным опиранием на колонны или нижнюю (с опорным единичным моментом) – при жестком стыке с колонной. При проектировании жесткого сопряжения с фермой нужно учесть и нижнюю схему (усилия от опорного единичного момента).

Система связей между колоннами обеспечивает геометрическую неизменяемость каркаса и его несущую способность в продольном направлении. Ввиду небольшой длины здания, согласно требованиям, необходимо установить вертикальную связь в одной панели в середине здания. При этом выдерживаются требуемые предельные размеры между вертикальными связями [1, табл. 11.2].

Связи назначаются крестовые или треугольные. Помимо этого, крайние колонны по торцам здания соединяем двумя гибкими связями.

В производственной практике устанавливаются также порталные связи для обеспечения въезда/выезда из здания, а также поставки сырья на производство.

Основные типы связей между колоннами представлены на рис. 1.3.

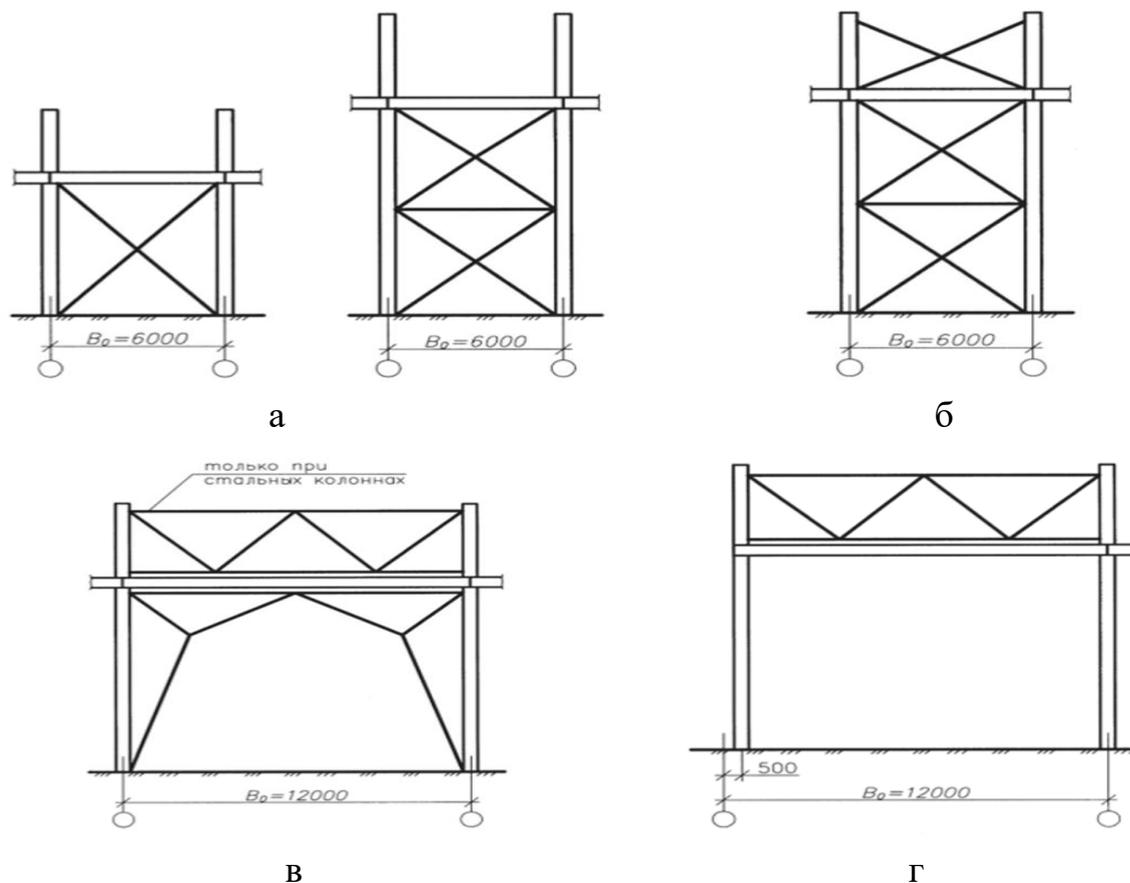


Рис. 1.3. Типы связей между колоннами (пространственная схема): крестовые и крестовые с распорками (а, б); порталная в подкрановой и треугольная в надкрановой частях колонны (в); треугольная в надкрановой части колонны (г)

1.1.4. Разработка схемы связей по шатру

Связи между фермами обеспечивают устойчивость сжатых элементов ригеля, перераспределение местных нагрузок. В зданиях с мостовыми кранами следует обеспечить горизонтальную жесткость каркаса поперек и вдоль здания. Поэтому необходима установка системы связей по верхнему и по нижнему поясу ферм (по заданию мостовые краны имеют грузоподъемность более 10 т).

Для обеспечения жесткости нужно использовать вертикальные связи в виде связевых ферм (рис. 1.4), которые устанавливаются между стропильными фермами по их торцам.

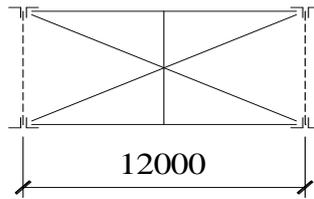


Рис. 1.4. Торцевая связевая ферма между стропильными фермами

Для закрепления верхних поясов ферм от смещения из плоскости устраиваются горизонтальные связи по их верхним поясам, чтобы они обеспечивали пространственную жесткость покрытия. Роль продольных связей по верхним поясам в случае использования железобетонных плит в качестве покрытия могут выполнять также их ребра, опертые на узлы ферм. В таком случае устройство дополнительных связей по верхним поясам требуется только в торцах и середине здания. Связи по нижним поясам устраиваются по всему периметру.

Виды связей по верхним и нижним поясам ферм изображены на рис. 1.5 и 1.6.

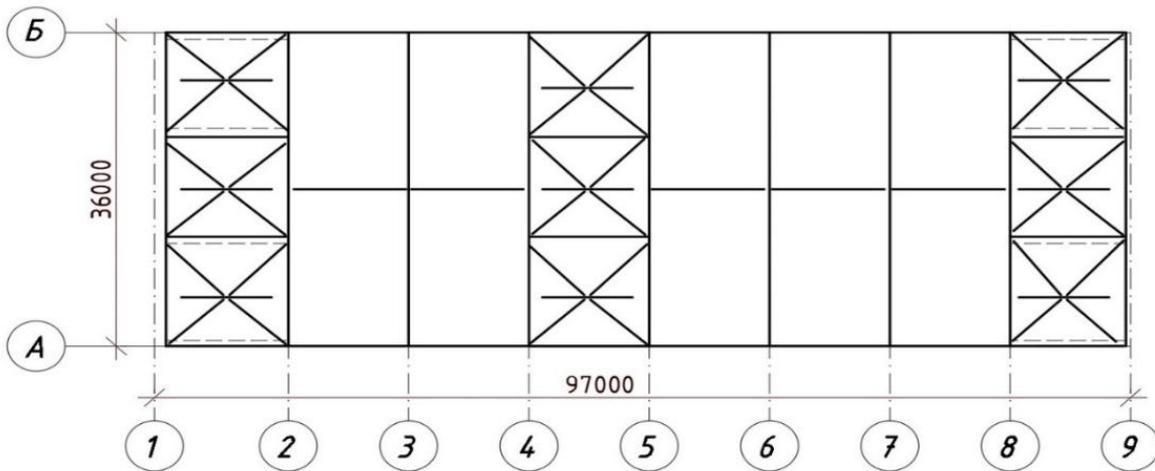


Рис. 1.5. Модель горизонтальной связевой компоновки и схема связей по верхним поясам ферм

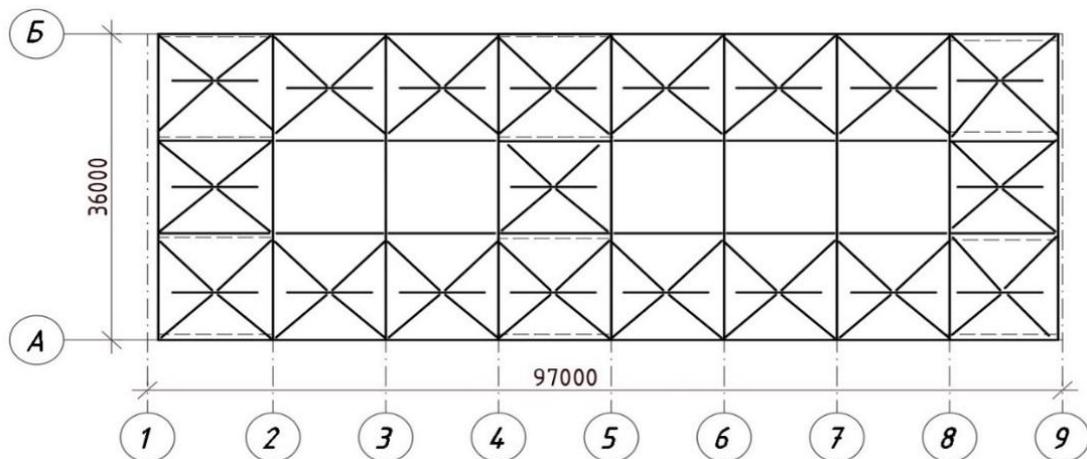


Рис. 1.6. Схема связей по нижним поясам ферм

1.1.5. Схема связей между колоннами

При длине здания 96 м целесообразно будет во избежание больших температурных напряжений устроить связевой блок в середине длины здания. Отметка уровня верха головки подкранового рельса равна 14 м, и при шаге рам, равном 12 м (для зданий пролетом более 30 м и высотой более 16 м целесообразно принять шаг колонн 12 м), применяем крестовую решетку [1].

Продольные элементы связей в точках крепления к колоннам обеспечивают несмещаемость этих точек из плоскости поперечной рамы. Схема связей между колоннами приведена на рис. 1.7, а предельные размеры между вертикальными связями – в табл. 1.2.

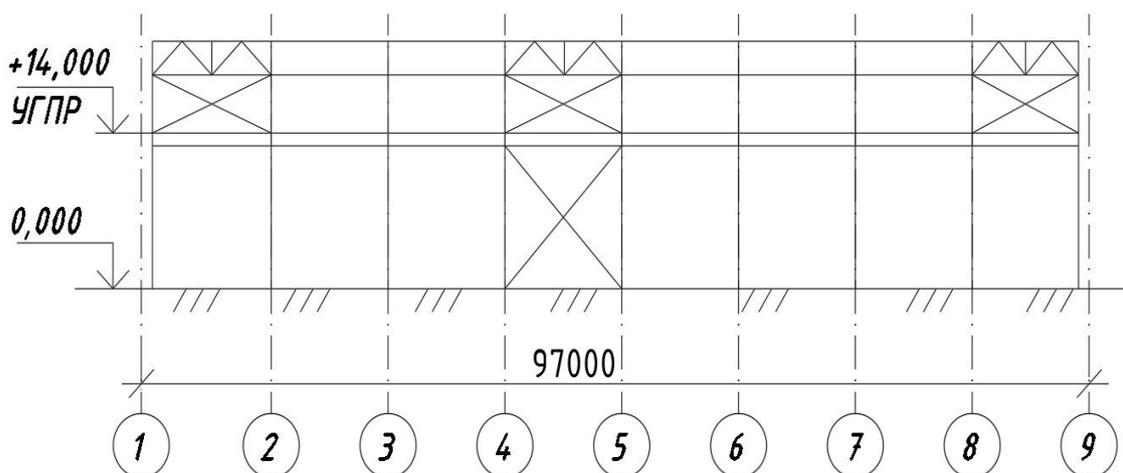


Рис. 1.7. Схема связей между колоннами

Таблица 1.2

Пределные размеры между вертикальными связями

Характеристика здания	От торца блока до оси ближайшей вертикальной связи, м	Между осями вертикальных связей в одном блоке, м
Отапливаемое	90 (60)	50 (40)
Неотапливаемое / горячие цеха	75 (50)	50 (40)

1.1.6. Компоновка фахверка

Фахверком называют систему конструктивных элементов, служащих для поддержания стенового ограждения и восприятия ветровой нагрузки. Между колоннами здания устанавливаются колонны, на которые монтируют ригели. К ригелям крепятся стеновые панели.

Колонны фахверка служат для крепления стеновых панелей и передают ветровую нагрузку F_w в узлы нижнего пояса поперечной горизонтальной фермы (торцевой фахверк) и через ригели фахверка на поперечные рамы здания (продольный фахверк) [1].

Шаг стоек торцевого фахверка равен 6 м, продольного – 12 м. Схема расположения стоек фахверка представлена на рис. 1.8.

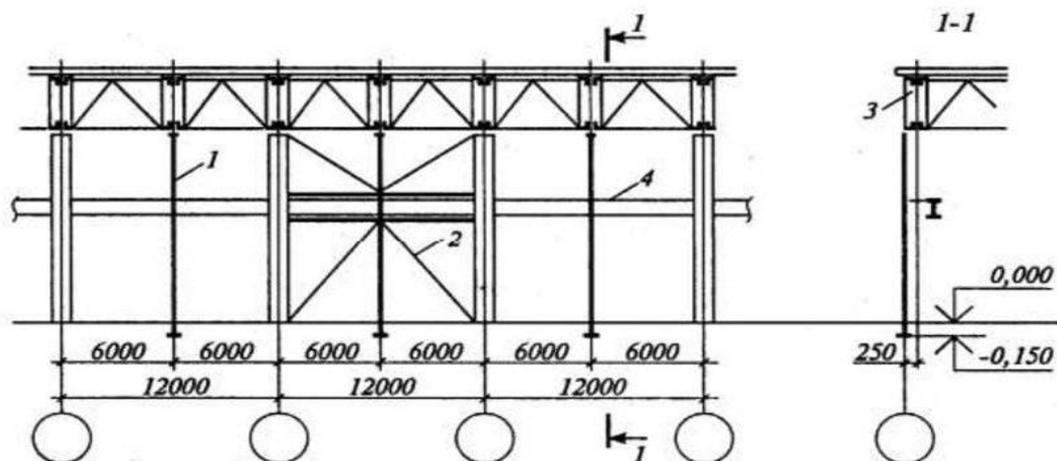


Рис. 1.8. Схемы торцевого и продольного фахверка: 1 – стойка; 2 – связь; 3 – стропильная ферма; 4 – подкрановая балка

Схема фахверка зависит от конструкции стен. Наиболее широко для производственных зданий применяются сборные легкобетонные стеновые панели толщиной 0,16–0,3 м (для отапливаемых зданий) и железобетонные ребристые стеновые панели толщиной 0,07 м (для неотапливаемых). Размеры панелей унифицированы: длина 6 и 12 м, ширина 1,2 и 1,8 м.

При навесной конструкции стены обычно используется ленточное остекление. Панели ленточного остекления имеют такие же размеры, как и стеновые панели.

При шаге колонн поперечных рам, равном длине стеновых панелей, фахверк продольных стен не требуется.

Цокольные панели опирают на столики, приваренные к колонне, либо на фундаментные балки.

При внутреннем водоотводе на крыше устанавливают парапет, при наружном – карнизные блоки.

По торцам здания устанавливают колонны фахверка, располагаемые с шагом, равном длине стеновых панелей. Колонны фахверка опираются на самостоятельные фундаменты. На уровне верхних и нижних поясов ферм их крепят пластинами к фермам, а на отметке подкрановых балок – к конструкциям площадок для ремонта кранов, устраиваемых в торцах здания.

Стеновые панели, расположенные ниже светового блока первого яруса, крепятся к колоннам свободно, их вес воспринимает фундаментная балка. Стеновые панели и световые блоки, расположенные выше первого яруса остекления, опираются на специальные столики, приваренные к колоннам; их вес воспринимается только колоннами поперечных рам.

1.1.7. Компоновка фасада

Стены промышленных зданий должны обеспечивать поддержание необходимого температурно-влажностного режима в здании, а также удовлетворять следующим основным требованиям:

по прочности и устойчивости к воздействию статических и динамических нагрузок;

огнестойкости и долговечности;

технологичности в устройстве и эксплуатационным качествам;

массе и технико-экономическим показателям.

Стены зданий с взрывоопасными производствами должны быть легкобрасываемыми от воздействия взрывной волны. К легкобрасываемым относятся ограждения из асбестоцементных, алюминиевых и стальных листов. Толщину материала стены определяют расчетом, при этом необходимо учитывать особенности района строительства. Так, для северных климатических зон они должны предохранять помещения от переохлаждения, а для южных – обеспечивать защиту от перегрева в летнее время.

По характеру работы стены подразделяют на несущие, самонесущие и навесные.

Несущие стены устраивают в зданиях бескаркасных и с неполным каркасом и выполняют из кирпича, мелких или крупных блоков. С учетом специфики планировки промышленных зданий, когда проектируют помещения больших размеров, стены имеют значительную протяженность. Для обеспечения их устойчивости устраивают пилястры с наружной или внутренней стороны, а при значительном шаге колонн – фахверк (систему стоек и ригелей), который является как бы связующим каркасом стены на отдельном участке.

Ненесущие (самонесущие) стены выполняют в основном ограждающие функции и несут только свою массу, опираясь на фундамент. Они могут быть кирпичными, из мелких и крупных блоков и панелей.

Навесные стены выполняют только ограждающие функции и передают свою массу на колонны каркаса, за исключением стен нижнего (цокольного) яруса, опирающегося на фундаменты.

Стены промзданий могут выполняться из кирпича или мелких блоков, из крупных блоков, из сборных крупных панелей. Последняя конструкция в настоящее время применяется наиболее широко, такие стены выполняются как из железобетонных, так и стальных элементов.

Крупные панели, полученные на основе тяжелых и легких бетонов, применяются для стен отапливаемых и неотапливаемых производственных зданий. Они могут быть как навесными, так и самонесущими.

По местоположению в стене здания панели подразделяются на рядовые, угловые, перемычечные, парапетные, карнизные и простеночные.

Размеры панелей: высота 900, 1 200, 1 500, 1 800 мм; длина 6 и 12 м; толщина 200, 250, 300 и 350 мм.

Применяют как однослойные панели из легких или тяжелых бетонов, так и многослойные с внутренним утеплителем.

Унифицированные размеры стеновых панелей тесно связаны с унификацией основных конструктивных элементов промзданий.

Крепление панелей к железобетонному каркасу одноэтажных промзданий осуществляется при помощи опорных столиков из стальных уголков, а также установкой в швах гибких стержневых связей или сцепов из уголков. Все элементы соединений привариваются как к закладным деталям колонн, так и стеновых панелей.

В самонесущих крупноразмерных стенах перемычечные панели опираются на простеночные, с которых нагрузка последовательно передается на цокольные панели и фундаментные балки.

Вертикальные и горизонтальные швы между панелями заполняют упругими синтетическими прокладками из пароизола или гернита и герметизирующими мастиками, а также утеплителем и цементно-песчаным

раствором. Утеплитель используется в средней части трехслойных навесных и самонесущих панелей, а цементно-песчаный раствор – во внутренней части горизонтального шва при самонесущих панелях любого конструктивного типа.

Торцовые стены производственного здания решаются с применением фахверковых колонн, которые устанавливаются по торцам здания с шагом 6 или 12 м. Крепление торцевых панелей к колоннам фахверка осуществляется аналогично панелям продольных наружных стен.

Стены производственных зданий из металлических листов имеют значительно меньший вес и технологичны при сборке. Металлические листовые панели обычно выполняют с вертикальной разрезкой и опиранием на дополнительные продольные ригели, которые крепятся к колоннам каркаса.

Металл в виде плоских или профилированных листов (обычно из оцинкованной стали или алюминия) используется как самостоятельно – для неотапливаемых зданий, так и в виде трехслойных сэндвич-панелей бескаркасного типа или с дополнительным внутренним каркасом.

Теплоизоляционную основу металлических стеновых элементов составляет эффективный утеплитель, располагаемый между двумя слоями металла.

В зависимости от климатических условий района строительства трехслойные стеновые сэндвич-панели имеют ширину 1 м, высоту до 12 м и толщину от 50 до 150 мм.

В современной практике строительства наибольшее распространение получили трехслойные стеновые панели бескаркасного типа. Каркасные панели применяются реже, так как они менее экономичны за счет повышения расхода металла.

В трехслойных панелях наружный и внутренний слои выполняются, как правило, из стальных оцинкованных листов толщиной 0,8 мм. Панели имеют боковые кромки в виде гребней и пазов, которые образуют стыки в форме шпунта.

Кроме основного типа рядовых панелей типа «сэндвич» используют так называемые доборные панели меньшей ширины и угловые панели.

1.2. Расчетно-конструктивная часть проекта

В данном разделе производится сбор нагрузок на раму, рассчитываются постоянная нагрузка от веса покрытия, кратковременные ветровая, снеговая и крановая нагрузки. Назначаются расчетная схема здания с эксцентриситетом в зоне сопряжения подкрановой и надкрановой

частей колонны, тип узлов; далее выполняется расчет в ПКК, по результатам которого строятся эпюры внутренних усилий (M, Q, N).

1.2.1. Расчетная схема здания

Расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего участков колонн [1]:

$$e_0 = 0,5 \cdot (h_n - h_b) = 0,5 \cdot (1\,500 - 500) = 500 \text{ мм.}$$

Сопряжение ригеля с колонной назначается шарнирным при многопролетных зданиях и жестким в случае интенсивного режима работы цеха. Геометрическая схема рамы представлена на рис. 1.9.

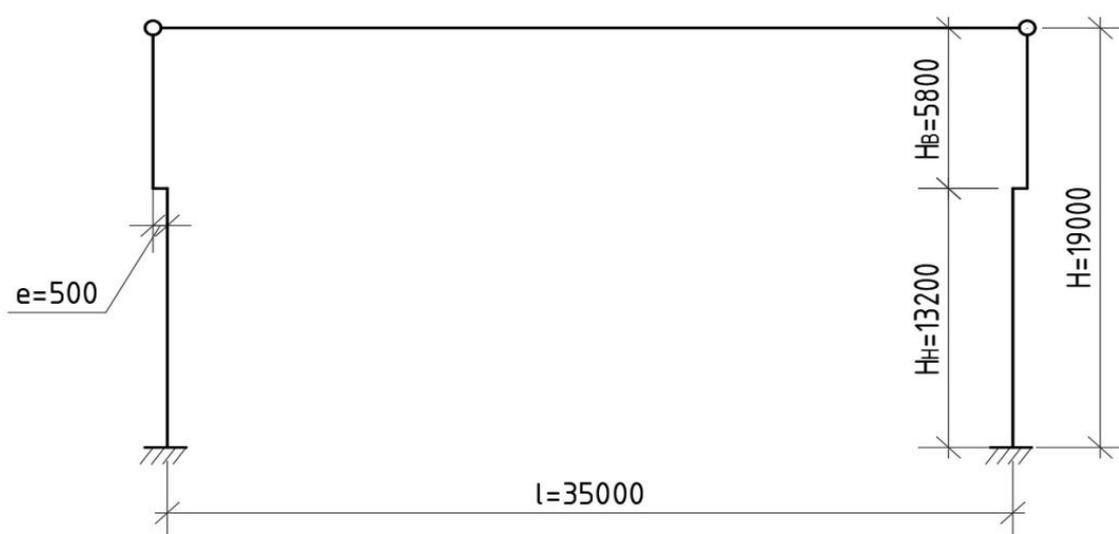


Рис. 1.9. Геометрическая схема рамы

1.2.2. Коэффициент пространственной работы

Коэффициент пространственной работы отражает перераспределение сосредоточенной нагрузки, приложенной к одной из рам пространственного блока промздания (в данном случае крановой), на соседние рамы из-за жесткости кровли:

$$\alpha_{\text{пр}} = \frac{2n_0 a}{\sum y \cdot m},$$

где n_0 – число рам;

a – коэффициент, зависящий от числа рам в расчетном блоке, принимаемый по табл. 1.3;

Σy – сумма значений ординат, полученных из линии влияния, при определении крановых нагрузок;

m – коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 1.4 и зависящий от типа кровли.

Таблица 1.3

Значения коэффициента a в зависимости от числа рам

Число рам	Величина a	Число рам	Величина a
5	0,3	9	0,261
6	0,295	10	0,248
7	0,286	11	0,237
8	0,274	12	0,226

Таблица 1.4

Значения коэффициента m в зависимости от типа кровли

Число рам	Тип кровли			
	Жесткая		Нежесткая	
	$B = 6$ м	$B = 12$ м	$B = 6$ м	$B = 12$ м
7	1	0,91	0,95	0,88
8	0,96	0,9	0,92	0,87
9	0,93	0,88	0,90	0,86
10	0,89	0,87	0,88	0,85
11	0,85	0,86	0,86	0,84
12	0,82	0,85	0,84	0,83

1.2.3. Сбор нагрузок

Расчетная схема рамы с действующей на нее постоянной нагрузкой изображена на рис. 1.10, где используются следующие обозначения: q_n – расчетная равномерно распределенная нагрузка на 1 пог. м ригеля; F_1 и F_2 – постоянные нагрузки от веса колонны и стенового ограждения, приложенные к подкрановой и надкрановой части колонны соответственно (приложены по оси сечения, на рисунке смещены для наглядности).

Сбор постоянной нагрузки от покрытия (собственный вес слоев кровли) производится в табличной форме (табл. 1.5) с указанием состава покрытия и нормативной нагрузки для каждого слоя, коэффициента перегрузки и расчетной нагрузки [1, с. 328, 356].

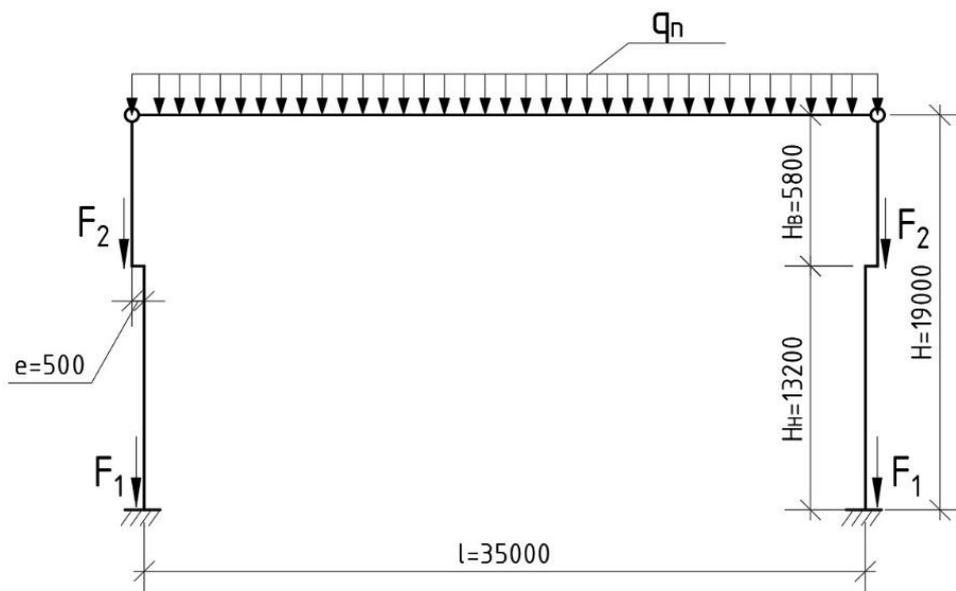


Рис. 1.10. Расчетная схема с действующей на нее постоянной нагрузкой

Таблица 1.5

Расчет постоянной нагрузки от веса покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициенты надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Ограждающие элементы кровли			
.....
Несущие элементы кровли			
.....
Итого вес кровли, $q_{кр}$			

1.2.4. Снеговая нагрузка

Расчетную распределенную снеговую нагрузку на ригель рамы определим как

$$q_s = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot S_0 \cdot \mu \cdot b_{\phi},$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке для снега;

S_0 – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли в зависимости от района строительства;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова на земле к снеговой нагрузке на покрытие, при уклоне до 25 % равен 1. Принимаем равным 1, так как ферма с параллельными поясами.

1.2.5. Крановая нагрузка

Вертикальные нагрузки на подкрановые балки и колонны от действия мостовых кранов определяют при наиболее неблагоприятном расположении последних на подкрановой балке по линии влияния давления колес крана на реакции подкрановых балок. Оба крана располагают вплотную друг к другу так, чтобы крайнее колесо одного из них (с большей грузоподъемностью) находилось над колонной, а остальные – как можно ближе к этому участку. Схема приложения крановой нагрузки представлена на рис. 1.11.

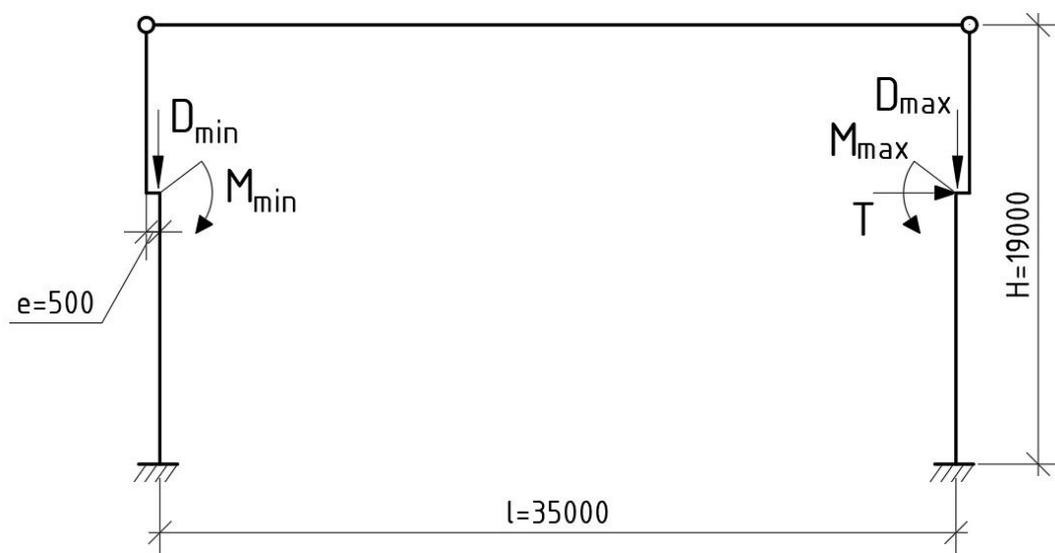


Рис. 1.11. Схема приложения крановой нагрузки

Расчетное усилие максимального давления от крана D_{\max} , передаваемое на колонны колесами крана, можно определить по линии влияния опорных реакций подкрановых балок при невыгоднейшем расположении кранов:

$$D_{\max} = \gamma_g \cdot (\gamma_f \cdot \psi \sum F_k^n u + \gamma_{f1} \cdot G_{п.к}^n + \gamma_{f2} \cdot G_{т.п}^n),$$

где γ_g – коэффициент надежности;

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности для крановой нагрузки;

$\psi = 0,85$ – коэффициент сочетаний нагрузок от двух кранов среднего режима работы;

F_k^n – нормативное вертикальное усилие колеса;

u – ордината линии влияния;

$\gamma_{f1} = 1,05$ – коэффициент надежности по нагрузке от веса металлических конструкций;

$G_{п.к}^n = 64,8$ кН – нормативная нагрузка: вес подкрановых конструкций при шаге колонн $S = 6$ м (условно включается во временную нагрузку);

$\gamma_{f2} = 1,2$ – коэффициент надежности для временной нагрузки на тормозной площадке;

$G_{т.п}^n = 32,4$ кН – нормативный вес тормозной площадки (при шаге колонн $S = 6$ м)

На рис. 1.12 приведен пример невыгодного расположения кранов. Для наглядности кран грузоподъемностью 50 т поместим в крайнее левое, а грузоподъемностью 30 т – в крайнее правое положение. Справочные данные по мостовым кранам приведены в прил. 6.

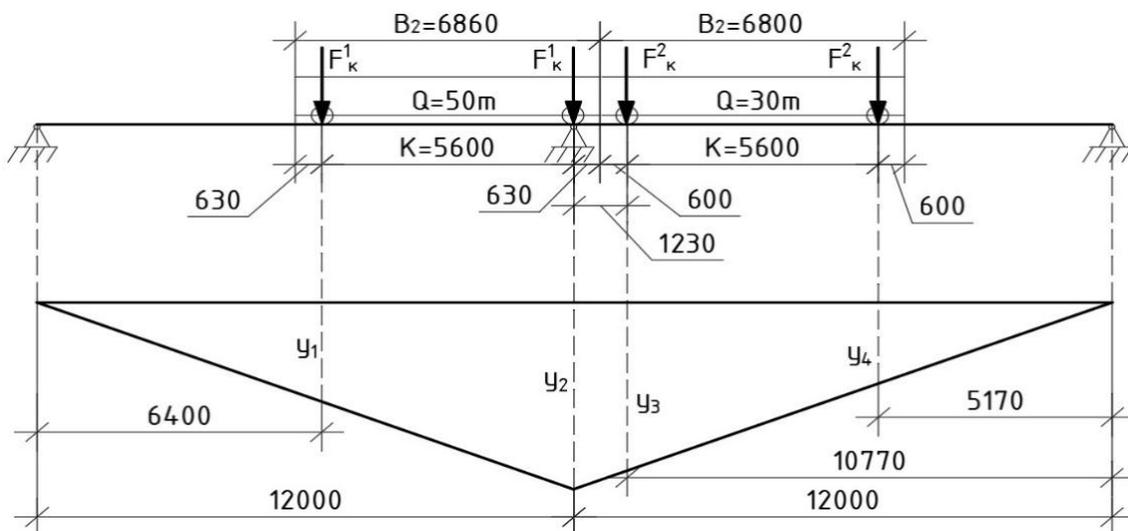


Рис. 1.12. Невыгодное расположение кранов вдоль цеха и линия влияния давлений колес кранов на опорные реакции подкрановых балок

Горизонтальная нагрузка от мостовых кранов

Расчетную горизонтальную силу, передаваемую подкрановыми балками на колонну от поперечного торможения тележки и условно приложенную в уровне уступа колонны, определяют при том же положении мостовых кранов:

$$T = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum(T'_{ki} y_i),$$

где $T'_{ki} = 0,05 \cdot (Q + G_{т})/n_0$ – нормативное значение горизонтальной нагрузки, передаваемое одним колесом крана;

0,05 – множитель для тележек с гибким подвесом груза (с жестким – 0,1);

G_T – вес тележки крана.

1.2.6. Ветровая нагрузка

Давление ветра на высоте 10 м над поверхностью земли принимается по СП 20.13330.2016 за нормативное (w_0), так как до этой высоты оно остается постоянным (рис. 1.13). При большей высоте увеличение расчетной погонной ветровой нагрузки q_w , передаваемой на стойку рамы, учитывается соответствующим коэффициентом k [1, прил. 3]:

$$q_w = \gamma_f \cdot w_0 \cdot c \cdot b_k \cdot k,$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности для ветровой нагрузки;

c – аэродинамический коэффициент (с наветренной стороны $c = 0,8$, с подветренной $c = 0,6$).

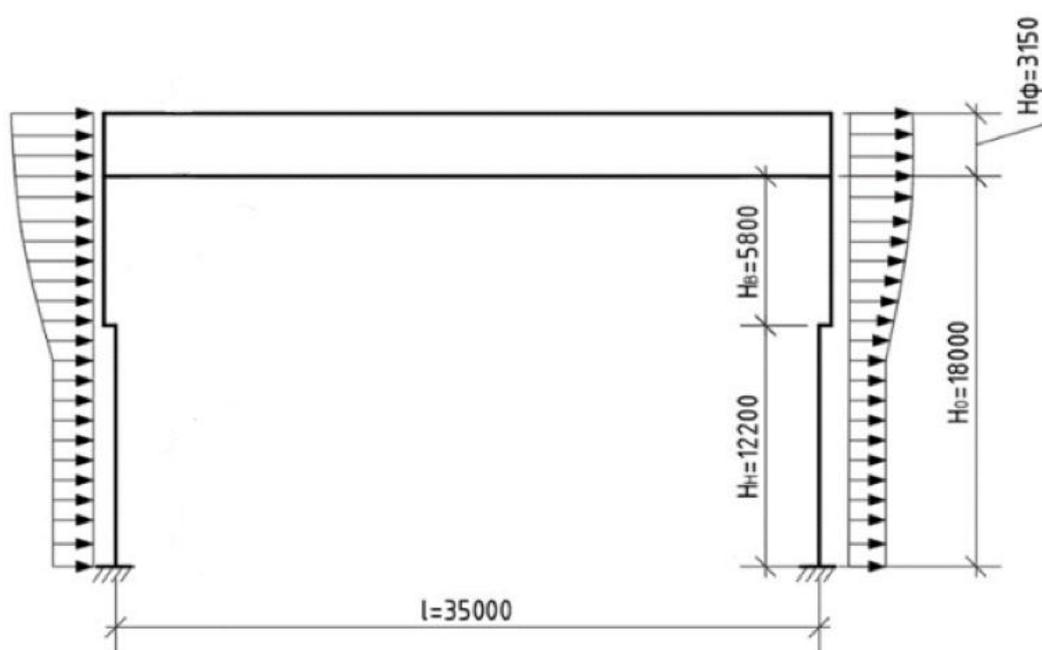


Рис. 1.13. Эпюра фактического ветрового напора

С помощью коэффициента эквивалентности данную эпюру преобразуют в эпюру эквивалентного ветрового напора, показаную на рис. 1.14 (на погонный метр по высоте рамы), и сосредоточенные силы на уровне оси ригеля (нижнего пояса фермы).

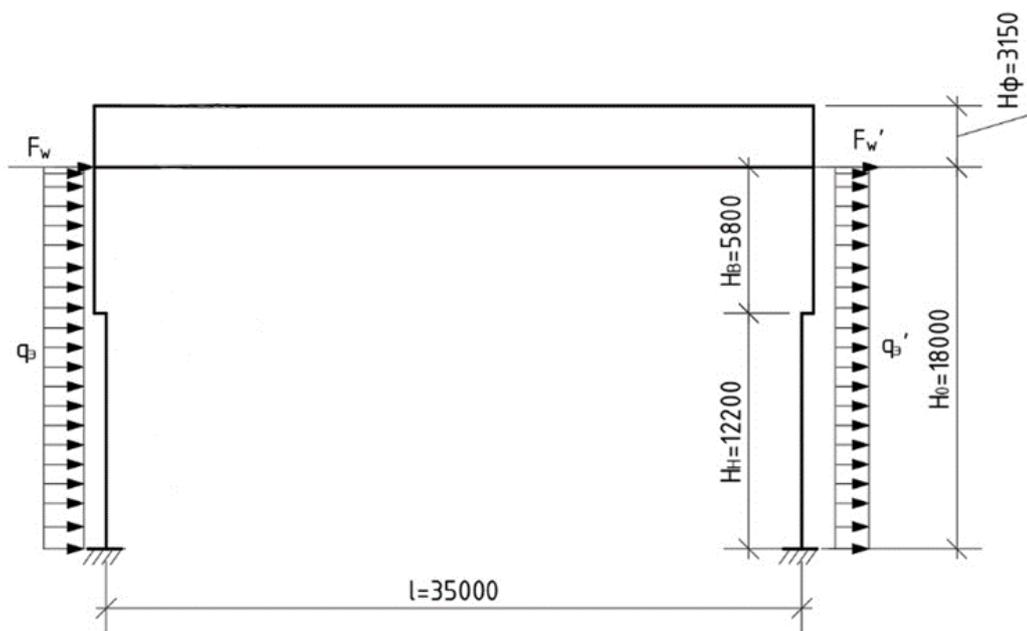


Рис. 1.14. Эквивалентная ветровая равномерно распределенная погонная нагрузка на раму и сосредоточенные силы на уровне оси ригеля

1.2.7. Ввод данных для статического расчета рамы

Для статического расчета на практике с достаточной точностью принимается соотношение жесткостей частей колонны и ригеля рамы, поскольку истинные значения следует определить: неизвестны моменты инерции поперечных сечений частей колонны и ригеля. Соотношение жесткостей надкрановой и подкрановой частей колонны и ригеля из опыта проектирования принимают в диапазонах $\frac{J_H}{J_B} = 5 - 10$ и $\frac{J_p}{J_H} = 2 - 6$. Расчет компоновочных параметров приведен на с. 314, расчетно-статические данные – на с. 338, а сбор нагрузок – на с. 341 [1].

Приведенные ниже параметры с референтными значениями вводятся в программу статического расчета (усилия – в килоньютонах, размеры – в метрах):

жесткости ветвей – надкрановой $J_B = 1$, подкрановой $J_H = 7$ и ригеля $J_p = 28$;

высота рамы $H = 18$, высота надкрановой части $H_B = 4,2$;

эксцентриситет (расстояние между надкрановой и подкрановой частями колонны) $E = 0,25$;

расстояние от оси подкрановой балки до оси подкрановой части колонны $E_1 = 0,75$;

коэффициент пространственной работы $\alpha(ALPR) = 0,85$;

пролет $L = 30$;
 высота от низа ригеля до наивысшей (в коньке) точки покрытия
 $H_1 = 3,45$;
 расстояние от низа ригеля до верха подкрановой балки $H_2 = 4,1$;
 равномерно распределенная нагрузка:
 а) от собственного веса покрытия: $Q_{с.в} = 48$;
 б) от снега: $Q_{сн} = 6,7$;
 максимальное и минимальное давление от подкрановых балок на
 колонну (от кранов): $D_{\max} = 1\,099$, $D_{\min} = 438$;
 тормозная нагрузка $T = 33$;
 равномерно распределенная нагрузка:
 а) от ветра с наветренной стороны: $Q_w = 5,2$;
 б) с подветренной стороны: $Q_{w_1} = 3,9$;
 эксцентриситет от давления ригеля на надкрановую часть колонны
 $E_2 = 0,35$;
 количество пролетов $k = 1$;
 коэффициент разности шага колонн по крайним и средним рядам sk
 (для двух- и многопролетных рам), для однопролетных рам $sk = 1$;
 коэффициент разности значений максимального давления кранов по
 крайним и средним рядам $Fk = 1$ (для двух- и многопролетных рам).
 Жесткости надкрановой части колонны, подкрановой части колонны
 и ригеля задаются из следующих соотношений:

$$J_B = 1, \quad J_H = 7J_B, \quad J_P = 28J_B.$$

Жесткость эквивалентного ригеля EJ_P и осевая жесткость ригеля $EА_P$
 определяются по формулам:

$$EJ_P = 2 \cdot 10^8 \cdot 28J_B = 56 \cdot 10^8 J_B;$$

$$EА_P = \frac{4EJ_P}{h_p^2} = \frac{4 \cdot 56 \cdot 10^8 J_B}{3,15^2} = 22,57 \cdot 10^8 J_B,$$

где $h_p = 3,15$ м – высота фермы в середине пролета.

Жесткость подкрановой и надкрановой частей колонны находится по
 формулам:

$$EJ_H = 2 \cdot 10^8 \cdot 7J_B = 14 \cdot 10^8;$$

$$EJ_B = 2 \cdot 10^8 \cdot 1 = 2 \cdot 10^8.$$

1.2.8. Указания по расчету и конструированию ферм

Расчет фермы в табличной форме приведен в гл. 2. Схемы ферм с единичными узловыми нагрузками и соответствующими усилиями в стержнях даны в прил. 7. Типовые узлы ферм представлены в прил. 20. Данные по швам приварки стержней решетки к фасонкам сведены в табл. 1.6.

При конструировании ферм следует принять во внимание следующее:

1. Все оси сходящихся в узле стержней на геометрической схеме должны пересекаться в одной точке (во избежание локальных моментов).
2. При компоновке узлов из элементов разных калибров (профилей) необходимо, чтобы опорная поверхность из условия удобства опирания элементов кровли находилась в одной плоскости.
3. Все стержни по возможности обрезают нормально к оси.
4. Все соединительные элементы выполняют прямоугольными.
5. Все сварные швы выполняют сплошными с минимальными длиной 60 мм и катетом 5 мм. Максимальная длина шва составляет $85\beta_f k_f$.
6. Все фасонки и прокладки («сухари») желательно выполнять одной толщины (в зависимости от максимального усилия в стержне, примыкающем к фасонке). Минимальная толщина, равная 6 мм, принимается при усилении до 150 кН, а максимальная, равная 25 мм, – при усилении 2 600–3 000 кН.
7. Пересекающиеся швы, во избежании концентраторов температурных деформаций, не следует доводить друг до друга на расстояние менее 40–50 мм.

Таблица 1.6

Длины сварных швов

Элемент	Расчетное усилие	Катет, мм		Требуемая длина, см				Принятая длина, см	
		По перу	По обушку	По металлу шва		По границе сплавления		По перу	По обушку
				По перу	По обушку	По перу	По обушку		
№	N_p	$k_f^{\text{пер}}$	$k_f^{\text{об}}$	$l_{wf}^{\text{пер}}$	$l_{wf}^{\text{об}}$	$l_{wz}^{\text{пер}}$	$l_{wz}^{\text{об}}$	$l_w^{\text{пер}}$	$l_w^{\text{об}}$

ГЛАВА 2. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ СО СТАТИЧЕСКИМ РАСЧЕТОМ, СОСТАВЛЕНИЕМ РАСЧЕТНЫХ СОЧЕТАНИЙ УСИЛИЙ И ТАБЛИЧНЫМ РАСЧЕТОМ ФЕРМЫ И КОЛОННЫ

2.1. Компоновка конструктивной схемы каркаса здания

2.1.1. Эскизный план расположения колонн

Согласно заданию, принимаем шаг колонн, равный 12 м. Эскиз плана колонн изображен на рис. 2.1.

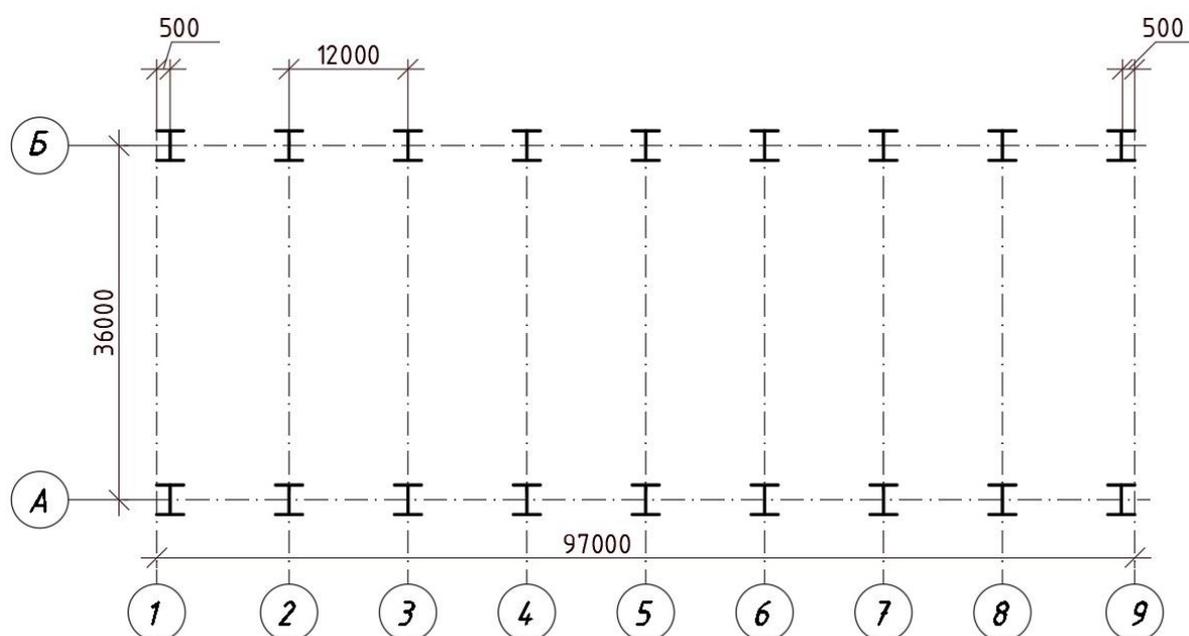


Рис. 2.1. План расположения колонн

2.1.2. Схема связей между колоннами

При длине здания 96 м целесообразно во избежание больших температурных напряжений устроить связевой блок в середине длины здания. Отметка уровня головки подкранового рельса равна 14 м, и при шаге рам 12 м (для зданий пролетом более 30 м), применяем крестовую решетку [1].

Продольные элементы связей в точках крепления к колоннам обеспечивают несмещаемость этих точек из плоскости поперечной рамы. Схема связей между колоннами приведена на рис. 2.2.

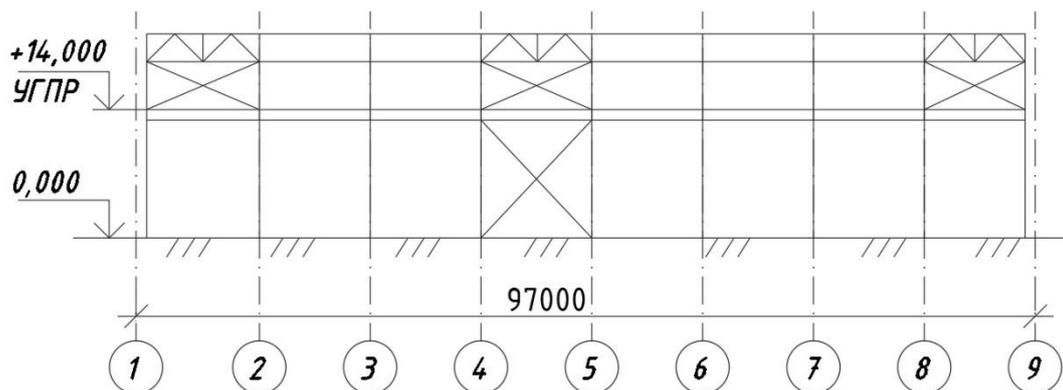


Рис. 2.2. Схема связей между колоннами

2.1.3. Схема связей по шатру

Схемы связей по верхним и нижним поясам ферм изображены на рис. 2.3 и 2.4.

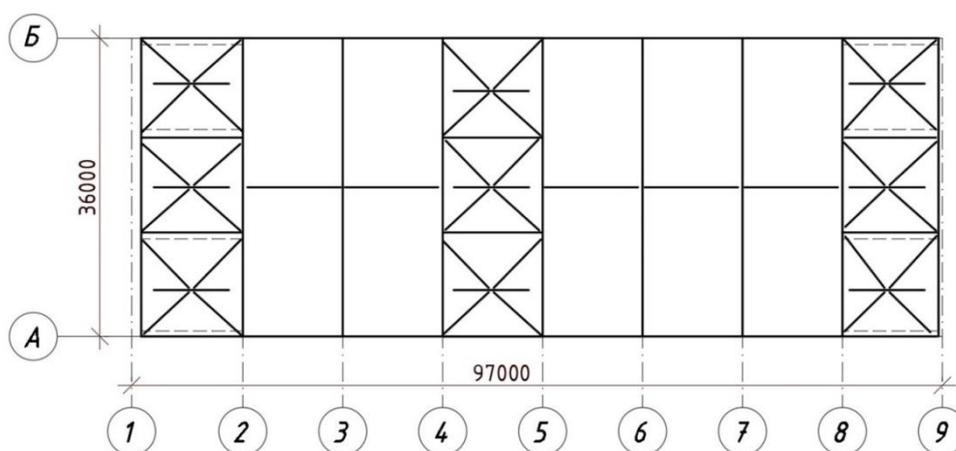


Рис. 2.3. Схема связей по верхним поясам ферм

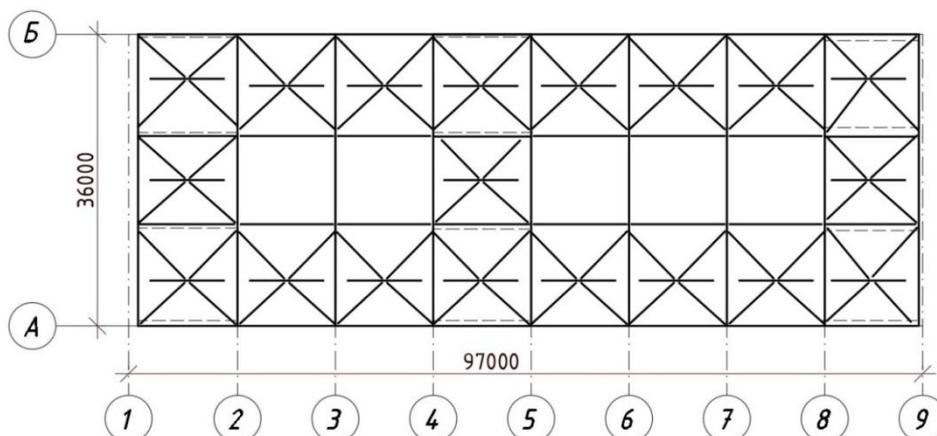


Рис. 2.4. Схема связей по нижним поясам ферм

2.1.4. Схема фахверка

Стойки фахверка, служащие для крепления стеновых панелей, передают ветровую нагрузку F_w в узлы нижнего пояса поперечной горизонтальной фермы (торцевой фахверк) и через ригели фахверка на поперечные рамы здания (продольный фахверк) [1].

Шаг стоек торцевого фахверка равен 6 м, а продольного – 12 м. Схема расположения стоек фахверка представлена на рис. 2.5.

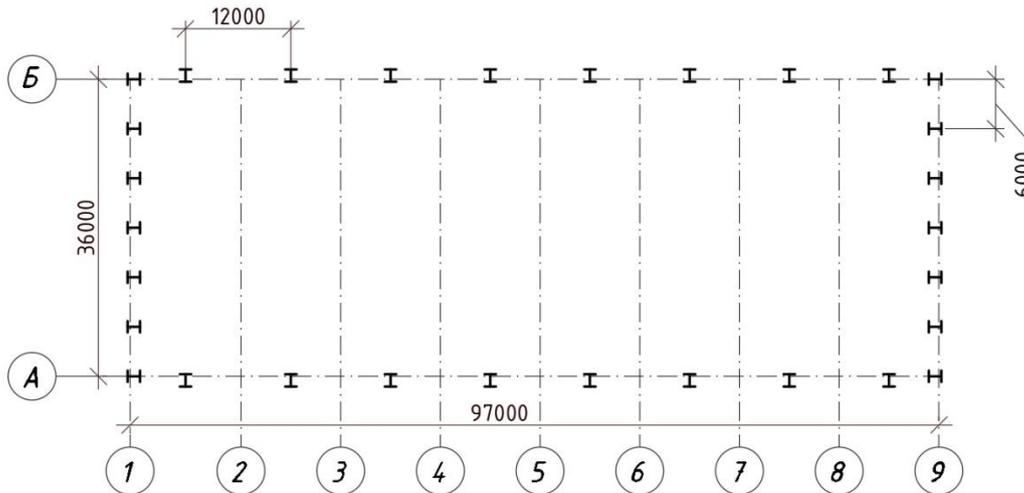


Рис. 2.5. Схема расположения стоек фахверка

2.2. Компоновка поперечной рамы цеха

2.2.1. Определение полезной высоты цеха и высоты колонны

Характеристики используемых в здании грузовых кранов, взятых по прил. 6, приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Характеристики грузовых кранов грузоподъемностью 30 и 50 т

Параметр	$Q = 30$ т	$Q = 50$ т
l	2	3
Нагрузка на главный крюк, кН	314	490
H_k , мм	2 750	3 150
B_1 , мм	300	300
B_2 , мм	6 800	6 860
K , мм	5 600	5 600
Максимальное давление колеса F_{k1}^n , кН	320	455
Максимальное давление колеса F_{k2}^n , кН	320	455

Окончание табл. 2.1

<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
Вес тележки G_T , кН	85	132
Вес крана с тележкой G_K , кН	554	716
Тип кранового рельса	КР-70	КР-80
Высота рельса h_p , мм	120	130
Высота подкрановой балки h_6 , мм, при шаге колонн 12 м	1 500	1 500

Полезная высота цеха H_0 складывается из расстояния от пола до высоты головки кранового рельса H_1 и от уровня головки кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия H_2 . Размер H_2 зависит от высоты мостового крана:

$$H_2 = (H_K + 100) + f = (3\ 150 + 100) + 250 = 3\ 500 \text{ мм},$$

где $H_K + 100$ – расстояние от головки рельса до верхней точки тележки крана плюс регламентированный требованиями по технике безопасности 100-миллиметровый зазор между этой точкой и вышележащими строительными конструкциями;

f – технологический прогиб, принимается в зависимости от пролета равным 100–250 мм. Для больших пролетов принимается большее значение f . Для пролета 36 м примем $f = 250$.

Так как размер H_2 должен быть кратен 200 мм, примем $H_2 = 3\ 600$.

Высота цеха от уровня пола до низа стропильных ферм

$$H_0 = H_2 + H_1 = 3\ 600 + 14\ 000 = 17\ 600 \text{ мм}.$$

Так как при $H_0 > 10,8$ м значение высоты рекомендуется принимать кратным 1,8 м, то примем $H_0 = 18\ 000$ мм.

Скорректируем высоту H_2 :

$$H_2 = H_0 - H_1 = 18\ 000 - 14\ 000 = 4\ 000 \text{ мм}.$$

Устанавливаем размер верхней части колонны:

$$H_B = h_6 + h_p + H_2,$$

где h_6 – минимальная высота подкрановой балки для шага колонн 12 м, равная 1 500 мм;

h_p – высота рельса, для крана с большей грузоподъемностью принимается равной 130 мм.

Тогда предварительная высота верхней части колонны

$$H_B = 1\,500 + 130 + 4\,000 = 5\,630 \text{ мм.}$$

Значение H_B должно быть кратно 200 мм, поэтому увеличим высоту подкрановой балки на 170 мм.

Окончательно принимаем высоту верхней части колонны $H_B = 5\,800$ мм.

Размер нижней части колонны

$$H_H = H_0 - H_B + 1\,000 = 18\,000 - 5\,800 + 1\,000 = 13\,200 \text{ мм,}$$

где 1 000 мм – заглубление опорной плиты башмака колонны ниже нулевой отметки пола.

Общая высота колонны от низа базы до низа ригеля

$$H = H_B + H_H = 5\,800 + 13\,200 = 19\,000 \text{ мм.}$$

Высота части колонны в пределах ригеля H_ϕ зависит от принятой конструкции стропильных ферм. Для фермы из парных уголков при пролете 30 м целесообразно принять $H_\phi = 3\,150$ мм [1].

2.2.2. Привязка колонн и их сечение

Привязка наружной грани колонны к оси a может быть нулевой (если нет мостовых кранов или их грузоподъемность не более 30 т), 250 или 500 мм.

Привязка $a = 500$ мм обычно устраивается для зданий с кранами грузоподъемностью 100 т и более [1].

В случае с краном грузоподъемностью 50 т следует принять $a = 250$ мм.

Высота сечения верхней части ступенчатой колонны складывается из привязки колонны $a = 250$ мм и привязки фермы к разбивочной оси, равной 250 мм – итого $h_B = 250 + 250 = 500$ мм. В цехе также необходимо устройство прохода шириной 400 мм для обеспечения возможности периодического осмотра и ремонта кранов, что отразится на

ширине нижней части колонны. Высота верхней части колонны не должна быть меньше

$$\frac{1}{12}H_B = \frac{1}{12} \cdot 5\,800 = 484 \text{ мм};$$

$$h_B = 500 \text{ мм} > 484 \text{ мм} - \text{условие выполняется.}$$

При назначении высоты l_1 сечения нижней части ступенчатой колонны нужно учесть, что для того, чтобы кран при движении вдоль цеха не задевал колонну, расстояние от оси подкрановой балки до оси колонны должно удовлетворять условию

$$l_1 \geq B_1 + (h_B - a) + 75 + 450,$$

где B_1 – размер части кранового моста, выступающей за ось рельса, принимается по таблице прил. 6. Например, для крана грузоподъемностью 50 т $B_1 = 300$ мм;

75 – зазор между краном и колонной, мм, принимаемый по требованиям безопасности;

450 – необходимое для устройства прохода расстояние, равное 400 мм на проход и 50 мм на ограждение.

Примем размер l_1 кратным 250 мм:

$$l_1 \geq 300 + (500 - 250) + 75 + 450 = 1\,075; \quad l_1 = 1\,250 \text{ мм.}$$

Высота сечения нижней части колонны

$$h_H = l_1 + a = 1\,250 + 250 = 1\,500 \text{ мм.}$$

С учетом обеспечения жесткости цеха в поперечном направлении высота сечения нижней части колонны назначается не менее

$$\frac{1}{20}H = \frac{1}{20} \cdot 19\,000 = 950 \text{ мм.}$$

Условие выполняется, принимаем окончательно $h_H = 1\,500$ мм.

Схема поперечной рамы здания со всеми определенными размерами приведена на рис. 2.6, узел опирания мостового крана на колонну – на рис. 2.7.

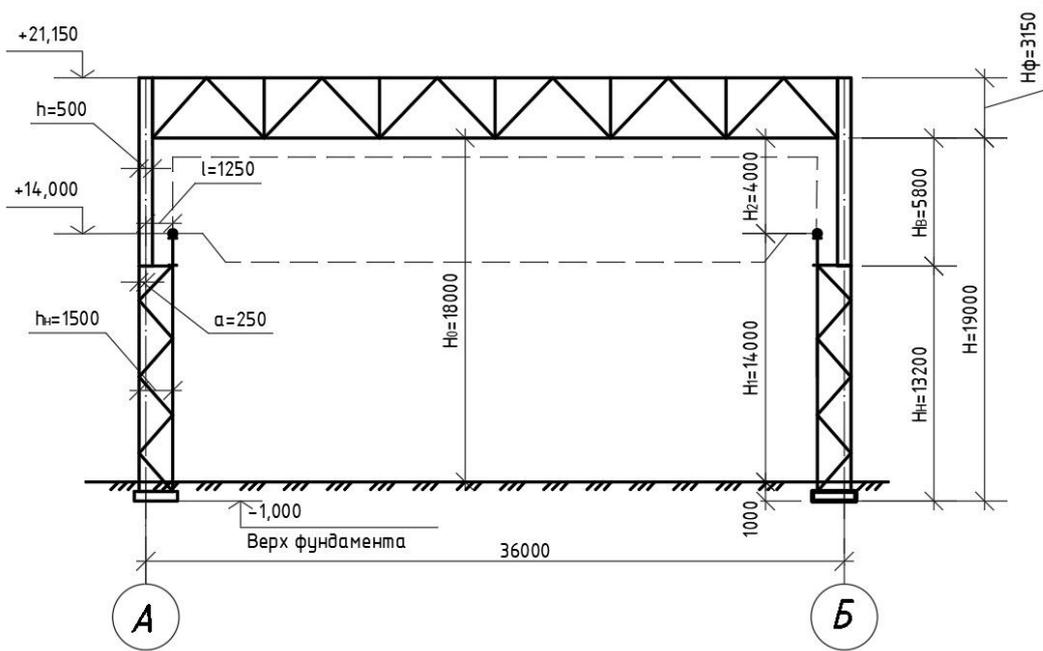


Рис. 2.6. Поперечный разрез здания

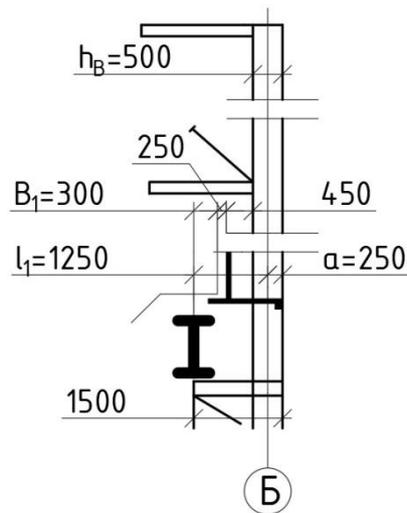


Рис. 2.7. Узел опирания мостового крана на колонну

2.3. Расчет поперечной рамы здания

2.3.1. Расчетная схема рамы

Расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего участков колонн [1]:

$$e_0 = 0,5 \times (h_n - h_b) = 0,5 \times (1500 - 500) = 500 \text{ мм.}$$

Сопряжение ригеля с колонной назначаем шарнирным.
Расчетная схема рамы представлена на рис. 2.8.

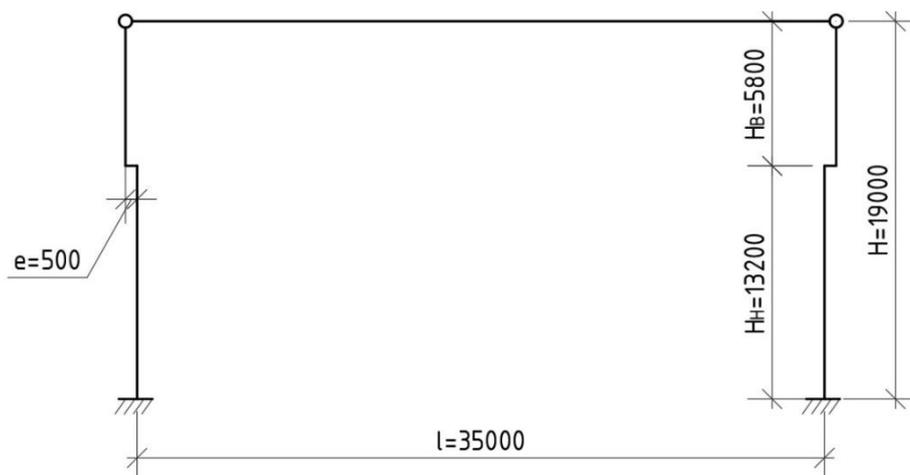


Рис. 2.8. Расчетная схема рамы

2.3.2. Сбор нагрузок на раму

Расчетная схема рамы с действующей на нее постоянной нагрузкой изображена на рис. 2.9, где используются следующие обозначения: q_n – расчетная равномерно распределенная нагрузка на 1 пог. м ригеля; F_1 и F_2 – постоянные нагрузки от веса колонны и стенового ограждения, приложенные к подкрановой и надкрановой части колонны соответственно (приложены по оси сечения, на рисунке смещены для наглядности).

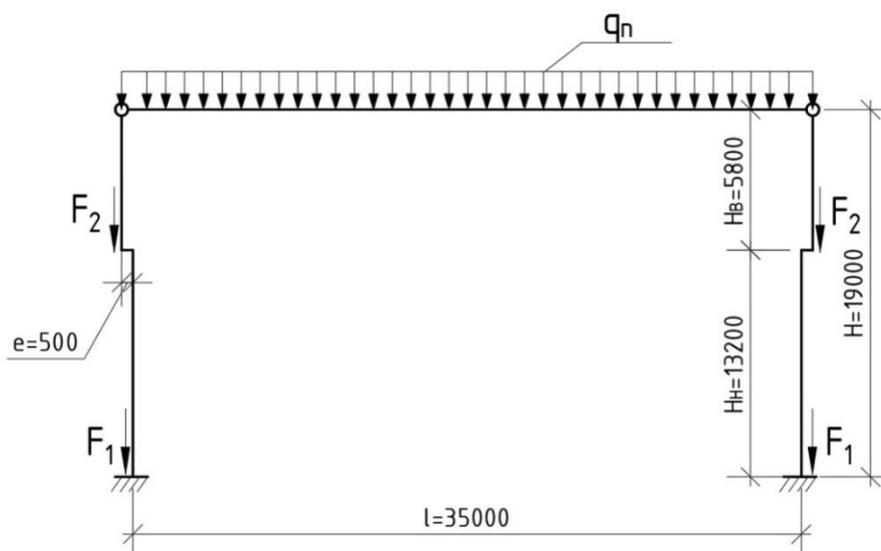


Рис. 2.9. Постоянные нагрузки на раму

Сбор постоянных нагрузок от конструкций покрытия представлен в табл. 2.2 [1]. (Исходили из предположения, что цех холодный и его необходимо утеплять.)

Таблица 2.2

Сбор нагрузок на покрытие

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициенты надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Ограждающие элементы кровли			
Гравийная защита (20 мм)	0,400	1,3	0,52
Гидроизоляционный ковер из четырех слоев рубероида	0,200	1,3	0,36
Цементная стяжка (20 мм)	0,4	1,3	0,52
Пенопласт, $\rho = 50 \text{ кг/м}^3$ (100 мм)	0,490	1,2	0,059
Пароизоляция из одного слоя фольгоизола	0,050	1,3	0,065
Несущие элементы кровли			
Железобетонные плиты из тяжелого бетона (с заливкой швов) размером 3x12 м	1,8	1,1	2,0
Итого вес кровли $q_{кр}$	3,34	1,055	3,524
Металлические конструкции покрытия			
Стропильная ферма	0,400	1,05	0,420
Связи покрытия	0,060	1,05	0,063
Итого вес фермы и связей q_{ϕ}	0,460	1,05	0,483
Итого	3,80	1,054	4,007

Вычислим расчетную равномерно распределенную нагрузку (на 1 пог. м):

$$q_n = \gamma_n \cdot q_{кр} \cdot B_{\phi} = 1 \cdot 4,007 \cdot 12 = 48,084 \text{ кН/м},$$

где $q_{кр}$ – расчетная нагрузка на 1 м² кровли (см. табл. 2.1);

γ_n – коэффициент надежности по назначению;

B_{ϕ} – шаг ферм.

Определим опорную реакцию ригеля рамы:

$$F_R = q_n \cdot \frac{L}{2} = 48,084 \cdot \frac{36}{2} = 865,512 \text{ кН}.$$

Постоянные нагрузки от веса колонны и стенового ограждения собираем в виде сосредоточенных сил, приложенных к низу подкрановой (F_1) и надкрановой (F_2) части колонны по оси сечения:

$$F_1 = \gamma_H \cdot (\gamma_{f1} \cdot g_{ст} \cdot h_{ст}^B \cdot b_K + \gamma_{f2} \cdot g_{ок} \cdot h_{ок}^B \cdot b_K) + G_B;$$

$$F_2 = \gamma_H \cdot (\gamma_{f1} \cdot g_{ст} \cdot h_{ст}^H \cdot b_K + \gamma_{f2} \cdot g_{ок} \cdot h_{ок}^H \cdot b_K) + G_H,$$

где $\gamma_{f1} = 1,2$; $\gamma_{f2} = 1,1$ – коэффициенты надежности по нагрузке для стенового ограждения и оконных переплетов соответственно;

$g_{ст} = 2 \text{ кН/м}^2$, $g_{ок} = 0,35 \text{ кН/м}^2$ – вес 1 м^2 поверхности стенового ограждения и оконных переплетов соответственно;

$b_K = 12 \text{ м}$ – шаг колонн;

$h_{ст}^B$, $h_{ок}^B$ и $h_{ст}^H$, $h_{ок}^H$ – высота стеновых панелей и оконных переплетов верхней и нижней части колонны соответственно;

G_B и G_H – расчетный вес колонн верхней и нижней части соответственно. Высота оконных переплетов в верхней части колонны: $h_{ок}^B = 1,2 \text{ м}$.

Тогда

$$h_{ст}^B = H_B + H_\phi + 600 - h_{ок}^B =$$

$$= 5\,800 + 3\,150 + 600 - 1\,200 = 8\,350 \text{ мм} = 8,35 \text{ м}.$$

Высота оконных переплетов в пределах нижней части колонны зависит от высоты H_H . При принятой высоте $H_H = 14\,000 \text{ мм} > 9\,000 \text{ мм}$ $h_{ок}^H = 6 \text{ м}$. Тогда

$$h_{ст}^H = H_H - h_{ок}^H = 13\,200 - 6\,000 = 7\,200 \text{ мм} = 7,2 \text{ м}.$$

Значения G_B и G_H определяются следующим образом:

$$G_B = \gamma_H \cdot \gamma_f \cdot 0,2 \cdot g_K \cdot b_K \cdot \frac{L}{2} =$$

$$= 0,95 \cdot 1,05 \cdot 0,2 \cdot 0,6 \cdot 12 \cdot \frac{36}{2} = 25,855 \text{ кН};$$

$$G_H = \gamma_H \cdot \gamma_f \cdot 0,8 \cdot g_K \cdot b_K \cdot \frac{L}{2} =$$

$$= 0,95 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 0,6 \cdot 12 \cdot \frac{36}{2} = 103,421 \text{ кН},$$

где g_K – расход стали на одну колонну, $g_K = 0,6 \text{ кН/м}^2$.

Вычислим значения сил F_1 и F_2 :

$$F_1 = 0,95 \cdot (1,2 \cdot 2 \cdot 8,35 \cdot 12 + 1,1 \cdot 0,35 \cdot 1,2 \cdot 12) + 25,855 = 259,578 \text{ кН};$$

$$F_2 = 0,95 \cdot (1,2 \cdot 2 \cdot 7,2 \cdot 12 + 1,1 \cdot 0,35 \cdot 6 \cdot 12) + 103,421 = 326,746 \text{ кН}.$$

2.3.3. Временные нагрузки

Кратковременные нагрузки

Снеговая нагрузка

Расчетную распределенную снеговую нагрузку на ригель рамы (рис. 2.10) определим как

$$q_s = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot S_0 \cdot \mu \cdot b_\phi = 1 \cdot 1,4 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 12 = 6,72 \text{ кН/м},$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке для снега;

S_0 – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, зависящее от района строительства (проектируемое здание находится в г. Астрахань – I снеговой район, тип местности А, для данного района $S_0 = 0,4 \text{ кН/м}^2$);

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова на земле к снеговой нагрузке на покрытие, при уклоне до 25 % $\mu = 1$ (так как ферма с параллельными поясами).

Опорная реакция ригеля рамы от снеговой нагрузки

$$F_R = \frac{q_s}{2} \cdot L = \frac{6,72 \cdot 36}{2} = 120,96 \text{ кН}.$$

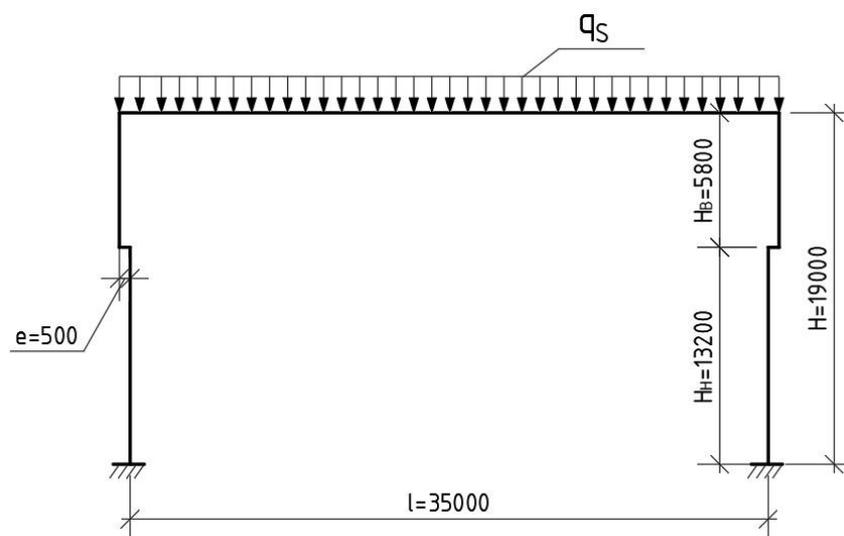


Рис. 2.10. Снеговая нагрузка

Крановая нагрузка

На рис. 2.11 изображены крановые нагрузки. Нагрузка от мостовых кранов имеет вертикальную и горизонтальную составляющую.

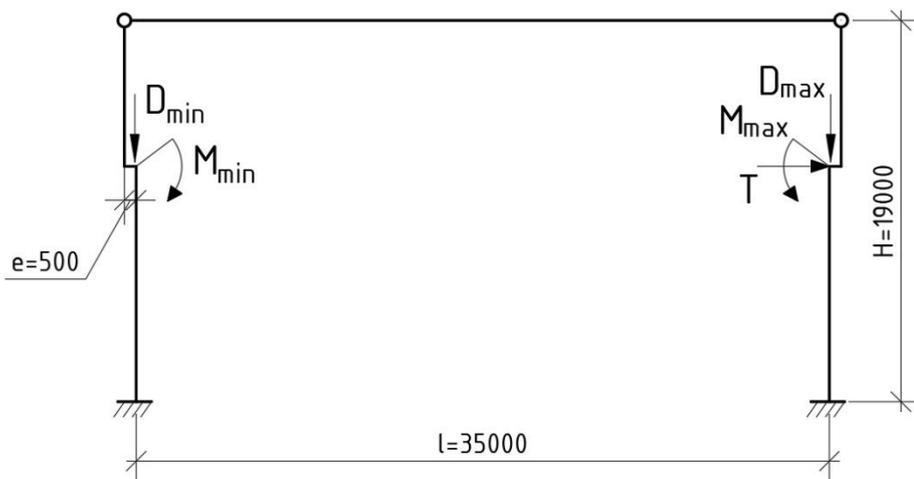


Рис. 2.11. Крановая нагрузка

Вертикальная нагрузка от мостовых кранов

Вертикальные нагрузки на подкрановые балки и колонны от действия мостовых кранов определяют при наиболее неблагоприятном расположении последних на подкрановой балке по линии влияния. Оба крана располагают вплотную друг к другу так, чтобы колесо одного из них находилось над колонной, а остальные – как можно ближе к этому участку [1, с. 342].

Расчетное усилие D_{\max} , передаваемое на колонны колесами крана, можно определить по линии влияния опорных реакций подкрановых балок при невыгоднейшем расположении кранов на балках:

$$D_{\max} = \gamma_H \cdot (\gamma_f \cdot \psi \sum F_k^n u + \gamma_{f1} \cdot G_{п.к}^n + \gamma_{f2} \cdot G_{т.п}^n),$$

где γ_g – коэффициент надежности;

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности для крановой нагрузки;

$\psi = 0,85$ – коэффициент сочетаний нагрузок от двух кранов среднего режима работы;

$\gamma_{f1} = 1,05$ – коэффициент надежности по нагрузке от веса металлических конструкций;

F_k^n – нормативное вертикальное усилие колеса;

u – ордината линии влияния;

$G_{п.к}^n = 64,8$ кН – нормативная нагрузка: вес подкрановых конструкций (условно включается во временную нагрузку);

$\gamma_{f2} = 1,2$ – коэффициент надежности для временной нагрузки на тормозной площадке;

$G_{т.п}^n = 32,4$ кН – нормативный вес тормозной площадки.

Нагрузки от колес кранов, согласно табл. 1.1, имеют следующие значения: для крана грузоподъемностью 50 т $F_{k1}^1 = 455$ кН; для крана грузоподъемностью 30 т $F_{k1}^2 = 320$ кН.

Определим ординаты линии влияния под соответствующими силами. Известно, что на опоре ордината $y_2 = 1$. Найдем остальные ординаты линии влияния из подобия треугольников:

$$y_1 = y_2 \cdot \frac{6\,400}{12\,000} = 0,533\,3;$$

$$y_3 = y_2 \cdot \frac{10\,770}{12\,000} = 0,897\,5;$$

$$y_4 = y_2 \cdot \frac{5\,170}{12\,000} = 0,430\,8.$$

Определим максимальную вертикальную крановую нагрузку на колонну:

$$D_{\max} = 0,95 \cdot (1,1 \cdot 0,85 \cdot [455 \cdot (0,533\,3 + 1) + 320 \cdot (0,8975 + 0,430\,8)] + 1,05 \cdot 64,8 + 1,2 \cdot 32,4) = 1\,098,819 \text{ кН}.$$

На другой ряд колонн также будут передаваться усилия, но значительно меньшие:

$$D_{\min} = \gamma_n \cdot (\gamma_f \cdot \psi \sum F'_{ki} y_i + \gamma_{f1} \cdot G_{п.к}^n + \gamma_{f2} \cdot G_{т.п}^n),$$

где $F'_k = (Q + G_k)/n_0 - F_k^{cp}$ – нагрузка, приходящаяся на подкрановую балку от одного колеса крана, где для крана максимальной грузоподъемностью $Q_1 = 50$ т = 490 кН; для крана с меньшей грузоподъемностью $Q_2 = 30$ т = 314 кН;

$G_{к1} = 716$ кН – вес крана максимальной грузоподъемности с тележкой (см. табл. прил. 6);

$G_{к2} = 554$ кН – вес крана минимальной грузоподъемности с тележкой (см. табл. прил. 6);

n_0 – число колес тележки крана с одной стороны;

F_k^{cp} – среднее нормативное давление колес крана с более нагруженной стороны:

$$F_{k1}^{cp} = \frac{455 + 455}{2} = 455 \text{ кН};$$

$$F_{k1}^{cp} = \frac{320 + 320}{2} = 320 \text{ кН}.$$

Тогда значение F'_k составит:

$$F'_{k1} = \frac{(490 + 716)}{2} - 455 = 148 \text{ кН};$$

$$F'_{k2} = \frac{(314 + 554)}{2} - 320 = 114 \text{ кН}.$$

Определим минимальную вертикальную крановую нагрузку на колонну:

$$D_{\min} = 0,95 \cdot (1,1 \cdot 0,85 \cdot [148 \cdot (0,5333 + 1) + 114 \cdot (0,8975 + 0,4308)] + 1,05 \cdot 64,8 + 1,2 \cdot 32,4) = 437,647 \text{ кН}.$$

Силы D_{\max} и D_{\min} действуют на оси подкрановой балки и поэтому не только сжимают нижнюю часть колонны, но и передают на нее изгибающий момент:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_k = 1\,098,819 \cdot 0,75 = 824,114 \text{ кНм};$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_k = 437,647 \cdot 0,75 = 328,235 \text{ кНм}.$$

где $e_k = 1,500/2 = 0,75$ м – эксцентриситет приложения вертикальной крановой нагрузки к колонне, равен половине высоты сечения нижней части колонны.

Невыгодное расположение кранов вдоль цеха и линия влияния представлены на рис. 2.12.

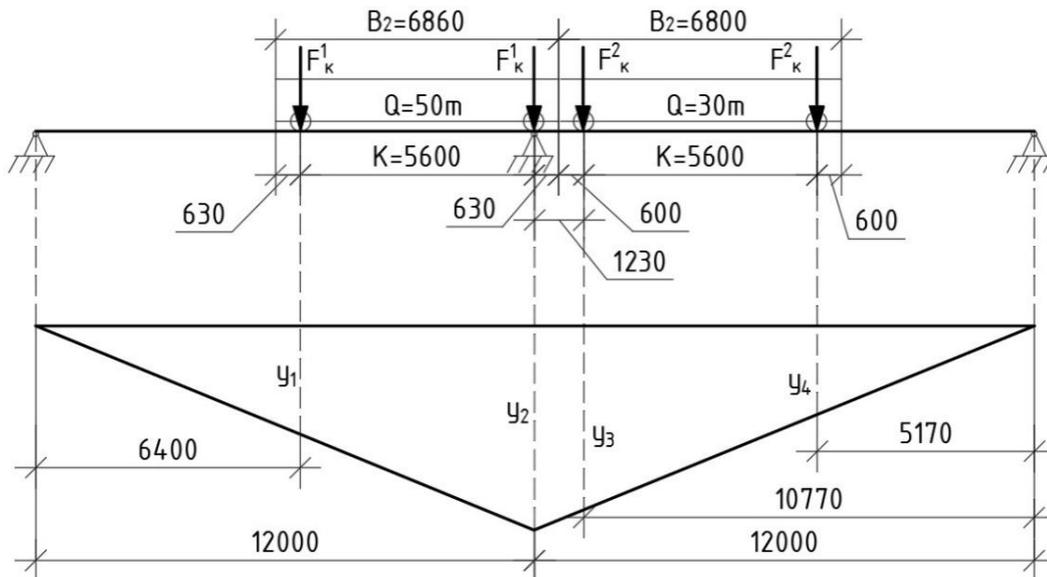


Рис. 2.12. Невыгодное расположение кранов вдоль цеха и линия влияния

Горизонтальная нагрузка от мостовых кранов

Расчетную горизонтальную силу, передаваемую подкрановыми балками на колонну от поперечного торможения тележки и условно приложенную в уровне уступа колонны, определяют при том же положении мостовых кранов:

$$T = \gamma_H \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum(T'_{ki} y_i),$$

где $T'_{ki} = 0,05 \cdot (Q + G_T) / n_0$ – нормативное значение горизонтальной нагрузки, передаваемое одним колесом крана;

G_T – вес тележки крана.

$$T'_{k1} = 0,05 \cdot \frac{(490 + 132)}{2} = 15,55 \text{ кН};$$

$$T'_{k2} = 0,05 \cdot \frac{(314 + 85)}{2} = 9,975 \text{ кН};$$

$$T = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot (15,55 \cdot (0,5333 + 1) + 9,975 \cdot (0,8975 + 0,4308)) = 32,948 \text{ кН}.$$

Ветровая нагрузка

На рис. 2.13 представлена схема действующей на раму ветровой нагрузки.

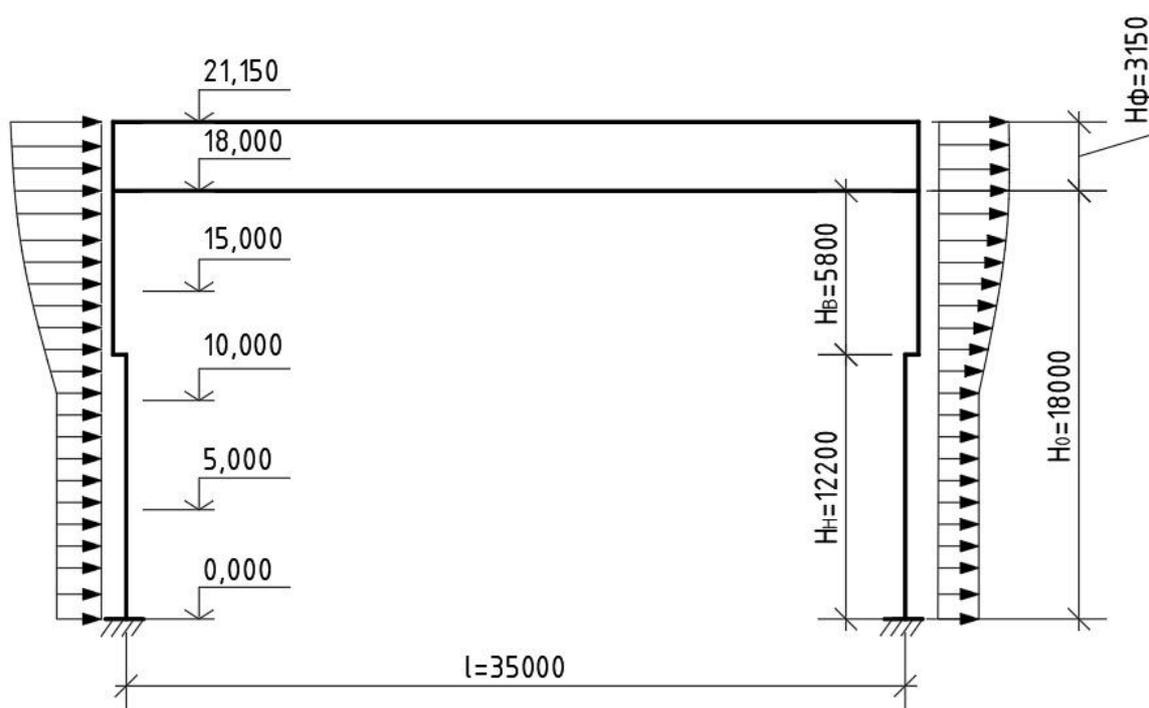


Рис. 2.13. Ветровая нагрузка на раму

Расчетную погонную ветровую нагрузку, передаваемую на стойку рамы, определим по формуле

$$q_w = \gamma_f \cdot w_0 \cdot c \cdot b_k \cdot k,$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности для ветровой нагрузки;

w_0 – нормативное значение ветрового давления по СП 20.13330.2016;

c – аэродинамический коэффициент (с наветренной стороны $c = 0,8$, с подветренной $c = 0,6$);

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, принимается согласно прил. 3 [1] для типа местности А.

Согласно заданию, определяем ветровой район: г. Астрахань относится к III ветровому району (см. рис. 2.13), нормативное значение ветровой нагрузки $w_0 = 0,373 \text{ кН/м}^2$, расчетное значение ветрового давления: $w_{p0} = w_0 \cdot \gamma_f = 0,373 \cdot 1,4 = 0,522 \text{ кН/м}^2$.

По таблице прил. 3 [1] определим значения коэффициента k для высотных отметок z_4-z_6 : $z_1 = 0,000$; $z_2 = +5,000$; $z_3 = +10,000$; $z_4 = +15,000$; $z_5 = +18,000$; $z_6 = +21,150$. Ветровая нагрузка с наветренной q_{w1} и подветренной q'_{w1} стороны на высоте до 10 м при $k_1 = k_2 = k_3 = 1,0$ соответственно составит:

$$q_{w1} = 0,522 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 12 = 5,011 \text{ кН/м};$$

$$q'_{w1} = q_{w1} \cdot \frac{0,6}{0,8} = 4,761 \cdot 0,75 = 3,758 \text{ кН/м.}$$

Ветровая нагрузка на отметках $z_4 - z_6$ вычисляется по формулам:

$$q_{wi} = q_w \cdot k_w;$$

$$q'_{wi} = q'_w \cdot k_w.$$

Результаты сведены в табл. 2.3. Для удобства расчета фактическую ветровую нагрузку до низа стропильной конструкции заменяем эквивалентной нагрузкой, равномерно распределенной по высоте. Эквивалентная нагрузка вычисляется по формуле

$$q_{\text{э}} = \frac{S_{w \text{ эп}}}{H_{\text{э}}};$$

где $S_{w \text{ эп}}$ – площадь эпюры ветровой нагрузки;

$H_{\text{э}}$ – высота эпюры.

Площадь участков эпюр определяется по формулам:

$$S_{w \text{ эп}_i} = \frac{(q_{wi} + q_{w i-1})}{2} \cdot (z_i - z_{i-1});$$

$$S'_{w \text{ эп}_i} = \frac{(q'_{wi} + q'_{w i-1})}{2} \cdot (z_i - z_{i-1}).$$

Результаты расчета площадей эпюр содержатся также в табл. 2.2.

Суммарные площади эпюр определяются как сумма площадей эпюр на отдельных участках до уровня низа стропильной конструкции:

$$\sum_{i=1}^5 S_{w \text{ эп}_i} = S_{w i} = 94,21 \text{ кН};$$

$$\sum_{i=1}^5 S'_{w \text{ эп}_i} = S'_{w i} = 70,652 \text{ кН.}$$

Эквивалентная нагрузка для наветренной и подветренной стороны составит:

$$q_{\text{э}} = \frac{94,21}{18} = 5,234 \text{ кН/м};$$

$$q'_{\text{э}} = \frac{70,652}{18} = 3,925 \text{ кН/м.}$$

Ветровую нагрузку на участке от низа стропильной конструкции до самой высокой точки здания заменяем сосредоточенной силой, приложенной в уровне низа стропильной конструкции. Численно эта сила равна площади эпюры на данном участке, поэтому значения для наветренной и подветренной стороны берем из табл. 2.3:

$$F_w = S_{w \text{ эп. 6}} = 19,447 \text{ кН};$$

$$F'_w = S'_{w \text{ эп. 6}} = 14,142 \text{ кН}.$$

Таблица 2.3

Ветровая нагрузка. Площади эпюр

№	Отметка z_i , м	k_i	q_{wi} , кН/м ²	q'_{wi} , кН/м ²	$S_{w. \text{ эп } i}$	$S'_{w. \text{ эп } i}$
1	0	1,000	5,011	3,758	0	0
2	5	1,000	5,011	3,758	25,055	18,790
3	10	1,000	5,011	3,758	25,055	18,790
4	15	1,125	5,638	4,228	26,623	19,965
5	18	1,200	6,013	4,510	17,477	13,107
6	21,15	1,264	6,334	4,751	19,447	14,142

Окончательный вид ветровых нагрузок приведен на рис. 2.14.

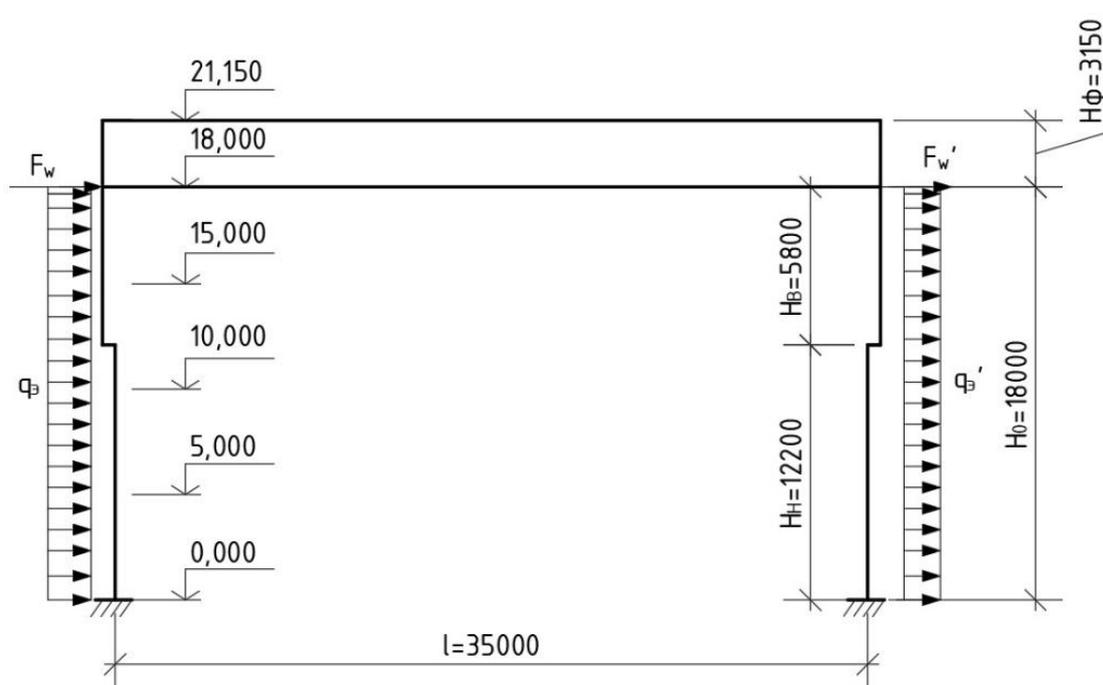


Рис. 2.14. Эквивалентная нагрузка на раму и сосредоточенные силы

2.4. Программа ввода данных для расчета на ЭВМ

Жесткости надкрановой и подкрановой частей колонны, а также ригеля зададим из соотношений:

$$J_B = 1, \quad J_H = 7J_B, \quad J_P = 28J_B.$$

Жесткость эквивалентного ригеля определим по формуле

$$EJ_P = 2 \cdot 10^8 \cdot 28J_B = 56 \cdot 10^8 J_B.$$

Осевая жесткость ригеля

$$EA_P = \frac{4 \cdot EJ_P}{h_p^2} = \frac{4 \cdot 56 \cdot 10^8 J_B}{3,15^2} = 22,57 \cdot 10^8 J_B,$$

где $h_p = 3,15$ м – высота фермы в середине пролета;

Жесткость подкрановой и надкрановой частей колонны определяется по формулам:

$$EJ_H = 2 \cdot 10^8 \cdot 7J_B = 14 \cdot 10^8;$$

$$EJ_B = 2 \cdot 10^8 \cdot 1 = 2 \cdot 10^8.$$

2.5. Составление таблицы усилий в стойках и выделение расчетных усилий по характерным сечениям

При составлении комбинации нагрузки от снега, ветра и кранов принимаются временными (кратковременными). Необходимо учитывать только реально возможные комбинации усилий (с постоянной нагрузкой). Значения ординат эпюр заносим в специальную таблицу, где выбираем наиболее опасное сочетание нагрузок. В случае сочетания постоянной и временных нагрузок необходимо брать их с коэффициентом 0,9.

Нагрузки от вертикального и поперечного воздействия крана принимаются как две нагрузки.

Эпюры от собственного веса, снеговой, тормозной, крановой вертикальной и ветровой нагрузок показаны на рис. 2.15, а усилия в стойках и расчетные усилия – в табл. 2.4 и 2.5.

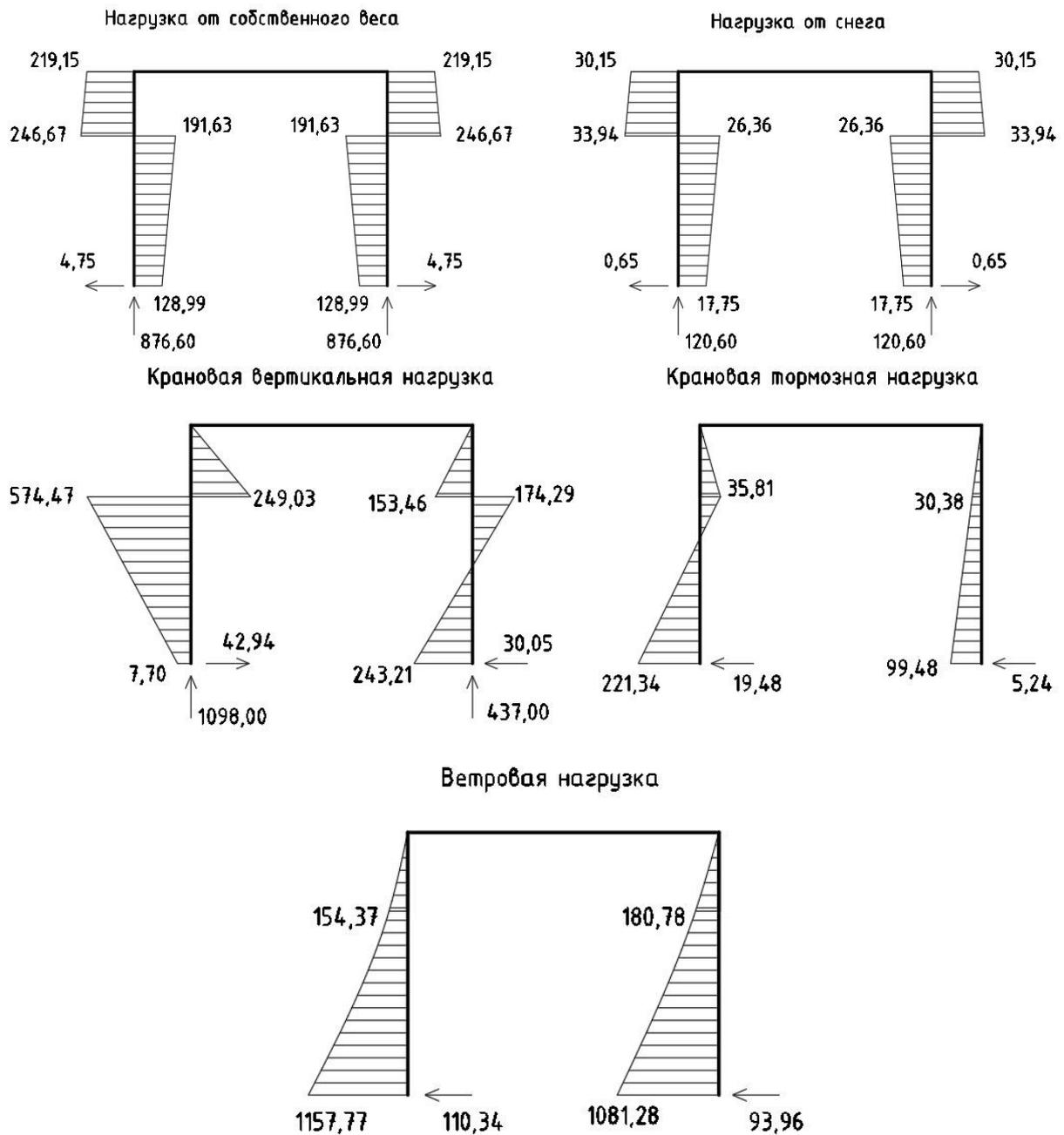


Рис. 2.15. Эпюры от собственного веса, снеговой, тормозной, крановой вертикальной и ветровой нагрузок

Таблица 2.4

Результаты расчета бесшарнирной рамы на ЭВМ (М – кНм; N – кН)

№ на- груз- ки	Нагрузки и комбинации усилий			n_c	Сечения стойки								
					1-1		2-2		3-3		4-4		
					M	N	M	N	M	N	M	N	Q
1	Собственный вес			1	-219,15	-876,60	-246,67	-876,60	+191,63	-876,60	+128,99	-876,60	+4,75
2	Снеговая			1	-30,15	-120,60	-33,94	-120,60	+26,36	-120,60	+17,75	-120,60	+0,65
				0,9	-27,14	-108,54	-30,55	-108,54	+23,72	-108,54	+15,98	-108,54	+0,59
3	D_{max}	на левую стойку		1	0,00	0,00	+249,03	0,00	-574,47	-1098,00	-7,70	-1098,00	-42,94
				0,9	0,00	0,00	+224,13	0,00	-517,02	-988,20	-6,93	-988,20	-38,65
3*		на правую стойку		1	0,00	0,00	+153,46	0,00	-174,29	-437,00	+243,21	-437,00	+30,05
				0,9	0,00	0,00	+138,11	0,00	-156,86	-393,30	+218,89	-393,30	+27,05
4	T	на левую стойку		1	0,00	0,00	±35,81	0,00	±35,81	0,00	±221,34	0,00	±19,48
				0,9	0,00	0,00	±32,23	0,00	±32,23	0,00	±199,21	0,00	±17,53
4*		на правую стойку		1	0,00	0,00	±30,38	0,00	±30,38	0,00	±99,48	0,00	±5,24
				0,9	0,00	0,00	±27,34	0,00	±27,34	0,00	±89,53	0,00	±4,72
5	Вет- ровая	на левую стойку		1	0,00	0,00	-154,37	0,00	-154,37	0,00	-1 157,77	0,00	+110,34
				0,9	0,00	0,00	-138,93	0,00	-138,93	0,00	-1 041,99	0,00	+99,31
5*		на правую стойку		1	0,00	0,00	+180,78	0,00	+180,78	0,00	+1 081,28	0,00	+93,96
				0,9	0,00	0,00	+162,70	0,00	+162,70	0,00	+973,15	0,00	+84,56

Примечание. Знак «*» в номере нагрузок обозначает комбинацию на другую стойку.

Таблица 2.5

Расчетные сочетания усилий

№ сочетания	Сочетания усилий		Комбинация нагрузок	Сечения стойки																
				1-1		2-2		3-3		4-4										
				Усилия	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>Q</i>							
1	$+M_{\max}, N_{\text{соот}}$	$n_c = 1$	№ нагрузок	–		1, 3, 4		1, 5		1, 3, 4										
			Усилия	–	–	+32,74	–876,60	+354,33	–876,60	+593,54	–1313,60									
		$n = 0,9$	№ нагрузок	–		1, 3, 4, 5		1, 2, 5		1, 2, 3, 4, 5										
			Усилия	–	–	+167,50	–876,60	+378,05	–985,14	+1 558,35	–1 378,44									
2	$-M_{\max}, N_{\text{соот}}$	$n_c = 1$	№ нагрузок	1, 2		1, 5		1, 3, 4		1, 5										
			Усилия	–249,30	–997,20	–401,04	–876,60	–413,22	–1 974,60	–1028,78	–876,60									
		$n = 0,9$	№ нагрузок	1, 2		1, 2, 5		1, 3, 4, 5		1, 3, 4, 5										
			Усилия	–246,29	–985,14	–416,15	–985,14	–491,66	–1864,80	–1119,14	–1864,80									
3	$N_{\max}, +M_{\text{соот}}$	$n_c = 1$	№ нагрузок	–		1, 3, 4		1, 2		1, 3, 4										
			Усилия	–	–	+32,74	–876,60	+217,99	–997,20	+342,63	–1974,60									
		$n = 0,9$	№ нагрузок	–		1, 2, 3, 4, 5		1, 2, 3, 4, 5		1, 2, 3, 4, 5										
			Усилия	–	–	+136,95	–985,14	+248,53	–1 378,44	+1 310,40	–1 973,34									
4	$N_{\max}, -M_{\text{соот}}$	$n_c = 1$	№ нагрузок	1, 2		1, 2		1, 3, 4		1, 3, 4										
			Усилия	–249,30	–997,20	–280,61	–997,20	–413,22	–1 974,60	+342,63	–1 974,60									
		$n = 0,9$	№ нагрузок	1, 2		1, 2, 5		1, 3, 4, 5		1, 3, 4, 5										
			Усилия	–246,29	–985,14	–416,15	–985,14	–491,66	–1864,80	–1 119,14	–1 864,80									
5	$N_{\min}, +M_{\text{соот}}$	$n = 0,9$	№ нагрузок	Усилия <i>M</i> и <i>N</i> от постоянной нагрузки подсчитаны с коэффициентом $0,9/1,1 = 0,8$							1, 3									
			Усилия								+347,88	–								
6	$N_{\min}, -M_{\text{соот}}$	$n = 0,9$	№ нагрузок								Усилия <i>M</i> и <i>N</i> от постоянной нагрузки подсчитаны с коэффициентом $0,9/1,1 = 0,8$							1, 5		
			Усилия															–913,00	–876,60	
7	Q_{\max}	$n_c = 0,9$	№ нагрузок	Усилия <i>M</i> и <i>N</i> от постоянной нагрузки подсчитаны с коэффициентом $0,9/1,1 = 0,8$														1, 2, 3, 4, 5		
			Усилия																	

2.6. Расчет и конструирование колонны

2.6.1. Установление расчетной длины подкрановой и надкрановой частей колонны в плоскости и из плоскости рамы

Расчетная схема колонны представлена на рис. 2.16.

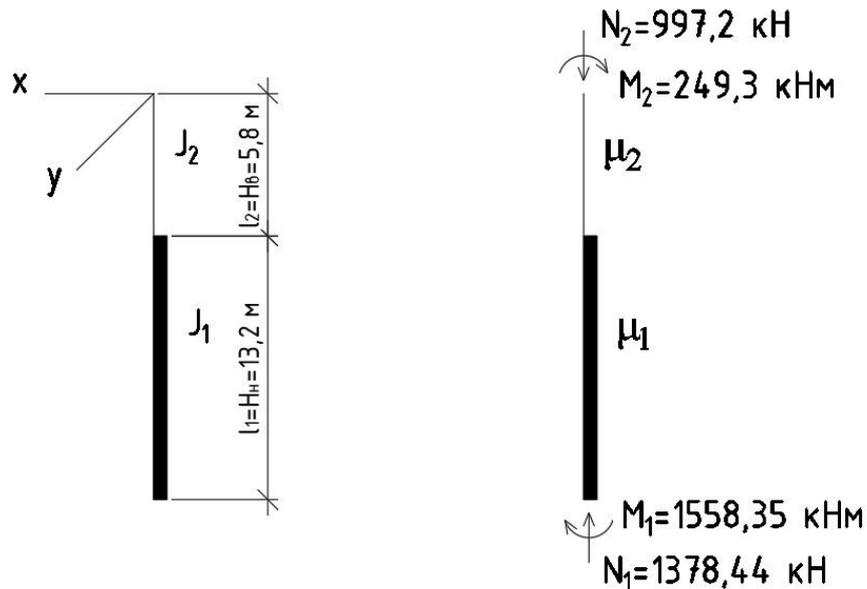


Рис. 2.16. Схема для расчета колонны

При изготовлении колонны используется сталь С255 с характеристиками:

$$R_y = 230 \text{ МПа};$$

$$E = 2,06 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2.$$

Принимаем высоту подкрановой балки 1,67 м.

Определим предварительно пропорции жесткостей, длин и внешних усилий:

$$\frac{J_2}{J_1} = \frac{1}{7};$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5,8}{13,2} = 0,44 < 0,6;$$

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{1378,44}{997,20} = 1,38 = \beta.$$

Коэффициенты расчетных длин имеют следующее соотношение:

$$\alpha_1 = \frac{\mu_1}{\mu_2} = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_H}{J_B \beta}} = \frac{5,8}{13,2} \sqrt{\frac{7}{1 \cdot 1,38}} = 0,989 \text{ 6.}$$

Коэффициент расчетной длины нижнего участка колонны вычисляется по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{[\mu_{11}^2 (\beta - 1) + \mu_{12}^2]}{\beta}}.$$

Коэффициенты μ_{11} и μ_{12} находим по таблице прил. 13 [1]:

При $\frac{J_2}{J_1} = 0,143$; $\frac{l_2}{l_1} = 0,44$; $\mu_{11} = 0,92$; $\mu_{12} = 1,82$

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{[0,92^2 (1,38 - 1) + 1,82^2]}{1,38}} = 1,623.$$

Коэффициент расчетной длины верхнего участка колонны

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} = \frac{1,623}{0,989 \text{ 6}} = 1,64 < 3.$$

Расчетные длины участков вычисляются по формуле

$$l_0 = \mu \cdot l,$$

тогда в плоскости рамы:

$$l_{x1} = \mu_1 l_1 = 1,623 \cdot 13,2 = 21,42 \text{ м}; \quad l_{x2} = \mu_2 l_2 = 1,64 \cdot 5,8 = 9,51 \text{ м};$$

из плоскости рамы:

$$l_{y1} = 1 \cdot l_1 = 1 \cdot 13,2 = 13,2 \text{ м}; \quad l_{y2} = 1 \cdot l_2 = 1 \cdot (5,8 - 1,67) = 4,13 \text{ м}.$$

Сечение верхней части колонны принимаем в виде сварного двутавра высотой $h_B = 500$ мм (рис. 2.17).

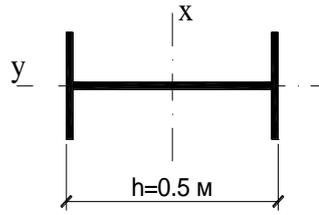


Рис. 2.17. Схема сечения верхней части колонны

Определим требуемую площадь сечения по формуле

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_2}{\phi_e R_y \gamma_c}$$

Для симметричного двутавра:

$$i_x \approx 0,42h = 0,42 \cdot 50 = 21 \text{ см};$$

$$\rho_x \approx 0,35h = 0,35 \cdot 50 = 17,5 \text{ см};$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{x2}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{951}{21} \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,51;$$

$$e = \frac{M_2}{N_2} = \frac{249,3}{997,2} = 0,25 \text{ м} = 25 \text{ см};$$

$$m_x = \frac{e}{\rho_x} = \frac{25}{17,5} = 1,43;$$

$$\eta = (1,75 - 0,1m_x) - 0,02(5 - m_x)\bar{\lambda}_x = \\ = (1,75 - 0,1 \cdot 1,43) - 0,02 \cdot (5 - 1,43) \cdot 1,513 = 1,5;$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,5 \cdot 1,43 = 2,145.$$

По прил. 15 $\phi_e(\bar{\lambda}_x; m_{ef}) = 0,423$, тогда

$$A_{\text{тр}} = \frac{997,20}{0,423 \cdot 23 \cdot 1} = 102,498 \text{ см}^2.$$

Подбор сечения верхней части колонны

Задаемся толщиной полки $t_f = 1,4$ см, откуда

$$h_w = h - 2t_f = 50 - 2 \cdot 1,4 = 47,2 \text{ см.}$$

Толщину стенки найдем из условия местной устойчивости:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw}.$$

Так как $\bar{\lambda}_x = 1,513 < 2$, то

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}_x^2 = 1,3 + 0,15 \cdot 1,513^2 = 1,643 < 3,1;$$

$$t_w \geq \frac{h_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad t_w \geq \frac{47,2}{1,643} \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,96 \text{ см.}$$

Принимаем $t_w = 1,2$ см.

Ширина полки из условия $b_f \geq \frac{l_{x,2}}{20} = \frac{413}{20} = 20,65$ см.

Принимаем $b_f = 21$ см.

Выполним проверку пояса на местную устойчивость по формуле

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}_x) \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

$$\frac{21 - 1,2}{2 \cdot 1,4} = 7,07 \leq (0,36 + 0,1 \cdot 1,513) \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 15,3 -$$

условие выполнено.

Площадь сечения

$$A = 21 \cdot 2 \cdot 1,4 + 47,2 \cdot 1,2 = 115,44 \text{ см}^2 > A_{\text{тр}} = 102,498 \text{ см}^2.$$

Проверим пояс на устойчивость в плоскости действия момента:

$$J_x = 2 \left[1,4 \cdot 21 \cdot 24,3^2 + \frac{21 \cdot 1,4^3}{12} \right] + \frac{1,2 \cdot 47,2^3}{12} = 45\,246 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{45\,246}{25} = 1\,809,8 \text{ см}^3;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{45\,246}{115,44}} = 19,8 \text{ см};$$

$$\rho_x = \frac{1\,809,8}{115,44} = 15,68 \text{ см};$$

$$m = \frac{e}{\rho_x} = \frac{25}{15,68} = 1,59;$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{951}{19,8} \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,605.$$

Так как $\frac{A_f}{A_w} = \frac{58,8}{56,64} = 1,038 > 1,0$, то

$$\begin{aligned} \eta &= (1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\bar{\lambda}_x = \\ &= (1,9 - 0,1 \cdot 1,59) - 0,02(6 - 1,59) \cdot 1,605 = 1,6; \end{aligned}$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,6 \cdot 1,59 = 2,544.$$

По прил. 15 $\phi_e(\bar{\lambda}_x; m_{ef}) = 0,377$, тогда

$$\sigma = \frac{997,2}{0,377 \cdot 115,44} = 22,91 \text{ МПа} < R_y = 23 \text{ МПа}.$$

Выполним проверку на устойчивость из плоскости действия момента:

$$J_y = \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 21^3}{12} + \frac{47,2 \cdot 1,2^3}{12} = 2\,168 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{2\,168}{115,44}} = 4,33 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{l_{y,2}}{i_y} = \frac{413}{4,33} = 95,38.$$

$$\lambda_y = 95,38 < 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 93,97 -$$

условие не выполняется.

Увеличим ширину полки b_f до 26 см:

$$A = 2 \cdot 26 \cdot 1,4 + 47,2 \cdot 1,2 = 129,44 \text{ см}^2;$$

$$J_x = 2 \left[1,4 \cdot 26 \cdot 24,3^2 + \frac{26 \cdot 1,4^3}{12} \right] + \frac{1,2 \cdot 47,2^3}{12} = 53\,515 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{53\,515}{25} = 2\,141 \text{ см}^3;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{53\,515}{129,44}} = 20,33 \text{ см};$$

$$\rho_x = \frac{2\,141}{129,44} = 16,54 \text{ см};$$

$$m = \frac{e}{\rho_x} = \frac{25}{16,54} = 1,51;$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{951}{20,33} \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,56;$$

$$J_y = \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 26^3}{12} + \frac{47,2 \cdot 1,2^3}{12} = 4\,108 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{4\,108}{129,44}} = 5,63 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{413}{5,63} = 73,36.$$

Проверим пояс на местную устойчивость:

$$\frac{26 - 1,2}{2 \cdot 1,4} = 8,86 < (0,36 + 0,1 \cdot 1,56) \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 15,44 -$$

условие выполнено.

Для $R_y = 230$ МПа, $\lambda_y = 73,36$ по прил. 7 [1] находим $\varphi_y = 0,751$.

$$\lambda_y = 73,36 < 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 93,97 -$$

условие выполнено.

Находим момент в трети сечения:

$$M_2^{\frac{1}{3}} = -280,61 + \frac{(-249,30) - (-280,61)}{5,8} \left(5,8 - \frac{1}{3} \cdot 4,13 \right) = -256,73 \text{ кНм};$$

$$m = \left(\frac{M_2^{\frac{1}{3}}}{N_2} \right) \cdot \left(\frac{A}{W_x} \right) = \frac{25\,673}{997,20} \cdot \frac{129,44}{2\,141} = 1,556.$$

Так как $m > 1$, то $\alpha = 0,65 + 0,05m = 0,65 + 0,05 \cdot 1,556 = 0,728$.

При $m < 5$

$$c = c_{(5)} = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m} = \frac{1}{1 + 0,728 \cdot 1,556} = 0,469,$$

тогда

$$\sigma = \frac{997,2}{0,469 \cdot 0,751 \cdot 129,44} = 21,87 \text{ МПа} < R_y = 23 \text{ МПа}.$$

Окончательно получаем размеры сечения надкрановой части колонны (рис. 2.18).

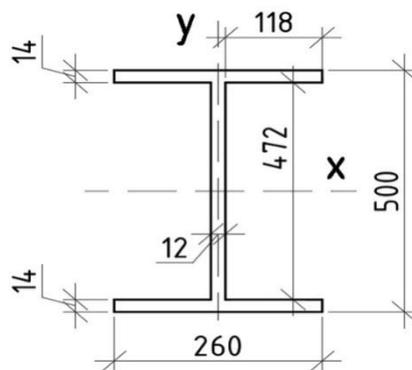


Рис. 2.18. Сечение надкрановой части колонны

2.6.2. Подбор сечения нижней части колонны

Рассчитаем сечение нижней части колонны, представленное на рис. 2.19.

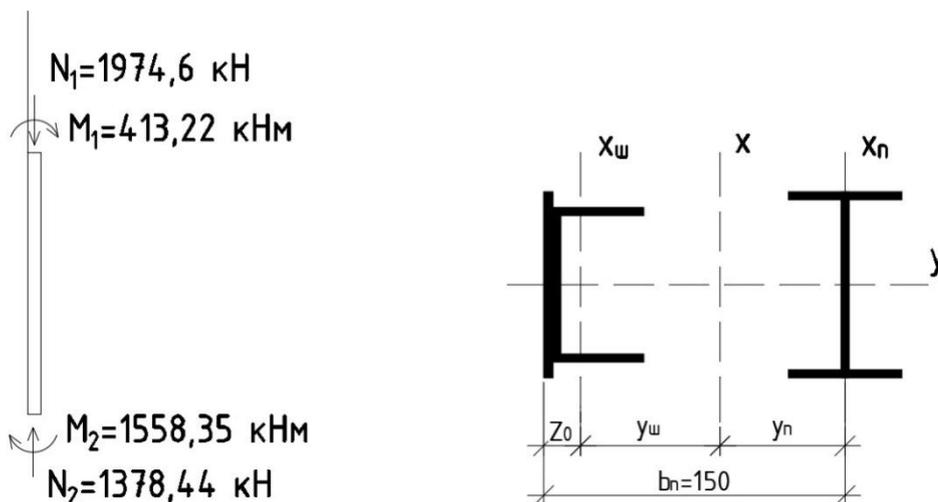


Рис. 2.19. К расчету сечения нижней части колонны

Назначаем $z_0^{\text{III}} = 5$ см, тогда $h_0 = b_n - z_0^{\text{III}} = 150 - 5 = 145$ см.

Принимаем $y_n = y_m = 0,5h_0 = 0,5 \cdot 145 = 72,5$ см.

Вычисляем силы, приходящиеся на части колонны:

$$N_n = \frac{|N_1|}{h_0} y_{\text{ш}} + \frac{|M_1|}{h_0} = \frac{1974,6}{145} \cdot 72,5 + \frac{41322}{145} = 1272,3 \text{ кН};$$

$$N_{\text{ш}} = \frac{|N_2|}{h_0} y_n + \frac{|M_2|}{h_0} = \frac{1378,44}{145} \cdot 72,5 + \frac{155835}{145} = 1763,9 \text{ кН}.$$

Подкрановая ветвь

Задаемся $\lambda = 60 - 90$, $\lambda_y^n = 70 \Rightarrow \phi_y^n = 0,761$, тогда

$$A_{\text{тр}} = \frac{1\,272,3}{0,761 \cdot 23 \cdot 1} = 72,69 \text{ см}^2; \quad i_{\text{тр}} = \frac{l_y}{\lambda_y^n} = \frac{1\,320}{70} = 18,86 \text{ см.}$$

Принимаем I 50Б1, $h = 500$ мм; $A_{\text{п}} = 92,98 \text{ см}^2$; $i_y^{\text{п}} = 19,99 \text{ см}$

Шатровая ветвь

Задаемся $\lambda_y^n = 90 \Rightarrow \phi_y^n = 0,625$, тогда

$$A_{\text{тр}} = \frac{1\,763,9}{0,625 \cdot 23 \cdot 1} = 122,71 \text{ см}^2.$$

Толщину полки шатровой ветки принимаем равной толщине полки верхней части колонны – 1,4 см. В целях удобства прикрепления решетки принимаем высоту равной высоте двутавра подкрановой ветви. Размеры листа увеличиваем по 1 см с каждой стороны для размещения швов.

Площадь полки

$$A_{\text{п}} = \frac{(122,71 - 52 \cdot 1,4)}{2} = 24,96 \text{ см}^2.$$

Из условия местной устойчивости полки швеллера

$$\frac{b_{\text{п}}}{t_{\text{п}}} \leq (0,43 + 0,08\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,43 + 0,08 \cdot 3) \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 20$$

принимаем:

$$b_{\text{п}} = 26 \text{ см}; \quad t_{\text{п}} = 1,2 \text{ см}; \quad A_{\text{п}} = 31,2 \text{ см}^2;$$

$$A_{\text{ш}} = 52 \cdot 1,4 + 2 \cdot 26 \cdot 1,2 = 135,2 \text{ см}^2;$$

$$z_0^{\text{ш}} = \frac{(1,4 \cdot 52 \cdot 0,7 + 26 \cdot 14,4 \cdot 2)}{135,2} = 5,92 \text{ см};$$

$$h_0 = 150 - 5,92 = 144,08 \text{ см};$$

$$y_n = \frac{135,2}{135,2 + 92,98} \cdot 144,08 = 85,37 \text{ см};$$

$$y_{\text{ш}} = h_0 - y_n = 144,08 - 85,37 = 58,71 \text{ см};$$

$$\frac{|\Delta y_{\text{ш, т}}|}{h_0} = \frac{85,37 - 58,71}{144,08} \cdot 100 \% = 18,5 \%;$$

$$N_n = \frac{1\,974,6}{145,25} \cdot 58,71 + \frac{41\,322}{145,25} = 1\,082,62 \text{ кН};$$

$$A_{\text{тр}} = \frac{1\,082,62}{0,761 \cdot 23} = 61,85 \text{ см}^2;$$

$$N_{\text{ш}} = \frac{1\,378,44}{145,25} \cdot 85,37 + \frac{155\,835}{145,25} = 1\,883,05 \text{ кН};$$

$$A_{\text{тр}} = \frac{1\,883,05}{0,625 \cdot 23} = 130,99 \text{ см}^2.$$

Подобранные сечения больше требуемых площадей.

Компоновка сечения нижней части колонны представлена на рис. 2.20.

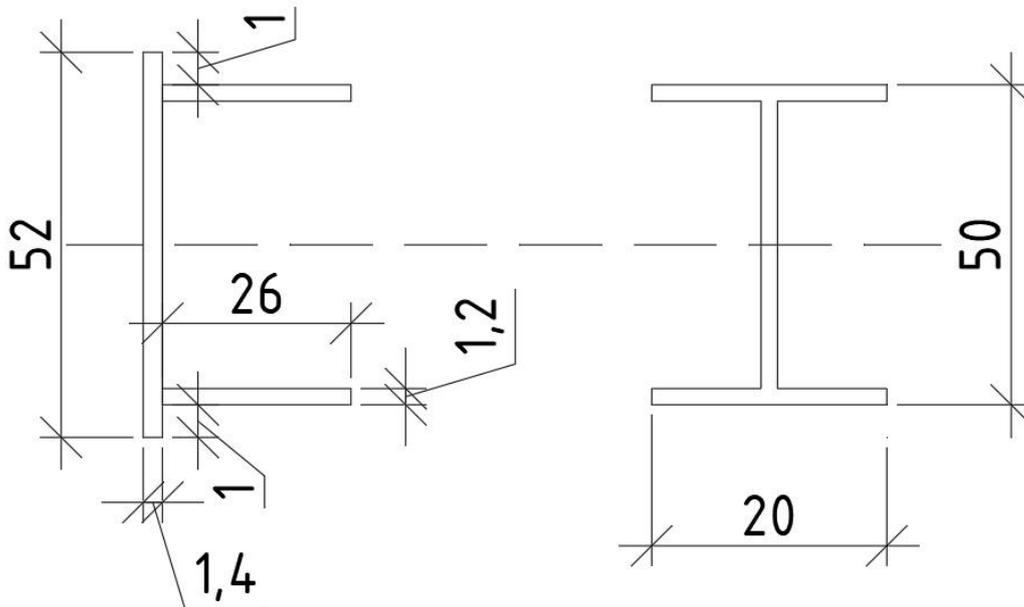


Рис. 2.20. Компоновка сечения нижней части колонны

2.6.3. Расчет ветвей колонны в плоскости действия момента

$$i_x^n = 4,16 \text{ см};$$

$$J_{x_{\text{ш}}}^{\text{ш}} = \frac{1,4^3 \cdot 52}{12} + 2 \cdot \frac{1,2 \cdot 26^3}{12} + 1,4 \cdot 52 \cdot 5,22^2 + 2 \cdot 26 \cdot 1,2 \cdot 7,08^2 = 8\,639 \text{ см}^4;$$

$$i_x^{\text{ш}} = \sqrt{\frac{8\,639}{135,2}} = 7,99 \text{ см}.$$

Подкрановую часть колонны делаем равноустойчивой:

$$l_{y1} = 1\,320 \text{ см};$$

$$\lambda_x^n \leq \lambda_y^n = \frac{1\,320}{19,99} = 66;$$

$$\lambda_x^n = \frac{l_B}{i_x^n} = 66 \Rightarrow l_B = 66 \cdot 4,16 = 274,56 \text{ см} = 275 \text{ см}.$$

Угол между раскосом и вертикалью:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{150}{(275/2)} = 1,091; \quad \alpha = 47,49^\circ$$

(попадает в диапазон $\alpha = 35-55^\circ$)

Проверка устойчивости

Подкрановая ветвь

$$\lambda_y^n = \frac{1\,320}{19,99} = 66; \quad \varphi_y^n = 0,793;$$

$$\sigma = \frac{1\,082,62}{0,793 \cdot 92,98} = 14,68 \text{ МПа} < 23 \text{ МПа};$$

$$\lambda_x^n = \frac{275}{4,16} = 66,1; \quad \varphi_x^n = 0,792;$$

$$\sigma = \frac{1\,082}{0,792 \cdot 92,98} = 14,7 \text{ МПа} < 23 \text{ МПа}.$$

Шатровая ветвь

$$J_y^{\text{III}} = \frac{1,4 \cdot 52^3}{12} + 2 \left(\frac{26 \cdot 1,2^3}{12} + 1,2 \cdot 26 \cdot 25,6^2 \right) = 57\,306 \text{ см}^4;$$

$$i_y^{\text{III}} = \sqrt{\frac{57\,306}{135,2}} = 20,59 \text{ см};$$

$$\lambda_y^{\text{III}} = \frac{1\,320}{20,59} = 64,11 \Rightarrow \varphi_y^{\text{III}} = 0,719;$$

$$\sigma = \frac{1\,883,05}{0,719 \cdot 135,2} = 19,37 \text{ МПа} < 23 \text{ МПа};$$

$$\lambda_x^{\text{III}} = \frac{275}{7,99} = 34,42; \quad \phi_x^n = 0,879;$$

$$\sigma = \frac{1\,883,05}{0,879 \cdot 135,2} = 15,85 \text{ МПа} < 23 \text{ МПа}.$$

Расчет решетки

$$A_{\text{об}} = 135,2 + 92,98 = 228,18 \text{ см}^2;$$

$$Q_{fic} = 0,2A = 0,2 \cdot 228,18 = 45,64 \text{ кН};$$

$$N_p = \frac{Q_{\text{max}}}{2 \sin \alpha} = \frac{149,23}{2 \sin 47,49^\circ} = 101,22.$$

Принимаем $\lambda = 100$. При $L = 203 \text{ см}$, $i_{\text{тр}} = 2,03 \text{ см}$

$$\phi = 0,574; \quad A_{\text{тр}} = \frac{101,22}{0,574 \cdot 23 \cdot 0,75} = 10,22 \text{ см}^2.$$

Принимаем $L110 \times 8$, с $A_p = 17,2 \text{ см}^2$, $i_{\text{min}} = 2,19 \text{ см}$, тогда

$$\lambda_{\text{max}} = \frac{l_p}{i_{\text{min}}} = \frac{203}{2,19} = 92,69 \Rightarrow \phi = 0,623.$$

Напряжение в раскосе

$$\sigma = \frac{N_p}{\phi \cdot A_p} = \frac{101,22}{0,623 \cdot 17,2} = 9,45 \text{ МПа} < R_y = 23 \cdot 0,75 = 17,25 \text{ МПа}.$$

Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента как единого целого

$$A_{\text{общ}} = 228,18 \text{ см}^2;$$

$$J_x^{\text{об}} = J_{x_{\text{III}}}^{\text{III}} + J_{x_n}^n + A_{\text{III}} \cdot y_{\text{III}}^2 + A_n \cdot y_n^2 = 8\,639 + 1\,606 + 135,2 \cdot 58,71^2 + 92,98 \cdot 85,37^2 = 1\,153\,903 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{1\,153\,903}{228,18}} = 71,11 \text{ см}; \quad \lambda_x = \frac{l_{x1}}{i_x} = \frac{2\,142}{71,11} = 30,12.$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \alpha \frac{A_{об}}{2 \cdot A_p}} = \sqrt{30,12^2 + 27 \frac{228,18}{2 \cdot 17,2}} = 32,96,$$

где

$$\alpha = 10 \frac{l_p^3}{b_H^2 (l_B/2)} = 10 \frac{203^3}{150^2 \cdot (275/2)} = 2;$$

$$4\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 32,96 \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,101.$$

Для комбинации усилий, догружающих шатровую ветвь:

$$m = \frac{M_2 A_{об}}{N_2 J_x^{об}} (y_{ш} + z_0^{ш}) = \frac{155\,835}{1\,378,44} \cdot \frac{228,18}{1\,153\,903} (58,71 + 5,92) = 1,44;$$

По прил. 15 $\phi_e(m, \bar{\lambda}_{ef}) = 0,561$, тогда

$$\sigma = \frac{N_2}{\phi_e A_{об}} = \frac{1\,378,44}{0,561 \cdot 228,18} = 10,77 \text{ МПа} < R_y = 23 \text{ МПа}.$$

Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь:

$$m = \frac{M_1 A_{об}}{N_1 J_x^{об}} y_n = \frac{41\,322}{1\,974,6} \cdot \frac{228,18}{1\,153\,903} 85,37 = 0,35;$$

По прил. 15 $\varphi_e(m, \bar{\lambda}_{ef}) = 0,809$, тогда

$$\sigma = \frac{N_1}{\varphi_e A_{об}} = \frac{1\,974,6}{0,809 \cdot 228,18} = 10,70 \text{ МПа} < R_y = 23 \text{ МПа}.$$

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечена проверкой устойчивости отдельных ветвей.

2.6.4. Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

Расчетная схема, сечение траверсы и узел сопряжения верхней и нижней частей колонны представлены на рис. 2.21, 2.22.

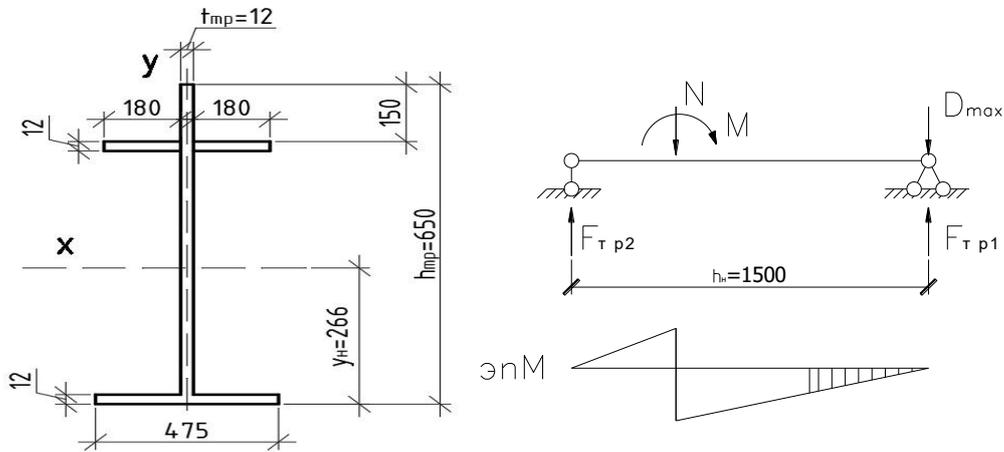


Рис. 2.21. Расчетная схема и сечение траверсы

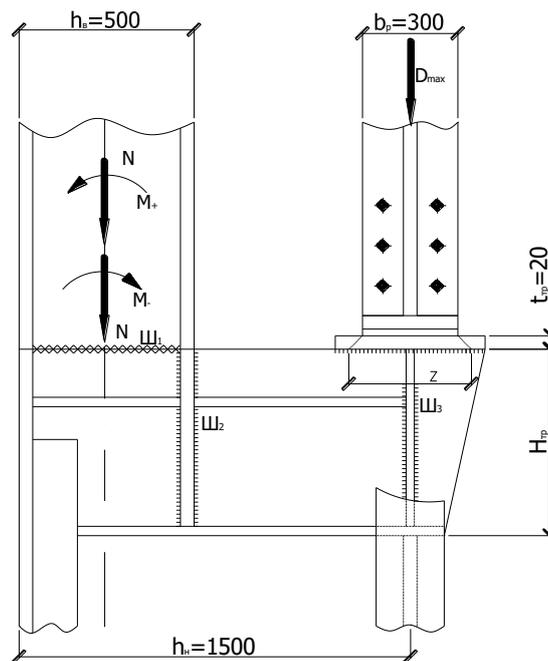


Рис. 2.22. Конструктивное решение узла верхней и нижней частей колонны

Расчетные комбинации усилий в сечении над уступом:

- 1) $M = +167,50$ кНм; $N = 876,6$ кН (загружение 1, 3, 4, 5);
- 2) $M = -416,15$ кНм; $N = 985,14$ кН (загружение 1, 2, 5).

Давление кранов $D_{max} = 1\,098,891$ кН.

Прочность стыкового шва (Ш1) проверяем по нормальным напряжениям в крайних точках сечения надкрановой части. Площадь шва равна площади сечения надкрановой части колонны.

1-я комбинация M и N :

в наружной полке

$$\sigma = \frac{N}{A_0} + \frac{|M|}{w} = \frac{876,6}{115,4} + \frac{16\,750}{1\,809,8} = 16,85 \text{ МПа} < R_y = 23 \text{ МПа};$$

во внутренней полке

$$\sigma = \frac{N}{A_0} - \frac{|M|}{w} = \frac{876,6}{115,4} - \frac{16\,750}{1\,809,8} = -1,66 \text{ МПа} < R_y = 23 \text{ МПа};$$

2-я комбинация M и N :

в наружной полке

$$\sigma = \frac{N}{A_0} - \frac{|M|}{w} = \frac{985,14}{115,4} - \frac{41\,615}{1\,809,8} = -14,46 \text{ МПа} < R_y = 23 \text{ МПа};$$

во внутренней полке

$$\sigma = \frac{N}{A_0} + \frac{|M|}{w} = \frac{985,14}{115,4} + \frac{41\,615}{1\,809,8} = 21,53 \text{ МПа} < R_y = 23 \text{ МПа}.$$

Толщину стенки траверсы определяем из условия смятия:

$$t_{\text{тр}} \geq \frac{D_{\text{max}}}{l_{\text{см}} R_{\text{см.т}} \gamma} = \frac{1\,098,891}{34 \cdot 34,5 \cdot 1} = 0,938;$$

$$l_{\text{см}} = b_{\text{ор}} + 2t_{\text{пл}} = 30 + 2 \cdot 2 = 34 \text{ см}.$$

где $b_{\text{ор}} = 30$ см, $t_{\text{пл}} = 2$ см, $R_{\text{см.т}} = 345$ МПа.

Учитывая возможный перекося опорного ребра балки, принимаем $t_{\text{тр}} = 1,2$ см.

Усилие e во внутренней полке верхней части колонны (2-я комбинация):

$$N_n = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_b} = \frac{985,14}{2} + \frac{41\,615}{50} = 1\,324,87 \text{ кН}.$$

Длина шва крепления вертикального ребра траверсы к стенке траверсы (Ш2):

$$l_{ш2} = \frac{N_n}{4K_{ш} \left(\beta R_y^{cb} \gamma_y^{cb} \right)_{\min}}$$

Применяем полуавтоматическую сварку проволокой марки СВ-08А, $d = 1,4-2$ мм с коэффициентами

$$\beta_{ш} = 0,9; \quad \beta_c = 1,05.$$

Назначаем:

$$K_{ш} = 6 \text{ мм}, \quad \gamma_{y,ш}^{cb} = \gamma_{y,c}^{cb} = 1, \quad R_{y,ш}^{cb} = 180 \text{ МПа}, \quad R_{y,c}^{cb} = 160 \text{ МПа};$$

$$\beta_{ш} R_{y,ш}^{cb} \gamma_{y,ш}^{cb} = 0,9 \cdot 18 \cdot 1 = 16,2 < \beta_c R_{y,c}^{cb} \gamma_{y,c}^{cb} = 1,05 \cdot 16 \cdot 1 = 16,8;$$

$$l_{ш2} = \frac{1\,324,87}{4 \cdot 0,6 \cdot 16,2 \cdot 1} = 34,1 \text{ см}; \quad l_{ш2} < 85\beta_{ш} K_{ш} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 46 \text{ см}.$$

В стенке подкрановой ветви делаем прорезь, в которую заводим стенку траверсы. Для расчета шва крепления траверсы к подкрановой ветви (Ш3) составляем комбинацию усилий, дающую наибольшую опорную реакцию траверсы. Такой комбинацией будет сочетание 1, 2, 5 с $N = 985,14$ кН; $M = -416,15$ кНм:

$$F = \frac{N h_B}{2 h_H} - \frac{M}{h_H} + D_{\max} \cdot 0,9 = \frac{985,14 \cdot 50}{2 \cdot 150} - \frac{416,15}{150} + 1\,410,23 \cdot 0,9 = 1\,430,63 \text{ кН}.$$

Коэффициент 0,9 учитывает, что усилия N и M приняты для 2-го основного сочетания нагрузок.

Требуемая длина шва

$$l_{ш3} = \frac{F}{4K_{ш} \left(\beta R_y^{cb} \gamma_y^{cb} \right)_{\min} \gamma} = \frac{1\,430,63}{4 \cdot 0,6 \cdot 16,2 \cdot 1} = 36,80 \text{ см};$$

$$l_{ш3} < 85\beta_{ш} K_{ш} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 46 \text{ см}.$$

Из условия прочности стенки подкрановой ветви в месте крепления траверсы определяем высоту траверсы $h_{тр}$ по формуле

$$h_{\text{тр}} \geq \frac{F}{2t_{\text{ст.в}}R_{\text{сп}}\gamma} = \frac{1\,430,63}{2 \cdot 0,88 \cdot 13 \cdot 1} = 62,52 \text{ см},$$

где $t_{\text{ст.в}} = 8,8$ мм – толщина стенки I50Б1; $R_{\text{сп}} 130$ МПа – расчетное сопротивление срезу фасонного пролета из стали С255.

Принимаем $h_{\text{тр}} = 65$ см.

Проверим прочность траверсы как балки, нагруженной усилиями N , M , D_{max} . Нижний пояс траверсы принимаем конструктивно из листа 475 x 12 мм, верхние горизонтальные ребра из двух листов 180 x 12 мм. Найдем геометрические характеристики траверсы.

Положение центра тяжести сечения траверсы:

$$y_{\text{н}} = \frac{2 \cdot 18 \cdot 1,2 \cdot 49,4 + 1,2 \cdot 63,8 \cdot 33,1 + 1,2 \cdot 47,5 \cdot 0,6}{2 \cdot 18 \cdot 1,2 + 63,8 \cdot 1,2 + 1,2 \cdot 47,5} = 26,6 \text{ см};$$

$$J_x = \frac{1,2 \cdot 63,8^3}{12} + \frac{47,5 \cdot 1,2^3}{12} + \frac{2 \cdot 18 \cdot 1,2^3}{12} + 1,2 \cdot 63,8 \cdot 5,3^2 + 47,5 \cdot 1,2 \cdot 26^2 + 2 \cdot 18 \cdot 1,2 \cdot 22,8^2 = 89\,121 \text{ см}^4;$$

$$W_{\text{min}} = \frac{J_x}{y_{\text{в}}} = \frac{89\,121^3}{38,4} = 2\,321 \text{ см}^2,$$

где $y_{\text{в}} = 65 - y_{\text{н}} = 65 - 26,6 = 38,4$ см.

Максимальный изгибающий момент в траверсе возникает при 2-й комбинации усилий:

$$M_{\text{тр}} = F_{\text{тр1}}(h_{\text{н}} - h_{\text{в}}) = \left(\frac{M}{h_{\text{н}}} + \frac{Nh_{\text{в}}}{2h_{\text{н}}} \right) (h_{\text{н}} - h_{\text{в}}) = \left(\frac{41\,615}{150} + \frac{985,14 \cdot 50}{2 \cdot 150} \right) (150 - 50) = 44\,152 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{тр}}}{W_{\text{min}}} = \frac{44\,152}{2\,321} = 19,021 < R = 21,5 \text{ МПа}.$$

Максимальная поперечная сила в траверсе с учетом усилия от кранов:

$$Q_{\text{max}} = \frac{Nh_{\text{в}}}{2h_{\text{н}}} - \frac{M}{h_{\text{н}}} + \frac{kD_{\text{max}} \cdot 0,9}{2} = \frac{985,14 \cdot 50}{2 \cdot 150} - 44\,152 \cdot \frac{1}{150} + \frac{1,2 \cdot 1\,098,891 \cdot 0,9}{2} = 1\,051,94 \text{ кН}.$$

Коэффициент $k = 1,2$ учитывает неравномерную передачу усилия D_{\max} :

$$\tau_{\text{тр}} = \frac{Q}{t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}} = \frac{1\,051,94}{1,2 \cdot 63,8} = 137,4 \text{ МПа} < R_s = 140 \text{ МПа.}$$

2.7. Расчет и конструирование стропильной фермы

2.7.1. Сбор нагрузок на ферму

Постоянные нагрузки на ферму, схема которой представлена на рис. 2.23, приведены в табл. 2.2. Расчетная снеговая нагрузка, действующая на узел стропильной фермы, определяется по формуле

$$F_{gi} = \left(\frac{q_{\text{кр}}}{\cos \alpha} \right) \cdot B_{\phi} \cdot \frac{d_{i-1} + d_i}{2},$$

где $q_{\text{кр}} = 3,524 \text{ кН/м}^2$ – вес кровли;

$\alpha = 0$ – угол наклона верхнего пояса к горизонту;

$B_{\phi} = 12 \text{ м}$ – шаг ферм;

d_{i-1} и d_i – длины примыкающих к узлу панелей.

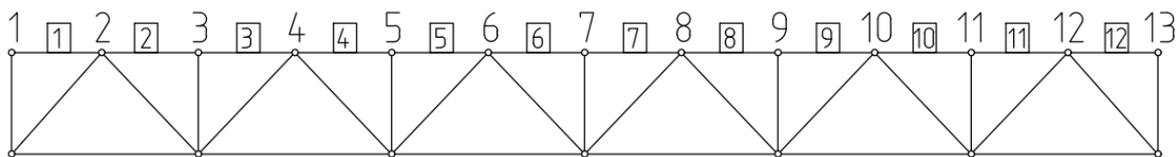


Рис. 2.23. Схема фермы: цифрами без рамок обозначены узлы верхнего пояса, в рамках указаны номера панелей

Шаг панелей верхнего пояса постоянный и равен 3 м. Тогда сосредоточенная нагрузка на средние узлы фермы

$$F_{g2-12} = \left(\frac{3,524}{\cos 0} \right) \cdot 12 \cdot \frac{3 + 3}{2} = 126,864 \text{ кН.}$$

Сосредоточенная нагрузка на крайние узлы с вдвое меньшей грузовой площади

$$F_{g1,13} = \frac{F_{g2-12}}{2} = \frac{126,862}{2} = 63,431 \text{ кН.}$$

Снеговая нагрузка, заданная нами как равномерно распределенная, также должна быть приведена к узловой:

$$F_{s2-12} = q_s \cdot 3 = 6,72 \cdot 3 = 20,16 \text{ кН.}$$

Нагрузка, приходящаяся на крайние узлы с в два раза меньшей – грузовой площади:

$$F_{s1,13} = \frac{F_{s2-12}}{2} = \frac{20,16}{2} = 10,08 \text{ кН.}$$

2.7.2. Определение расчетных усилий в стержнях фермы

На рис. 2.24 изображена схема фермы (половина, потому что ферма симметрична) с величинами единичных усилий в стержнях от единичных сил P , приложенных в средних узлах (см. прил. 7).

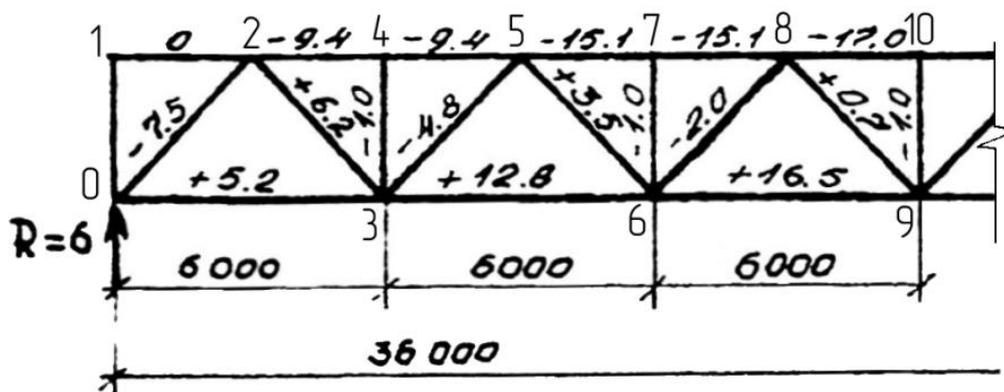


Рис. 2.24. Усилия в стержнях фермы от единичной нагрузки

Усилия в стержнях фермы от фактически действующих на нее нагрузок определяются как

$$N_{\phi i} = N_i(F_g + F_s) = N_i \cdot P,$$

где N_i – единичное усилие в i -м стержне;

P – фактическая сила, приложенная к узлам фермы от постоянной нагрузки.

Составим таблицу, содержащую значения единичных усилий для каждого узла, и, соответственно, средствами Excel определим усилия от соответствующих нагрузок. Результаты представлены в табл. 2.6.

Таблица 2.6

Усилия в элементах решетки фермы

Элемент фермы	№	Усилие от единичной нагрузки	Усилие от постоянной нагрузки $F_g = 126,864$	Усилие от снега, кН		Расчетное усилие, кН	
				$F_s = 20,16$ кН	$0,9F_s = 18,14$ кН	Растяжение	Сжатие
Верхний пояс	1–2	0	0	0	0,000	0,000	0
	2–4	–9,400	–1 192,522	–189,504	–170,554	–	–1 382,026
	4–5	–9,400	–1 192,522	–189,504	–170,554	–	–1 382,026
	5–7	–15,100	–1 915,646	–304,416	–273,974	–	–2 220,062
	7–8	–15,100	–1 915,646	–304,416	–273,974	–	–2 220,062
	8–10	–17,000	–2 156,688	–342,72	–308,448	–	–2 499,408
Стойки	3–4	–1,000	–126,846	–20,16	–18,144	–	–147,024
	6–7	–1,000	–126,864	–20,16	–18,144	–	–147,024
	9–10	–1,000	–126,864	–20,16	–18,144	–	–147,024
Раскосы	0–2	–7,500	–951,480	–151,2	–136,08	–	–1 102,68
	2–3	6,200	786,557	124,992	112,493	911,54	–
	3–5	–4,800	–608,947	–96,768	–87,091	–	–705,715
	5–6	3,500	444,024	70,56	63,504	514,58	–
	6–8	–2,000	–253,728	–40,32	–36,288	–	–294,048
	8–9	0,700	88,805	14,112	12,701	102,91	–
Нижний пояс	0–3	5,200	659,693	104,832	94,349	764,52	–
	3–6	12,800	1 623,859	258,048	232,243	1881,9	–
	6–9	16,500	2 093,256	332,64	299,376	2425,9	–

2.7.3. Подбор сечений стержней фермы

2.7.3.1. Определение расчетных длин

Расчетные длины определяем в соответствии с СП 16.13330.2017.

В плоскости фермы:

пояса, опорные раскосы, опорные стойки – $l_0 = l$;

прочие элементы решетки – $l_0 = 0,8l$.

Здесь l – геометрическая длина элемента (расстояние между центрами ближайших узлов) в плоскости фермы.

Из плоскости фермы:

пояса, опорные раскосы, опорные стойки – $l_0 = l_1$;

прочие элементы решетки – $l_0 = l_1$.

Здесь l_1 – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (расстояние между прогонами); при наличии горизонтальных связей по верхнему поясу прогоны раскрепляют верхний пояс.

В нашем случае $l = l_1$. Обратимся к этому пункту, когда будем определять гибкости различных элементов фермы при подборе сечений.

2.7.3.2. Предельные гибкости элементов

Для сжатых элементов фермы из парных уголков предельная гибкость вычисляется по формуле

$$[\lambda] = 180 - 60\alpha,$$

где α – уровень напряжений в элементе. Принимаем $\alpha = 1$, тогда предельная гибкость

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 1 = 120.$$

Предельная гибкость растянутых элементов: $[\lambda] = 400$ (связи), 250 (стержни решетки и пояса).

2.7.3.3. Подбор сечений

Сжатые элементы

Сечения сжатых элементов подбираются из условия устойчивости:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1.$$

Требуемая площадь сечения

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}.$$

При предварительном подборе можно принять для поясов легких ферм $\lambda = 60-90$ и для решетки $\lambda = 100-120$. Задавшись значением гибкости, определяем условную гибкость по формуле

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Далее можем определить коэффициент продольного изгиба либо по табл. Д.1 [2], либо по соответствующим формулам:

$$\text{при } 0 < \bar{\lambda} \leq 2,5 \quad \varphi = 1 - 0,066\bar{\lambda}\sqrt{\bar{\lambda}};$$

$$\text{при } 2,5 < \bar{\lambda} \leq 4,5 \quad \varphi = 1,46 - 0,34\bar{\lambda} + 0,021\bar{\lambda}^2\sqrt{\bar{\lambda}};$$

$$\text{при } \bar{\lambda} > 4,5 \quad \varphi = \frac{332}{\bar{\lambda}^2(51 - \bar{\lambda})}.$$

Теперь можем найти требуемую площадь в первом приближении. Поделив расчетную длину элемента на соответствующий радиус инерции, вычислим его фактическую гибкость:

$$\lambda_{x(y)} = \frac{l_{0x(y)}}{i_{x(y)}}$$

Из двух полученных значений гибкости, λ_x и λ_y выбираем наибольшее (проверяем, чтобы λ_{\max} было не больше предельного $[\lambda]$), подставляем его в формулу для условной гибкости, снова определяем коэффициент φ и проверяем выполнение приведенного выше условия устойчивости:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1.$$

Условие не выполняется, если результат больше единицы, а также меньше 0,9 (т. е. при большом недогружении).

Растянутые элементы

Требуемая площадь

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \gamma_c}.$$

Полученное сечение необходимо проверить по гибкости. Если гибкость элемента больше $[\lambda] = 400$, рассматриваем действие только статических нагрузок. Необходимо подобрать сечение по предельной гибкости.

Поскольку $\lambda = l_0/i$, то минимальный радиус инерции, при котором выполняется условие по гибкости, может быть найден по формуле

$$i_{\text{тр}} = l_0 [\lambda].$$

Прочие элементы

В элементе верхнего пояса № 1-2 (табл. 2.7) усилия равны нулю. Назначаем ему такое же сечение, как и для примыкающего к нему элемента 2-4.

Таблица 2.7

Подбор сечений стержней фермы

Элемент	№ стержня	Расчетное усилие		Площадь $A, \text{см}^2$	Сечение, мм	Фактическая площадь, см^2	$I_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}$	$i_{x1}, \text{см}$	$i_y, \text{см}$	λ_x	λ_y	λ_{\max}	$\bar{\lambda}$	[λ]	φ_{\min}	γ_c	Проверка сечения	
		Сжатие	Растяжение															Прочность	Устойчивость
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Верхний пояс	1-2	-	-	-	-	-	250	250	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-
	2-4, 4-5	-	1 382,026	75,869	Два равно-полочных уголка 180 x 11	77,6	300	300	5,6	7,88	53,57	38,07	53,57	1,829	121,34	0,773	1	-	0,960
	5-7, 7-8	-	2 220,062	119,977	Два равно-полочных уголка 200 x 16	124	300	300	6,17	8,77	48,62	34,21	48,62	1,660	121,95	0,801	1	-	0,931
	8-10	-	2 499,408	135,074	Два равно-полочных уголка 200 x 16	137,2	300	300	6,81	9,56	44,05	31,38	44,05	1,504	120,93	0,826	1	-	0,919

Продолжение табл. 2.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
69	Нижний пояс	0-3	764,585	-	31,858	Два равнополочных уголка 110 x 8	34,4	550	550	3,39	5,01	162,24	109,78	162,24	5,538	400	0,245	1	0,926	-
		3-6	1 881,907	-	78,413	Два равнополочных уголка 180 x 126	84,4	600	2 400	5,59	7,9	107,33	303,8	303,8	10,37	400	0,076	1	0,926	-
		6-9	2 425,896	-	101,079	Два равнополочных уголка 200 x 14	109,2	600	2 400	6,2	8,81	96,77	272,42	272,42	9,298	400	0,088	1	0,926	-
Раскосы	0-2	-	1 102,68	85,210	Два равнополочных уголка 200 x 12	94,2	435	435	6,22	8,69	69,94	50,06	69,94	2,387	136,58	0,674	0,8	-	0,905	
	2-3	911,549	-	37,981	Два равнополочных уголка 125 x 8	39,4	348	435	3,87	5,6	89,92	77,68	89,92	3,069	400	0,555	1	0,964	-	

Окончание табл. 2.7

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Раскосы	3-5	-	705,715	55,024	Два равно-полочных уголка 160 x 10	62,8	348	435	4,96	7,04	70,16	61,79	70,16	2,395	137,94	0,673	0,8	-	0,870
	5-6	514,584	-	21,441	Два равно-полочных уголка 90 x 7	24,6	348	435	2,77	4,21	125,63	103,33	125,63	4,288	400	0,364	1	0,872	-
	6-8	-	294,049	33,512	Два равно-полочных уголка 110 x 8	34,4	348	435	3,39	6,25	12,65	69,6	12,65	3,504	133,24	0,478	0,8	-	0,931
	8-9	102,917	-	4,288	Два равно-полочных уголка 50 x 5	9,76	348	435	1,53	2,61	227,45	166,67	227,45	7,764	400	0,126	1	0,439	-
Стойки	3-4, 6-7, 9-10	-	147,024	15,596	Два равно-полочных уголка 75 x 6	17,56	252	315	2,3	3,59	109,57	87,74	109,57	3,740	137,37	0,439	0,8	-	0,993

2.7.4. Расчет узлов фермы

Принимаем толщину фасонки $t_{\phi} = 14$ мм.

Исходя из подобранных сечений для сварки узлов фермы применяем полуавтоматическую сварку проволокой Св-08Г2С $d = 1,4 - 2$ мм.

Рассмотрим длину флангового шва в стержне 8-10. Назначим K_f по обушку и по перу равным соответственно 16 и 12 мм (руководствуясь п. 14.17 и табл. 38 СП 16.13330.2017).

Определим прочность по металлу шва и по границе сплавления:

$$B_f = 0,8; \quad B_z = 1,0;$$

$$R_{wf} \cdot B_f = 21,5 \cdot 0,8 = 17,20 \text{ кН/см}^2,$$

где R_{wf} – расчетное сопротивление по металлу шва, кН/см^2 ;

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} \cdot B_z = 0,45 \cdot 38 \cdot 1,0 = 17,10 \text{ кН/см}^2,$$

где R_{un} – временное сопротивление стали разрыву, кН/см^2 ;

R_{wz} – расчетное сопротивление по границе сплавления, кН/см^2 .

Несущая способность швов определяется прочностью по границе сплавления:

$$(\beta R_w)_{\min} = R_{wz} = 17,10 \text{ кН/см}^2.$$

Длина сварных швов вычисляется по формуле

$$l_w = \frac{N}{2 \cdot K_f \cdot (\beta R_w)_{\min}} + 1 \text{ см},$$

где $N_{об} = 0,7N$ (по обушку) и $N_{п} = 0,3N$ (по перу) для равнополочного уголка. Тогда длина сварных швов:

по обушку:

$$l_w = \frac{0,7 \cdot 2\,499,408}{2 \cdot 1,6 \cdot 17,1} + 1 \approx 33 \text{ см};$$

по перу:

$$l_w = \frac{0,3 \cdot 2\,499,408}{2 \cdot 1,2 \cdot 17,1} + 1 = 18,3 \text{ см} \approx 19 \text{ см}.$$

Расчет остальных швов выполним аналогично и представим в табличном виде.

Приложения

Приложение 1

Расчет и конструирование узлов фермы

Расчет узлов фермы выполняется после вычерчивания фермы в тонких линиях без нанесения фасонки, учитывая следующие правила:

центровка производится по центрам тяжести стержней;

обрезка элементов стержней производится перпендикулярно оси;

расстояние a между краями решетки и поясов в узлах следует принимать равным не более 80 мм и не менее $a = 6t - 20$ мм, где t – толщина фасонки, принимаемая в зависимости от наибольшего усилия в узле:

Наибольшее усилие в узле, т	До 20	20–45	45–75	75–115	115–165	165–225
Толщина фасонки, мм	8	10	12	14	16	18

расстояние между торцами стыкуемых элементов поясов следует принимать не менее 50 мм;

сварные швы следует выводить на торец на 20 мм;

Катеты швов назначаются для каждого стержня из условий:

минимальный катет шва определяется по табл. 38 [1];

максимальный катет шва по перу уголка принимается $0,8t$, где t – толщина уголка;

максимальный катет шва по обушку уголка принимается $1,2t_{\min}$, где t_{\min} – минимальная толщина фасонки или уголка.

Расчету подлежат сварные швы, которыми стержни фермы прикрепляются к узловым фасонкам.

Суммарная длина угловых швов определяется по формуле

$$\Sigma l_w = \frac{N}{R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot X_x \cdot \gamma_c \cdot X \cdot k_f \cdot \beta_f},$$

где R_{wf} – расчетное сопротивление металла шва срезу, которое находится из табл. 56 [1];

γ_{wf} – коэффициент условия работы шва, который находится по п. 11.2 [1];

γ_c – коэффициент условий работы конструкции, который находится по табл. 6 [1];

N – расчетное усилие в стержне.

Полученная суммарная длина шва распределяется по обушку $l_{об}$ и перу $l_{пер}$ обратно пропорционально их расстоянию от центра тяжести уголков:

для равнополочных уголков:

$$l_{об} = 0,7 \cdot \sum \frac{l_w}{2};$$

$$l_{пер} = 0,3 \cdot \sum \frac{l_w}{2};$$

для неравнополочных с приваркой широкой полкой:

$$l_{об} = 0,65 \cdot \sum \frac{l_w}{2};$$

$$l_{пер} = 0,35 \cdot \sum \frac{l_w}{2};$$

для неравнополочных с приваркой узкой полкой:

$$l_{об} = 0,75 \cdot \sum \frac{l_w}{2};$$

$$l_{пер} = 0,25 \cdot \sum \frac{l_w}{2}.$$

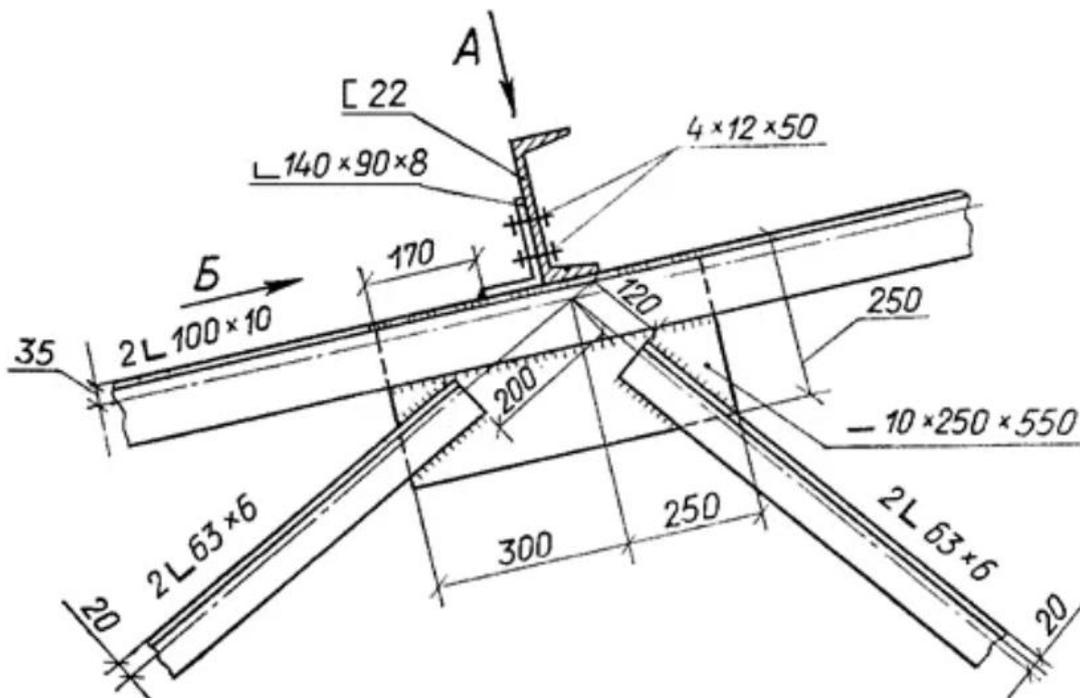
Расчет прогона покрытия (алгоритм)

Общие положения

При шаге ферм не более 6 м в качестве прогонов покрытия применяются прокатные или гнутые профили, главным образом швеллер, как более удобный для крепления к поясам стропильных ферм.

Прогоны крепятся к верхнему поясу фермы при помощи уголковых коротышей, заранее приваренных к поясам.

Рассчитывается прогон как однопролетная разрезная балка с пролетом, равным шагу ферм, и нагруженная равномерно распределенной нагрузкой (рисунок).



К расчету прогонов: опирание прогонов на ферму

Сбор нагрузок

Нагрузками на прогон являются их собственная масса, масса ограждающих конструкций покрытия и снеговая нагрузка.

В таблице дано вычисление постоянных нагрузок облегченной кровли.

Масса кровли на 1 м² покрытия

Конструкция кровли	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент перегрузки, <i>n</i>	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Гидроизоляционный ковер 3-слойный	0,1	1,1	0,11
Утеплитель – минеральная вата, см ($\rho = 0,3 \text{ т/м}^3$)	—	1,1	—
Профилированный стальной настил	0,15	1,1	0,16
Собственная масса прогонов	0,1–0,2	1,1	0,11–0,22
ИТОГО	—		—

Величина снеговой нагрузки N и коэффициент перегрузки принимаются согласно СНиП в зависимости от района строительства. Полная погонная нормативная нагрузка на прогон

$$q = q_{\text{пр}} \cdot B \cdot n,$$

где $q_{\text{пр}}$ – расчетная нагрузка;

B – шаг прогонов;

n – коэффициент перегрузки для снега, зависящий от отношения нормативных постоянной и временной нагрузок.

Подбор сечения прогона и проверка прочности и жесткости

Наибольший изгибающий момент в прогоне определяется по формуле

$$M = \frac{q_{\text{пр}} \cdot l^2}{8},$$

где l – шаг ферм.

Нормальная и скатная составляющие этого момента находятся из уравнений:

$$M_x = M \cdot \cos \alpha;$$

$$M_y = M \cdot \sin \alpha,$$

где α – угол наклона верхнего пояса фермы к горизонту.

При использовании в качестве кровли металлического профилированного настила скатной составляющей пренебрегают ввиду высокой жесткости настила на сдвиг в своей плоскости.

Прогоны работают на статическую нагрузку и обычно закреплены от потери общей устойчивости, в связи с чем их разрешается рассчитывать с учетом пластических деформаций.

Требуемый момент сопротивления сечения прогонов относительно оси x приближенно может быть определен по формуле

$$W_{x \text{ тр}} = \frac{\beta \cdot M_x}{R_y \cdot \gamma_c},$$

где $\beta = 1,5-1,7$ – коэффициент, учитывающий влияние момента M_y .

После выбора из сортамента соответствующего профиля проводится проверка на прочность:

$$\sigma = \frac{M_x}{C_x \cdot W_x} + \frac{M_y}{C_y \cdot W_y} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где коэффициенты C_x и C_y принимаются по табл. 66 СП.

Жесткость прогона проверяется по формуле

$$f = \frac{f}{l} \leq \frac{1}{200}.$$

При устройстве тяжей в плоскости ската величина скатной составляющей момента корректируется в зависимости от количества рядов тяжей. При одном ряде тяжей сечение прогона в среднем составит

$$M_y = q_{\text{пр}} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{l^2}{32};$$

при двух рядах тяжей в среднем сечении

$$M_y = q_{\text{пр}} \cdot \sin \alpha \cdot l^2.$$

Приложение 3

Референтные данные по составу покрытия (выбор значения из интервала зависит от типа используемых элементов)

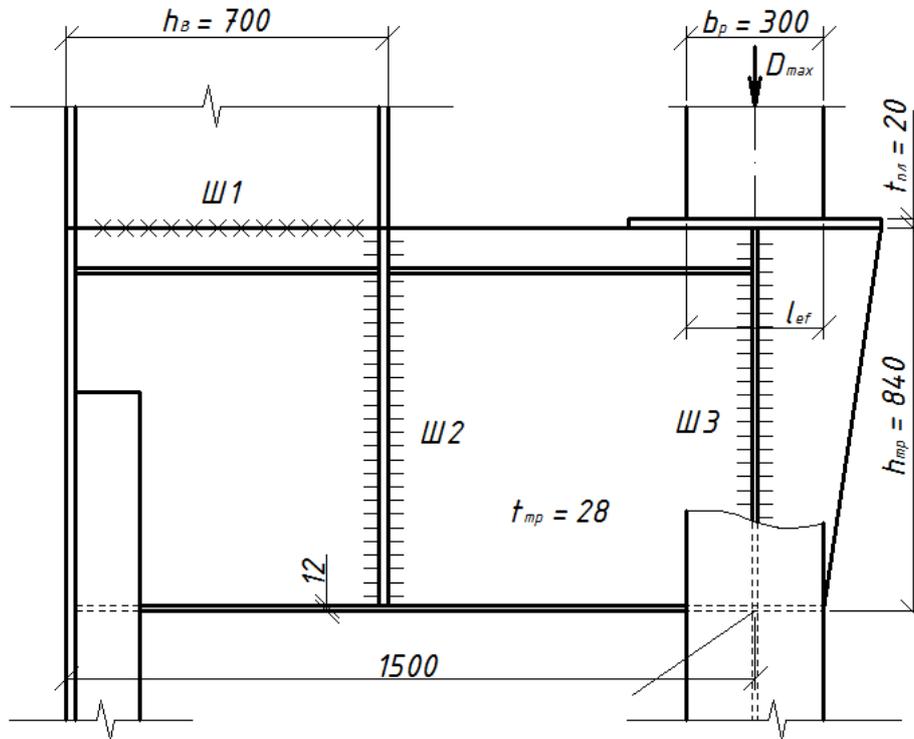
Состав покрытия	Нормативная нагрузка G_n , Н/м ²	Коэффициент перегрузки γ_f	Расчетная нагрузка $g_i = g_y \rho \gamma_f g_i$, Н/м ²
Гравийная защита	300–400	–	–
Гидроизоляционный ковер из трех слоев рубероида и одного слоя пергамина	±160	–	–
Асфальтовая стяжка $t = 20$ мм, $\rho = 18$ кН/м ³	±360	–	–
Утеплитель толщиной t и плотностью ρ	$t \times \rho$	–	–
Пароизоляция из одного слоя рубероида	±40	–	–
Сборные ж/б плиты из тяжелого бетона (с заливкой швов) размером:			
3 х 6 м	1 600	–	–
3 х 12 м (тип 1)	1 800	–	–
3 х 12 м (тип 2)	2 100	–	–
1,5 х 6 м	1 800	–	–
1,5 х 12 м	3 100	–	–
Стальной профилированный настил	100–150	–	–
Собственный вес стальных конструкций:			
Стропильная ферма	60–200	–	–
Прогоны	60–180	–	–
Связи	40–100	–	–
ИТОГО			Σ

Приложение 4

Шаблон таблицы расчетных сочетаний усилий (PCY)

Нагрузка	Сечение 1-1			Сечение 2-2		Сечение 3-3		Сечение 4-4		
	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>Q</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>Q</i>
1. Собственный вес										
2. Снег										
3. Вертикальное крановое давление D_{\max} слева										
4. То же D_{\max} справа										
5. Поперечное торможение T_k у левой колонны вправо										
6. То же, у левой колонны влево										
7. Ветер слева										
8. Ветер справа										
1-е PCY										
Комбинация загружений	№ загрузки			№ загрузки		№ загрузки		№ загрузки		
$+M_{\max}(N, Q_{\text{соот}})$	ΣM	ΣN	ΣQ	ΣM	ΣN	ΣM	ΣN	ΣM	ΣN	ΣQ
Комбинация загружений										
$-M_{\max}(N, Q_{\text{соот}})$										
Комбинация загружений										
$+N_{\max}(M, Q_{\text{соот}})$										
Комбинация загружений										
$-N_{\max}(M, Q_{\text{соот}})$										
2-е PCY										
Комбинация загружений										
$+M_{\max}(N, Q_{\text{соот}})$										
Комбинация загружений										
$-M_{\max}(N, Q_{\text{соот}})$										
Комбинация загружений										
$+N_{\max}(M, Q_{\text{соот}})$										
Комбинация загружений										
$-N_{\max}(M, Q_{\text{соот}})$										
Сочетание для расчета анкерных болтов.										
Комбинация загружений										
M_{\max} и N_{\min}										

Основы подбора сечения подкрановой балки



Узел сопряжения подкрановой и надкрановой частей колонны

Подбор сечения подкрановой балки начинается с определения требуемого момента сопротивления сечения

$$W_{тр} = \frac{\beta \cdot M}{R_y \cdot \gamma_c},$$

где β – коэффициент, учитывающий тормозные нагрузки на подкрановую балку: $\beta = 1,05$ для групп режимов работ мостовых кранов 1-6 К и $\beta = 1,07$ для групп режимов работ мостовых кранов 7-8 К;

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести, которое определяется по табл. 51 [1];

γ_c – коэффициент условия работы подкрановой балки, который определяется по табл. 6 [1].

Если требуемый момент сопротивления небольшой, то подкрановую балку можно принять симметричного сечения из прокатного двутавра с параллельными полками; в противном случае подбирается несимметричное двутавровое сечение из трех листов, соединенных между собой сварными швами. Предварительно задаются высотой балки $h = 0,15l$, где l – пролет балки.

Толщина стенки балки задается в зависимости от ее высоты:

h , м	<0,75	<1	<1,25	<1,5	<1,75	<2
t_w , мм	<6	6–7	7–8	8–10	10–12	<14

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot l}{E} \cdot \frac{l}{f} \cdot \frac{M_n}{M'}$$

где l – пролет подкрановой балки;

E – модуль упругости первого рода;

$\left[\frac{l}{f}\right]$ – обратная величина относительного прогиба.

Приведенная формула рекомендуется для определения минимальной высоты балки, которая обеспечивает требуемую жесткость равномерно нагруженной балки при полном использовании ее несущей способности, что бывает в очень редких случаях, поэтому ее высоту можно уменьшить на 20–30 %:

$$h_{opt} = k \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{t_w}}$$

где k – коэффициент, зависящий от конструктивного оформления балки; при сварной балке постоянного сечения принимается равным 1,1–1,15.

После определения высоты балки принимается высота стенки балки и находится ее толщина.

Наибольшее распространение получили балки с высотой до 2 м, в которых более экономична постройка только поперечных ребер жесткости. Для обеспечения местной устойчивости стенки, не укрепленной продольными ребрами жесткости, должно соблюдаться соотношение

$$t_w \geq \frac{h_w}{6} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

где t_w – толщина стенки балки;

h_w – высота стенки балки, принимается предварительно равной высоте балки.

Если касательные напряжения воспринимаются только стенкой (т. е. опорное ребро приварено с торца балки), должно выполняться условие

$$t_w \geq 1,5 \cdot \frac{Q}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c}$$

где Q – максимальная расчетная поперечная сила;

$R_s = 0,58R_y$ – расчетное сопротивление стали срезу.

Если касательные напряжения воспринимаются полным сечением (т. е. опорное ребро приварено к стенке на определенном расстоянии от торца балки), то применяется коэффициент 1,2:

$$t_w \geq 1,2 \cdot \frac{Q}{h_w \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$

По вышеприведенным условиям окончательно принимается толщина стенки балки. Приняв высоту и толщину стенки, переходят к компоновке поясов балки. Балка принимается несимметричного сечения. В этом случае требуемая площадь сечений пояса рассчитывается как

$$A_{\text{тр.}f} = 2 \left(\frac{W_{\text{тр}}}{h_w} - 0,167 \cdot h_w \cdot t_w \right).$$

Площадь верхнего пояса определяется по приближенной формуле

$$A_{f \text{ в}} = \frac{A_{\text{тр.}f}}{1,85}.$$

Площадь нижнего пояса составит

$$A_{f \text{ н}} = A_{\text{тр.}f} - A_{f \text{ в}}.$$

По найденным площадям определяются ширина и толщина поясов из условия местной устойчивости сжатого пояса [1, табл. 30]:

$$\frac{b_{ef}}{c} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

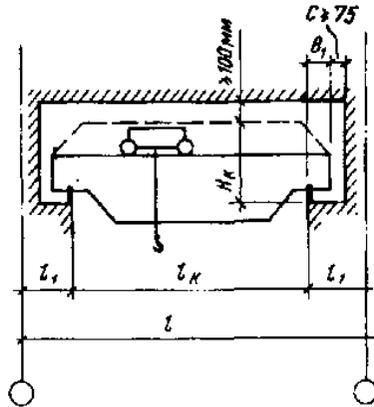
где b_{ef} – расчетная ширина свеса пояса, принимается равной расстоянию от грани стенки до края пояса;

R_y – толщина поясов балки.

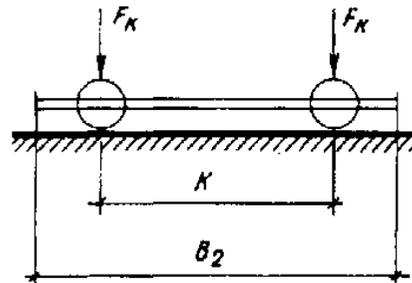
Окончательно принимаются сечения поясов с учетом дискретности сортамента.

Для восприятия тормозных усилий и обеспечения общей устойчивости подкрановой балки принимается тормозная балка из швеллера № 36 и рифленого листа толщиной 8 мм. Последний будет выполнять также роль настила при обслуживании мостовых кранов. Ширина рифленого листа принимается исходя из высоты сечения нижней части колонны и условия удобства размещения этого листа на швеллере.

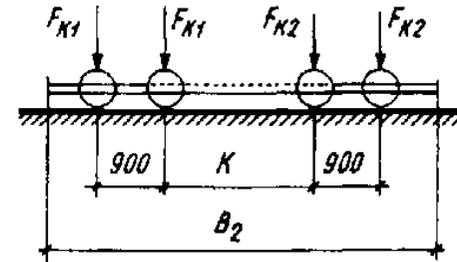
Справочные данные по мостовым кранам



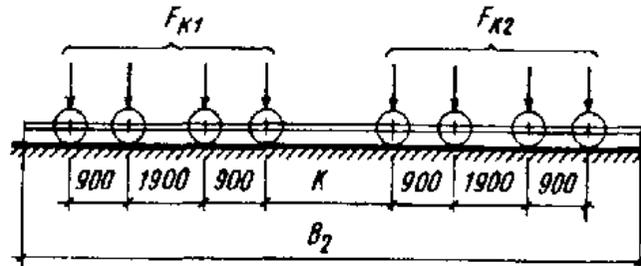
Для кранов $Q = 32/5, 50/12.5$



Для кранов $Q = 80/20, 100/20, 125/20$



Для кранов $Q = 160/32, 200/32$



Схемы устройства мостовых кранов:

Q – грузоподъемность;

F_{k1}, F_{k2} – максимальные вертикальные давления колес (нормативные)

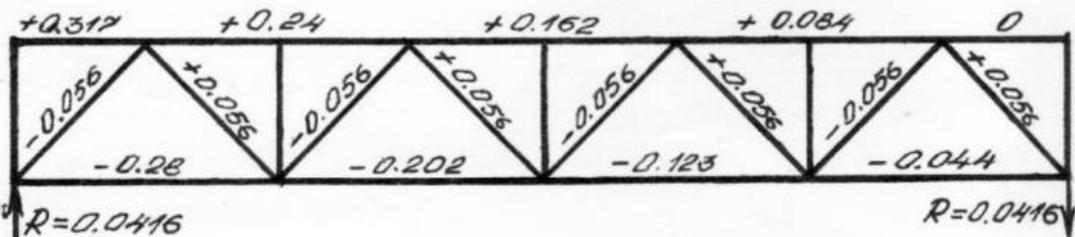
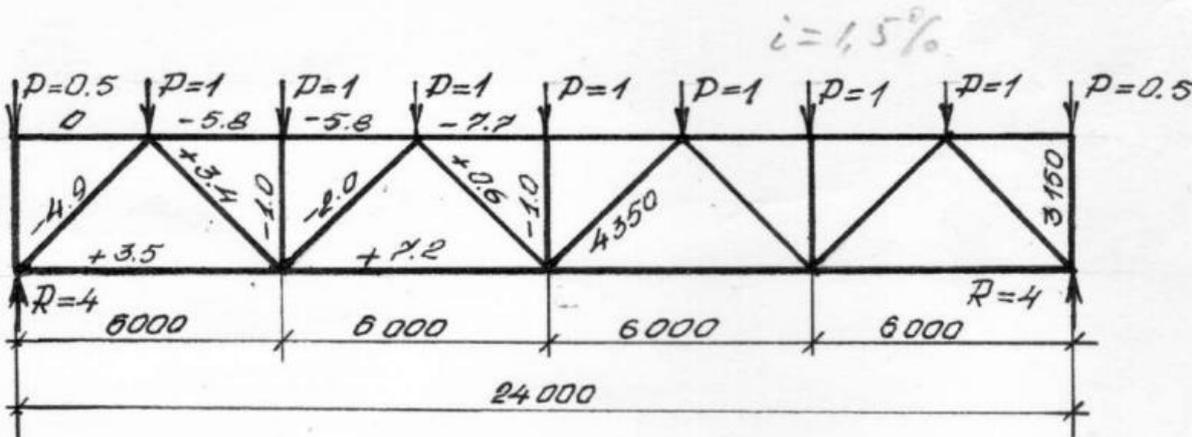
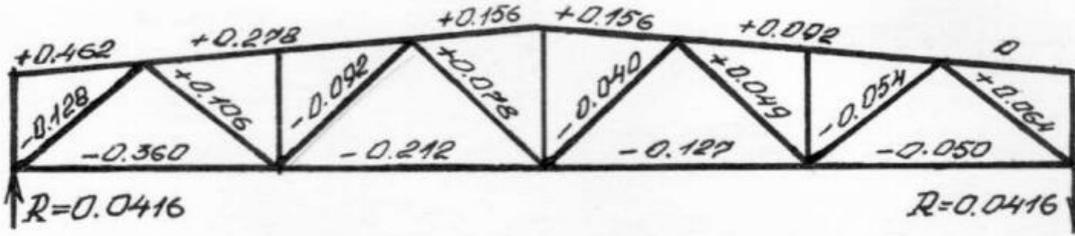
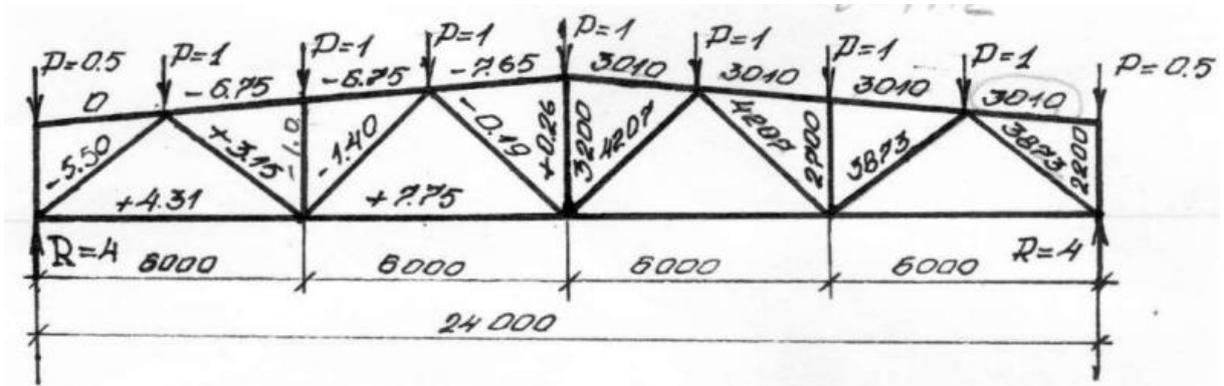
Характеристики мостовых кранов

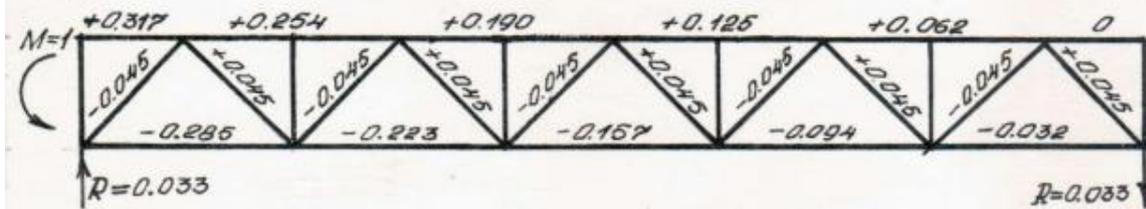
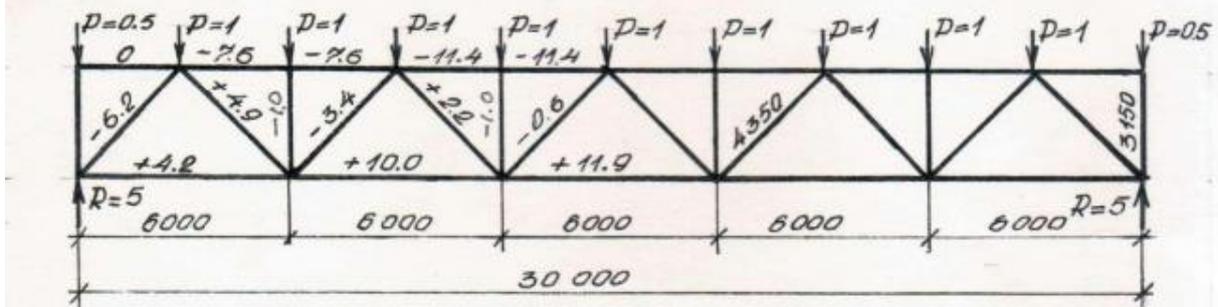
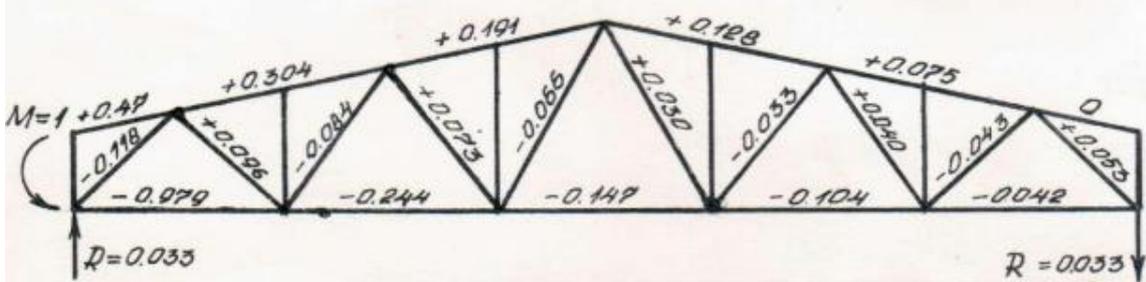
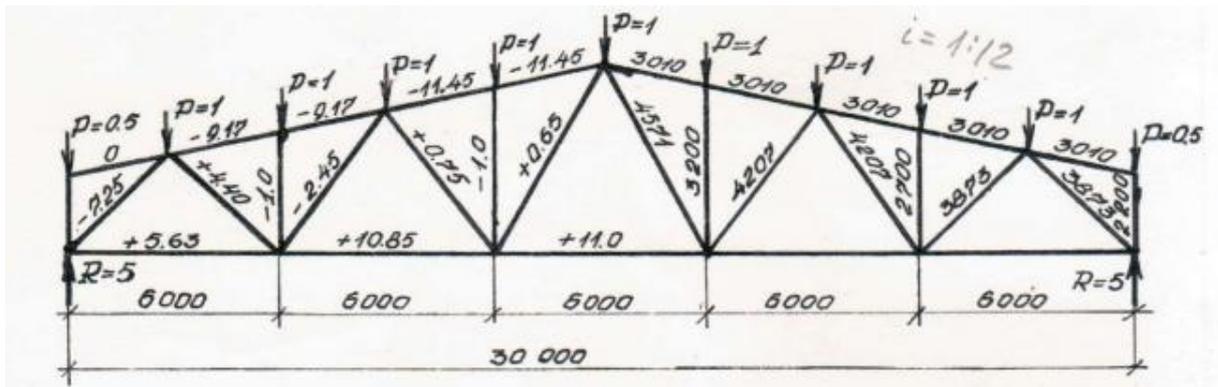
Q, т	На- грузка на глав- ный крюк, кН	Про- лет зда- ния l, м	Размеры, мм				Максимальное давление колеса, кН		Вес те- лежки G _т , кН	Вес кра- на с тележ- кой G _к , кН	Тип крано- вого рельса	Высота рельса h _р , мм	Высота подкрановой балки h ₀ , мм, при шаге колонн, м	
			H _к	B ₁	B ₂	k	F _{к1} ⁿ	F _{к2} ⁿ					6	12
32/5	314	24	2 750	300	6 300	5 100	260 (315)		85	345 (510) 402 (608) 554 (715)	КР-70	120	1 000	1 500
		30	2 750		6 300	5 100	280 (345)							
		36	2 750		6 800	5 600	320 (380)							
50/12,5	490	24	3 150	300	6 860	5 600	380 (470)		132	475 (676) 583 (774) 716 (843)	КР-80	130	1 000	1 500
		30					415 (505)							
		36					455 (525)							
80/20	785	24	3 700	400	9 100	4 350	353 (387)	373 (397)	323 (382)	1 029 (1 137) 1 176 (1 284) 1 274 (1 431)	КР-100	150	1 000	1 600
		30	4 000				373 (418)	402 (427)						
		36	4 000				392 (436)	422 (446)						
100/20	980	24	3 700	400	9 350	4 600	410 (446)	439 (456)	363 (412)	1 107 (1 186) 1 303 (1 383) 1 401 (1 431)	КР-120	170	1 000	1 600
		30	4 000				449 (476)	469 (485)						
		36	4 000				469 (495)	489 (505)						
125/20	1 225	24	4 000	400	9 350	4 600	436 (479)	446 (508)	382 (441)	1 156 (1 235) 1 303 (1 431) 1 500 (1 578)	КР-120	170	1 000	1 800
		30					466 (508)	476 (538)						
		36					485 (528)	489 (567)						
160/32	1 570	24	4 800	500	10 500	1 500	295 (310)	304 (320)	416 (549)	1 284 (1 617) 1 676 (1 813) 1 823 (2 003)	КР-120	170	1 000	1 800
		30					311 (330)	321 (340)						
		36					331 (366)	350 (370)						
200/32	1 960	24	1 800	500	10 800	1 500	358	368	549	1 637 1 833 2 029	КР-120	170	1 000	1 800
		30	4 800				378	387						
		36	5 200				397	407						

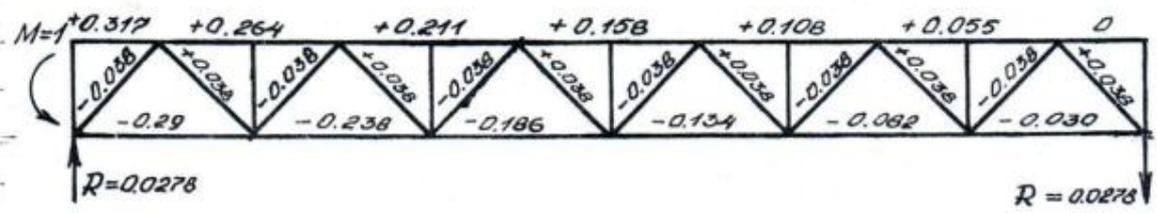
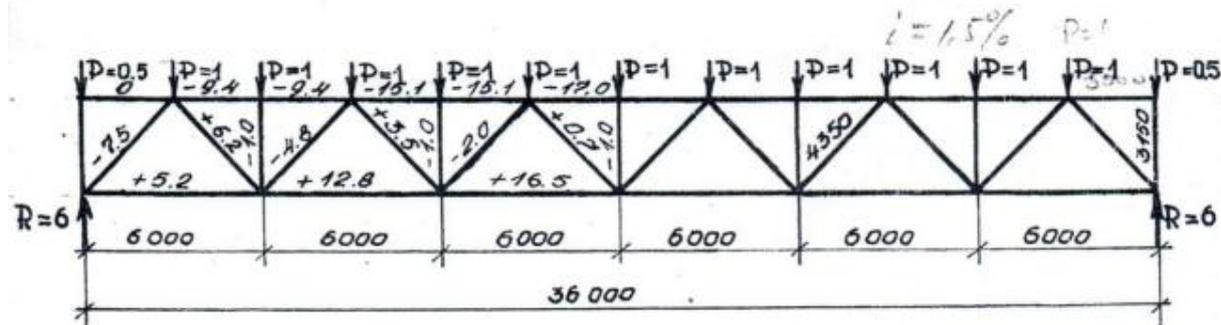
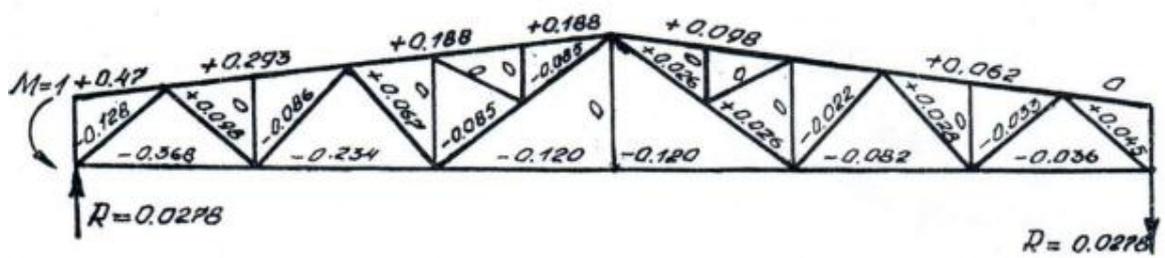
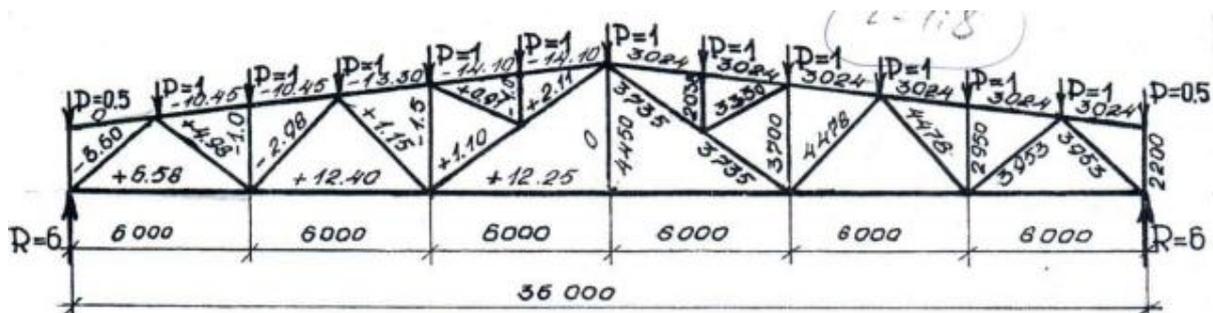
Примечание. Приведенные в скобках значения относятся к кранам особого режима работы – 7К, 8К.

Приложение 7

Схемы ферм пролетом 24, 30, 36 м с единичными усилиями (слева от середины фермы) и геометрическими размерами стержней (справа)







Приложение 8

Ветровые районы и нормативные значения ветрового давления

Ветровой район	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_0 , кПа	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

Приложение 9

Значение коэффициента k в зависимости от типа местности

Высота z_e , м	Коэффициент k для типов местности		
	A	B	C
≤ 5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2

Приложение 10

Снеговые районы и нормативные значения веса снегового покрова

Снеговой район	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g , кН/м ²	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0

Нормативные значения веса снегового покрова

№	Город	Вес снегового покрова, кН/м ²	№	Город	Вес снегового покрова, кН/м ²
1	Альметьевск	1,85	18	Нижневартовск	2,3
2	Архангельск	1,8	19	Новый Уренгой	2,55
3	Астрахань	0,4	20	Пенза	1,45
4	Брянск	1,6	21	Самара	1,6
5	Владимир	1,85	22	Санкт-Петербург	1,3
6	Воронеж	1,55	23	Саратов	1,4
7	Иркутск	1,05	24	Северск	2,15
8	Казань	2,3	25	Смоленск	1,6
9	Калининград	0,8	26	Сургут	1,8
10	Кемерово	1,8	27	Тверь	1,6
11	Красноярск	1,35	28	Тобольск	1,55
12	Мурманск	3,2	29	Томск	2,15
13	Набережные Челны	2,25	30	Тула	1,5
14	Нальчик	0,5	31	Тюмень	1,6
15	Новгород	1,55	32	Уфа	2,45
16	Новосибирск	1,6	33	Чита	0,4
17	Нижний Новгород	2,1	34	Ялта	0,5

**Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f
для веса строительных конструкций и грунтов**

Конструкции сооружений и вид грунтов	γ_f
Конструкции металлические	1,05
Бетонные (со средней плотностью свыше 1 600 кг/м ³), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
Бетонные (со средней плотностью 1 600 кг/м ³ и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т. п.), выполняемые:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3
Грунты	
в природном залегании	1,1
на строительной площадке	1,15

Примечание. При определении нагрузок от грунта следует учитывать нагрузки от складываемых материалов, оборудования и транспортных средств, передаваемые на грунт.

То же для веса оборудования и материалов:

Оборудование и материалы	γ_f
Стационарное оборудование	1,05
Изоляция стационарного оборудования	1,2
Заполнители оборудования (в том числе резервуаров и трубопроводов):	
жидкости	1,0
суспензии, шламы, сыпучие тела	1,1
погрузчики и электрокары (с грузом)	1,2
складируемые материалы и изделия	1,2
книгохранилища, архивы	1,2

Предельные гибкости сжатых элементов

По-зи-ция	Элементы конструкций	Пре-дельная гибкость сжатых элемен-тов λ_{cr}
1	Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции: а) плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб или парных уголков высотой до 50 м; б) пространственных конструкций из одиночных уголков, а также пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой свыше 50 м	180–60 α 120
2	Элементы, кроме указанных в позициях 1 и 7: а) плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков б) пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями	210–60 α 220–40 α
3	Верхние пояса ферм, не закрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по позиции 1)	220
4	Основные колонны	180–60 α
5	Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т. п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже балок крановых путей)	210–60 α
6	Элементы связей, кроме указанных в позиции 5, а также стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы, кроме указанных в позиции 7	200
7	Сжатые и ненагруженные элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений, подверженные воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости	150
<p>Обозначение, принятое в таблице:</p> $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_{y\gamma c}}$ <p>— коэффициент, принимаемый не менее 0,5 (в соответствующих случаях вместо φ следует принимать φ_e).</p>		

**Значения коэффициента условий работы γ_c
для различных элементов конструкций**

Элемент	γ_c
<p>Сжатые пояса из одиночных уголков стоек свободно стоящей опоры в первых двух панелях от башмака при узловых соединениях:</p> <p>а) на сварке б) на болтах</p>	<p>0,95 0,90</p>
<p>Сжатый элемент плоской решетчатой траверсы из одиночного равнополочного уголка, прикрепляемого одной полкой:</p> <p>а) пояс, прикрепляемый к стойке опоры непосредственно двумя и более болтами, поставленными вдоль пояса траверсы б) пояс, прикрепляемый к стойке опоры одним болтом или через фасонку в) раскос и распорка</p>	<p>0,90 0,75 0,75</p>
<p>Оттяжка из стального каната или пучка высокопрочной проволоки:</p> <p>а) для промежуточной опоры в нормальном режиме работы б) для анкерной, анкерно-угловой и угловой опор в) для нормального и аварийного режимов работы</p>	<p>0,90 0,80 0,90</p>

Приложение 15

**Значения коэффициента устойчивости Φ_e при внецентренном сжатии
сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента,
совпадающей с плоскостью симметрии**

Условная гибкость λ	Значение Φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}								
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Значение Φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}								
	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
0,5	469	417	370	337	307	280	260	237	222
1,0	427	382	341	307	283	259	240	225	209
1,5	388	347	312	283	262	240	223	207	195
2,0	352	315	286	260	240	222	206	193	182
2,5	317	287	262	238	220	204	190	178	168
3,0	287	260	238	217	202	187	175	166	156
3,5	258	233	216	198	183	172	162	153	145
4,0	232	212	197	181	168	158	149	140	135
4,5	208	192	178	165	155	146	137	130	125
5,0	188	175	162	150	143	135	126	120	117
5,5	170	158	148	138	132	124	117	112	108
6,0	153	145	137	128	120	115	109	104	100
6,5	140	132	125	117	112	106	101	097	094
7,0	127	121	115	108	102	098	094	091	087
8,0	106	100	095	091	087	083	081	078	076
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Значение Φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}							
	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	104	095	089	084	075	069	060	051

Примечание. Значения коэффициента Φ_e в таблице увеличены в 1 000 раз.

Приложение 16

Перечень металлических конструкций производственных зданий

1. Колонны.
2. Связи по колоннам.
3. Фахверки.
4. Связи фахверка.
5. Балки подкрановые.
6. Фермы подкрановые.
7. Тормозные конструкции.
8. Фермы подстропильные.
9. Фермы стропильные.
10. Фонари.
11. Прогоны.
12. Щиты и панели покрытий.
13. Связи покрытия.
14. Конструкции рамные.
15. Балки покрытий.
16. Связи рамных каркасов.
17. Стойки рабочих площадок.
18. Балки и щиты рабочих площадок.
19. Связи рабочих площадок.
20. Потолки подвесные.
21. Каркасы и панели перегородок.
22. Каркасы и панели ворот и дверей.
23. Бункера внутрицеховые.
24. Этажерки внутрицеховые.
25. Монорельсовые пути и балки для поддержания монорельсов.

Приложение 17

Выбор масштаба оформления графической части курсового проекта

Выбор масштабов изображений на чертежах следует производить с учетом сложности конструкций, применяя возможно меньший масштаб, обеспечивающий четкость чертежа и копий с него.

Чертежи КМ рекомендуется выполнять в следующих масштабах:

Наименование чертежей	Масштабы
Общий вид, планы и разрезы	1:50, 1:100, 1:400
Схемы расположения элементов конструкций	1:100, 1:200, 1:400
Элементы конструкций	1:15, 1:20, 1:50
Узлы конструкций	1:10, 1:15, 1:20, 1:25

В целях сокращения размеров изображения конструкций рекомендуется применять двухмасштабное изображение для длинных конструкций, сокращая больше их длину, чем поперечные размеры, и для решетчатых конструкций с большим сокращением схемы осей элементов, нежели поперечных размеров элементов и их узлов.

Приложение 18

Пример выполнения спецификации металлопроката

Наименование профиля ГОСТ, ТУ	Наименование или марка металла ГОСТ, ТУ	Номер или размеры профиля	№ п п	Масса металла по элементам конструкций, т				Общая масса, т
				5	6	7	8	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок ГОСТ 26020-83	С245 ГОСТ 27772-88	І 30Ш1	1	000				000
		І 20К1	2	000				000
	Итого.		3	000				000
	С345-3 ГОСТ 27772-88	І 40Б1	4	000				000
		І 30К1	5	000				000
	Итого:		6	000				000
Всего профиля			7					000
Уголки стальные горячекатаные равнополочные ГОСТ 8509-93	С245 ГОСТ 27772-88	Л 100×7	8		000	000		000
		Л 125×8	9			000		000
	Итого.		10		000	000		000
Всего профиля			11	000	000	000		000
Швеллеры стальные горячекатаные ГОСТ 8240-97	С245 ГОСТ 27772-88	С 22	12		000			000
		С 30	13	000		000		000
		С 40	14	000				000
	Итого:		15		000	000		000
Всего профиля			16	000	000	000		000
3-1824-403-КМ.СМ16								
(Наименование застройщика и стройки)								
(Наименование объекта строительства)								
Спецификация металлопроката								
				Стадия	Лист	Листов		
				Р	1	2		

Согласовано

Изм

Кол

Лист

№ док

Подп

Дата

Индв

№ подл

Индв

инв

№

Подпись и дата

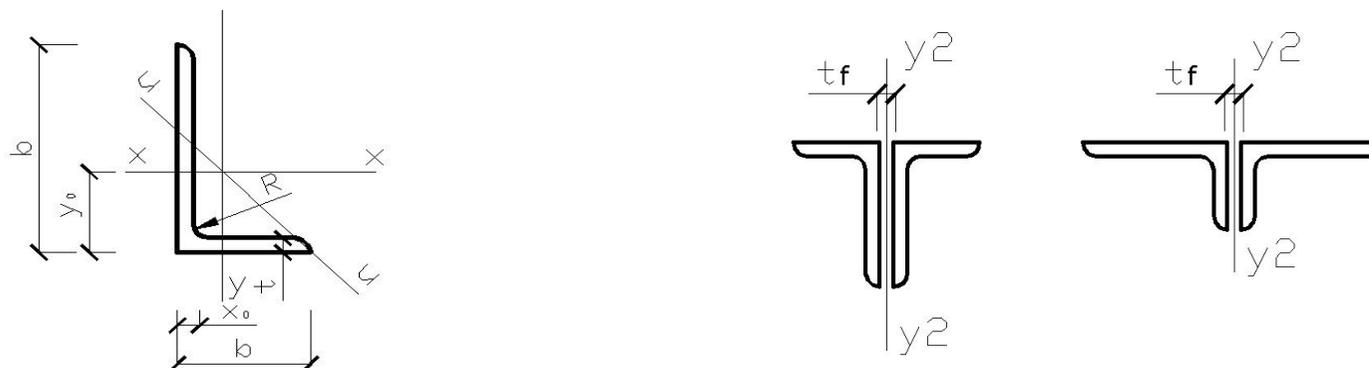
Взам

инв

№

Формат А4

Сортамент горячекатаных неравнополочных уголков по ГОСТ 8510-86



№ уголка	Размер, мм			$A, \text{см}^2$	Масса 1 м уголка, кг	Справочные данные для осей									$x_0, \text{см}$	$y_0, \text{см}$
	B	b	t			$x-x$			$y-y$			$u-u$				
						$I_x, \text{см}^4$	$W_{x_{\min}}, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_{y_{\min}}, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	$I_u, \text{см}^4$	$W_u, \text{см}^3$	$i_u, \text{см}$		
5/3,2	50	32	3	2,42	1,9	6,18	1,82	1,60	1,99	0,81	0,91	1,18	0,68	0,70	0,72	1,60
			4	3,17	2,4	7,98	2,38	1,59	2,56	1,05	0,9	1,52	0,88	0,69	0,76	1,65
5,6/3,6	56	36	4	3,58	2,81	11,37	3,01	1,78	3,70	1,34	1,02	2,19	1,13	0,78	0,84	1,82
			5	4,41	3,46	13,82	3,70	1,77	4,48	1,65	1,01	2,65	1,37	0,78	0,88	1,87
6,3/4	63	40	4	4,04	3,17	16,33	3,83	2,01	5,16	1,67	1,13	3,07	1,41	0,87	0,91	2,03
			5	4,98	3,91	19,91	4,72	2,00	6,26	2,05	1,12	3,73	1,72	0,86	0,95	2,08
			6	5,9	4,63	23,31	5,58	1,99	7,29	2,42	1,11	4,36	2,02	0,86	0,99	2,12

Продолжение табл. 19.1

№ уголка	Размер, мм			A, см ²	Масса 1 м уголка, кг	Справочные данные для осей									x ₀ , см	y ₀ , см
						x-x			y-y			u-u				
	B	b	t			I _x , см ⁴	w _{x_{min}} , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	w _{y_{min}} , см ³	i _y , см	I _u , см ⁴	w _u , см ³	i _u , см		
6,5/5	65	50	8	7,68	6,03	29,60	7,22	1,96	9,15	3,12	1,09	5,58	2,60	0,85	1,07	2,20
			5	5,56	4,36	23,41	5,20	2,05	12,08	3,23	1,47	6,41	2,68	1,07	1,26	2,00
			6	6,6	5,18	27,46	6,16	2,04	14,12	3,82	1,46	7,52	3,15	1,07	1,30	2,04
			7	7,62	5,98	31,32	7,08	2,03	16,05	4,38	1,45	8,60	3,59	1,06	1,34	2,08
			8	8,62	6,77	35,00	7,99	2,02	18,88	4,93	1,44	9,65	4,02	1,06	1,37	2,12
7/4,5	70	45	5	5,59	4,39	27,76	5,88	2,23	9,05	2,62	1,27	5,34	2,2	0,98	1,05	2,28
7,5/5	75	50	5	6,11	4,79	34,81	6,81	2,39	12,47	3,25	1,43	7,24	2,73	1,09	1,17	2,39
			6	7,25	5,69	40,92	8,08	2,38	14,6	3,85	1,42	8,48	3,21	1,08	1,21	2,44
			7	8,37	6,57	46,77	9,31	2,36	16,61	4,43	1,41	9,69	3,69	1,08	1,25	2,48
			8	9,47	7,43	52,38	10,52	2,35	18,52	4,88	1,4	10,87	4,14	1,07	1,29	2,52
8/5	80	50	5	6,36	4,49	41,64	7,71	2,56	12,68	3,28	1,41	7,57	2,75	1,0	1,13	2,60
			6	7,55	5,92	48,98	9,15	2,55	14,85	3,88	1,4	8,88	3,24	1,08	1,17	2,65
8/6	80	60	6	8,15	6,39	52,06	9,42	2,53	25,18	5,58	1,76	13,61	4,66	1,29	1,49	2,47
			7	9,42	7,39	59,61	10,87	2,52	28,74	6,43	1,75	15,58	5,34	1,29	1,53	2,52
			8	10,67	8,37	66,88	12,38	2,5	32,15	7,26	1,74	17,49	5,99	1,28	1,57	2,56
9/5,6	90	56	5,5	7,86	6,17	65,28	10,74	2,88	19,67	4,53	1,58	11,77	3,81	1,22	1,26	2,92
			6	8,54	6,7	70,58	11,66	2,88	21,22	4,91	1,58	12,70	4,12	1,22	1,28	2,95
			8	11,18	8,77	90,87	15,24	2,85	27,08	6,39	1,56	16,29	5,32	1,21	1,36	3,04
10/6,3	100	63	6	9,58	7,53	98,29	14,52	3,20	30,58	6,27	1,79	18,2	5,27	1,38	1,42	3,23
			7	11,09	8,7	112,86	16,78	3,19	34,99	7,23	1,78	20,83	6,06	1,37	1,46	3,28
			8	12,57	9,87	126,96	19,01	3,18	39,21	8,17	1,77	23,38	6,82	1,36	1,5	3,32

Окончание табл. 19.1

№ уголка	Размер, мм			A, см ²	Масса 1 м уголка, кг	Справочные данные для осей									x ₀ , см	y ₀ , см
						x-x			y-y			u-u				
	B	b	t			I _x , см ⁴	w _{x_{min}} , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	w _{y_{min}} , см ³	i _y , см	I _u , см ⁴	w _u , см ³	i _u , см		
10/6,5	100	65	10	15,47	12,14	153,95	23,32	3,15	47,18	9,99	1,75	28,34	8,31	1,35	1,58	3,4
			7	11,23	8,81	114,05	16,87	3,19	38,32	7,7	1,85	22,77	6,43	1,41	1,52	3,24
			8	12,73	9,99	128,31	19,11	3,18	42,96	8,7	1,84	25,24	7,26	1,41	1,56	3,28
			10	15,67	12,3	155,52	23,45	3,15	51,68	10,6	1,82	30,6	8,83	1,4	1,64	3,37
11/7	110	70	6,5	11,45	8,98	142,42	19,11	3,53	45,61	8,42	2,00	26,94	7,05	1,53	1,58	3,55
			8	13,93	10,93	171,54	23,22	3,51	54,64	10,2	1,98	32,31	8,5	1,52	1,64	3,61
14/9	140	90	8	18	14,13	363,68	38,25	4,49	119,7	17,2	2,58	70,27	14,39	1,58	2,03	4,49
			10	22,24	17,46	444,45	47,19	4,47	145,5	21,1	2,58	85,51	17,58	1,96	2,12	4,58
16/10	160	100	9	22,87	17,96	605,97	56,04	5,15	186,1	23,9	2,85	110,4	20,01	2,2	2,24	5,19
			10	25,28	19,85	666,59	61,91	5,13	204,1	26,4	2,84	121,16	22,02	2,19	2,28	5,23
			12	30,04	23,58	784,22	73,42	5,11	238,7	31,2	2,82	142,1	25,93	2,18	2,36	5,32
			14	34,72	27,26	897,19	84,65	5,08	271,6	35,8	2,8	162,4	29,75	2,16	2,43	5,4
18/11	180	110	10	28,33	22,2	952,28	78,59	5,8	276,3	32,2	3,12	165,4	26,96	2,42	2,44	5,88
			12	33,69	26,4	1 122,5	93,33	5,77	324,1	38,2	3,1	194,2	31,83	2,4	2,52	5,97
20/12,5	200	125	11	34,87	27,37	1 449,0	107,31	6,45	446,3	45,9	3,58	263,8	38,27	2,75	2,79	6,5
			12	37,89	29,74	1 568,1	116,51	6,43	481,9	49,8	3,57	285,0	41,45	2,74	2,83	6,54
			14	43,87	34,43	1 800,8	134,64	6,41	550,7	57,4	3,54	326,5	47,57	2,73	2,91	6,62
			16	49,77	39,07	2 026,0	152,41	6,38	616,6	64,8	3,52	366,9	53,66	2,72	2,99	6,71

Таблица 19.2

Сортамент горячекатаных равнополочных уголков по ГОСТ 8509-93



№ уголка	Размер, мм		A, см ²	Мас- са, кг/м	Справочные данные для осей									Радиус инерции I_{y_2} , см, двух уголков при t_f , мм			
	b	t			x-x			x ₀ -x ₀		y ₀ -y ₀			z ₀ , см	8	10	12	14
					I_x , см ⁴	w_{x_3} , см ³	i_x , см	I_{x_0} , см ⁴	i_{x_0} , см	I_{y_0} , см ⁴	w_{y_0} , см ³	i_{y_0} , см					
4,5	45	5	4,29	3,37	8,03	2,51	1,37	12,74	1,72	3,33	1,81	0,88	1,3	2,16	2,24	2,32	2,4
		6	5,08	3,99	9,35	2,95	1,36	14,8	1,71	3,9	2,06	0,88	1,34	2,18	2,26	2,34	2,42
5	50	4	3,89	3,05	9,21	2,54	1,54	14,63	1,94	3,8	1,95	0,99	1,38	2,35	2,43	2,51	2,59
		5	4,8	3,77	11,2	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,3	0,98	1,42	2,38	2,45	2,53	2,61
		6	5,69	4,47	13,07	3,69	1,52	20,72	1,91	5,43	2,63	0,98	1,46	2,40	2,48	2,56	2,64
		7	6,56	5,15	14,84	4,23	1,5	23,47	1,89	6,21	2,93	0,97	1,5	2,42	2,50	2,58	2,66
		8	7,41	5,82	16,51	4,76	1,49	26,03	1,87	6,98	3,22	0,97	1,53	2,44	2,52	2,60	2,68
5,6	56	4	4,38	3,44	13,1	3,21	1,73	20,79	2,18	5,41	2,52	1,11	1,52	2,58	2,66	2,73	2,81
		5	5,41	4,25	15,97	3,96	1,72	25,36	2,16	6,59	2,97	1,1	1,57	2,61	2,72	2,77	2,85
6	60	4	4,72	3,71	16,21	3,7	1,85	25,69	2,33	6,72	2,93	1,19	1,62	2,74	2,82	2,89	2,97
		5	5,83	4,58	19,79	4,56	1,84	31,4	2,32	8,18	3,49	1,18	1,66	2,76	2,84	2,92	2,99
		6	6,92	5,43	23,21	5,4	1,83	36,81	2,31	9,6	3,99	1,18	1,7	2,79	2,86	2,94	3,02
		8	9,04	7,1	29,55	7	1,81	46,77	2,27	12,34	4,9	1,17	1,78	2,83	2,91	2,99	3,07
		10	11,08	8,7	35,32	8,52	1,79	55,64	2,24	15	5,7	1,16	1,85	2,87	2,95	3,03	3,11

Продолжение табл. 19.2

№ уголка	Размер, мм		А, см ²	Мас- са, кг/м	Справочные данные для осей									Радиус инерции I_{y_2} , см, двух уголков при t_f , мм			
	b	t			x-x			x ₀ -x ₀		y ₀ -y ₀			z ₀ , см	8	10	12	14
					I_x , см ⁴	w_{x_3} , см ³	i_x , см	I_{x_0} , см ⁴	i_{x_0} , см	I_{y_0} , см ⁴	$w_{y_0_3}$, см ³	i_{y_0} , см					
6,3	63	4	4,96	3,9	18,86	4,09	1,95	29,9	2,45	7,81	3,26	1,25	1,69	2,86	2,93	3,01	3,09
		5	6,13	4,81	23,10	5,05	1,94	36,8	2,44	9,52	3,87	1,25	1,74	2,89	2,96	3,04	3,12
		6	7,28	5,72	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	1,78	2,9	2,99	3,06	3,14
7	70	4,5	6,2	4,87	29,04	5,67	2,16	46,03	2,72	12,04	4,53	1,39	1,88	3,21	3,21	3,29	3,37
		5	6,86	5,38	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	1,9	3,16	3,23	3,3	3,38
		6	8,15	6,39	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	5,66	1,38	1,94	3,18	3,25	3,33	3,4
		7	9,42	7,39	42,98	8,57	2,14	68,19	2,69	17,77	6,31	1,37	1,99	3,2	3,28	3,38	3,44
		8	10,67	8,37	48,16	9,68	2,12	76,35	2,68	19,97	6,99	1,37	2,02	3,22	3,29	3,37	3,45
		10	13,11	10,29	57,9	11,82	2,1	91,52	2,64	24,27	8,17	1,36	2,1	3,27	3,34	3,42	3,50
7,5	75	5	7,39	5,8	39,53	7,21	2,31	62,65	2,91	16,41	5,74	1,49	2,02	3,35	3,42	3,49	3,57
		6	8,78	6,89	46,57	8,57	2,3	73,87	2,9	19,28	6,62	1,48	2,06	3,3	3,44	3,52	3,6
		7	10,15	7,96	53,34	9,89	2,29	84,61	2,89	22,07	7,43	1,47	2,1	3,4	3,47	3,54	3,62
		8	11,5	9,02	59,84	11,18	2,28	94,89	2,87	24,8	8,16	1,47	2,15	3,43	3,5	3,57	3,65
		9	12,83	10,07	66,1	12,43	2,27	104,72	2,86	27,48	8,91	1,46	2,18	3,44	3,51	3,59	3,67
8	80	5,5	8,63	6,78	52,68	9,03	2,47	83,56	3,11	21,8	7,1	1,59	2,17	3,57	3,64	3,71	3,79
		6	9,38	7,36	56,97	9,80	2,47	90,4	3,11	23,54	7,6	1,58	2,19	3,58	3,65	3,72	3,8
		7	10,85	8,51	65,31	11,32	2,45	103,6	3,09	26,97	8,55	1,58	2,23	3,6	3,67	3,75	3,82
		8	12,3	9,65	73,36	12,8	2,44	116,39	3,08	30,32	9,44	1,57	2,27	3,62	3,69	3,77	3,84
		10	15,14	11,88	83,58	15,67	2,42	140,31	3,04	36,85	11,09	1,56	2,35	3,62	3,69	3,77	3,85
		12	17,9	14,05	102,74	18,42	2,4	162,27	3,01	43,21	12,62	1,55	2,42	3,7	3,78	3,85	3,93

Продолжение табл. 19.2

№ угол- ка	Размер, мм		A, см ²	Мас- са, кг/м	Справочные данные для осей									Радиус инерции I_{y_2} , см, двух уголков при t_f , мм			
					x-x			x ₀ -x ₀		y ₀ -y ₀			z ₀ , см	8	10	12	14
	I_x , см ⁴	w_{x_3} , см ³			i_x , см	I_{x_0} , см ⁴	i_{x_0} , см	I_{y_0} , см ⁴	w_{y_0} , см ³	i_{y_0} , см							
9	90	6	10,61	8,33	82,10	12,49	2,78	130,00	3,5	33,97	9,88	1,79	2,43	3,96	4,04	4,11	4,19
		7	12,28	9,64	94,3	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	2,47	3,99	4,06	4,13	4,21
		8	13,93	10,93	106,11	16,36	2,76	168,42	3,48	43,8	12,34	1,77	2,51	4,01	4,08	4,16	4,23
		9	15,6	12,20	118,00	18,29	2,75	186,00	3,46	48,6	13,48	1,77	2,55	4,04	4,11	4,18	4,26
		10	17,17	13,48	128,6	20,07	2,74	203,93	3,45	53,27	14,54	1,76	2,59	4,05	4,13	4,20	4,28
		12	20,33	15,96	149,67	23,85	2,71	235,88	3,41	62,4	16,53	1,75	2,67	4,1	4,17	4,25	4,33
10	100	6,5	12,82	10,06	122,10	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	2,68	4,36	4,43	4,5	4,57
		7	13,75	10,79	130,59	17,9	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	2,71	4,38	4,45	4,52	4,59
		8	15,6	12,25	147,19	20,3	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	2,75	4,47	4,54	4,62	4,62
		10	19,24	15,1	178,95	24,97	3,05	283,83	3,84	74,08	18,51	1,96	2,83	4,44	4,52	4,59	4,66
		12	22,8	17,9	208,9	29,47	3,03	330,95	3,81	86,84	21,1	1,95	2,91	4,48	4,56	4,63	4,71
		14	26,28	20,63	237,15	33,83	3	374,98	3,78	99,32	23,49	1,94	2,99	4,53	4,6	4,68	4,76
		15	27,99	21,97	250,68	35,95	2,99	395,87	3,76	105,48	24,62	1,94	3,03	4,55	4,63	4,70	4,78
		16	29,68	23,3	263,82	38,04	2,98	416,04	3,74	111,61	25,79	1,94	3,06	4,64	4,72	4,72	4,8
11	110	7	15,15	11,89	175,61	21,83	3,4	278,54	4,29	72,68	17,36	2,19	2,96	4,78	4,85	4,92	5
		8	17,2	13,5	198,17	24,77	3,39	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	3	4,8	4,87	4,95	5,02
12	120	8	18,8	14,76	259,75	29,68	3,72	412,45	4,68	107,04	23,29	2,39	3,25	5,21	5,28	5,35	5,42
		10	23,24	18,24	317,16	36,59	3,69	503,79	4,66	130,54	27,72	2,37	3,33	5,25	5,32	5,39	5,47
		12	27,6	21,67	371,8	43,3	3,67	590,28	4,62	153,33	31,79	2,36	3,41	5,29	5,36	5,44	5,51
		15	33,99	26,68	448,9	52,96	3,63	711,32	4,57	186,48	37,35	2,34	3,53	5,35	5,43	5,50	5,58

Продолжение табл. 19.2

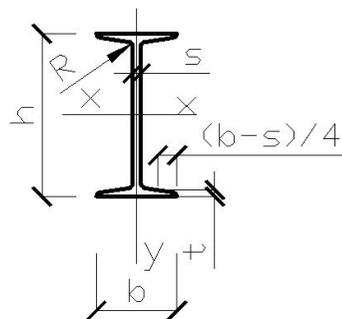
№ УГОЛ- ка	Размер, мм		A, см ²	Мас- са, кг/м	Справочные данные для осей									Радиус инерции I_{y_2} , см, двух уголков при t_f , мм			
	b	t			x-x			x ₀ -x ₀		y ₀ -y ₀			z ₀ , см	8	10	12	14
					I_x , см ⁴	W_{x_3} , см ³	i_x , см	I_{x_0} , см ⁴	i_{x_0} , см	I_{y_0} , см ⁴	W_{y_0} , см ³	i_{y_0} , см					
12,5	125	8	19,69	15,46	294,36	32,2	3,87	466,76	4,87	121,98	25,67	2,49	3,36	5,39	5,46	5,53	5,6
		9	22	17,3	327,48	36	3,86	520	4,86	135,88	28,26	2,48	3,4	5,41	5,48	5,56	5,63
		10	24,33	19,1	359,82	39,74	3,85	571,04	4,84	148,59	30,45	2,47	3,45	5,44	5,52	5,58	5,66
		12	28,89	22,68	422,23	47,06	3,82	670,02	4,82	174,43	34,94	2,46	3,53	5,48	5,55	5,62	5,7
		14	33,37	26,2	481,76	54,17	3,8	763,9	4,78	199,62	39,1	2,45	3,61	5,52	5,6	5,67	5,75
		16	37,77	29,65	538,56	61,09	3,78	852,84	4,75	224,29	43,1	2,44	3,68	5,66	5,72	5,72	5,78
14	140	9	24,72	19,41	465,72	45,55	4,34	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	3,78	6,02	6,1	6,16	6,24
		10	27,33	21,45	512,29	50,32	4,33	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	3,82	6,05	6,12	6,19	6,26
		12	32,49	25,5	602,49	59,66	4,31	956,98	5,43	248,01	44,97	2,76	3,9	6,08	6,15	6,25	6,3
15	150	10	29,33	23,02	634,76	58,07	4,65	1 008,56	5,86	260,97	45,34	2,98	4,07	6,45	6,52	6,59	6,66
		12	34,89	27,39	747,48	68,9	4,63	1 187,86	5,83	307,09	52,32	2,97	4,15	6,49	6,56	6,63	6,70
		15	43,08	33,82	908,38	84,66	4,59	1 442,6	5,79	374,17	61,96	2,95	4,27	6,55	6,62	6,69	6,77
		18	51,09	40,11	1 060,1	99,86	4,56	1 680,92	5,74	439,24	70,91	2,93	4,38	6,60	6,68	6,75	6,82
16	160	10	31,43	24,67	774,24	66,19	4,96	1 229,1	6,25	319,38	52,52	3,19	4,3	6,84	6,91	6,97	7,05
		11	34,42	27,02	844,21	72,44	4,95	1 340,06	6,24	347,77	56,53	3,18	4,35	6,86	6,93	7	7,13
		12	37,39	29,35	912,89	78,62	4,94	1 450	6,23	375,78	60,53	3,17	4,39	6,88	6,95	7,02	7,09
		14	43,57	33,97	1 046,4	90,77	4,92	1 662,13	6,2	430,81	68,15	3,16	4,47	6,91	6,98	7,05	7,13
		16	49,07	38,52	1 175,2	102,6	4,89	1 865,73	6,17	484,64	75,92	3,14	4,55	6,95	7,03	7,1	7,18
		18	54,79	43,01	1 290,2	114,2	4,87	2 061,03	6,13	537,46	82,08	3,13	4,63	7	7,07	7,14	7,22
		20	60,4	47,44	1 418,8	125,6	4,85	2 248,26	6,1	589,43	90,02	3,12	4,7	7,04	7,11	7,18	7,26
18	180	11	38,8	30,47	1 216,4	92,47	5,6	1 933,1	7,06	499,78	72,86	3,59	4,85	7,67	7,74	7,81	7,82
		12	42,19	33,12	1 316,6	100,4	5,59	2 092,78	7,04	540,45	78,15	3,58	4,89	7,69	7,76	7,83	7,84
		15	52,18	40,96	1 607,3	123,7	5,55	2 554,99	7	659,73	93,11	3,56	5,01	7,75	7,82	7,89	7,96
		18	61,99	48,66	1 884,1	146,3	5,51	2 992,69	6,95	775,44	106,88	3,54	5,13	7,81	7,88	7,95	8,02
		20	68,43	53,72	2 061,1	161,1	5,49	3 271,31	6,91	850,92	115,71	3,53	5,2	7,84	7,91	7,98	8,06

Окончание табл. 19.2

№ угол- ка	Размер, мм		A, см ²	Мас- са, кг/м	Справочные данные для осей									Радиус инерции I_{y_2} , см, двух уголков при t_f , мм			
	b	t			x-x			x ₀ -x ₀		y ₀ -y ₀			z ₀ , см	8	10	12	14
					I_x , см ⁴	W_{x_3} , см ³	i_x , см	I_{x_0} , см ⁴	i_{x_0} , см	I_{y_0} , см ⁴	W_{y_0} , см ³	i_{y_0} , см					
20	200	12	47,1	36,97	1 822,8	124,6	6,22	2 896,16	7,84	749,4	98,68	3,99	5,37	8,48	8,55	8,62	8,69
		13	50,85	39,92	1 960,8	134,4	6,21	3 116,18	7,83	805,35	105,07	3,98	5,42	8,5	8,58	8,64	8,71
		14	54,6	42,8	2 097	144,2	6,2	3 333	7,81	861	111,5	3,97	5,46	8,52	8,6	8,66	8,73
		16	61,98	48,65	2 362,6	163,4	6,17	3 755,39	7,78	969,74	123,77	3,96	5,54	8,56	8,64	8,7	8,77
		18	69,3	54,4	2 620,6	182,2	6,15	4 164,54	7,75	1 076,7	135,48	3,94	5,62	8,61	8,68	8,75	8,82
		20	76,54	60,08	2 871,5	200,7	6,12	4 560,42	7,72	1 181,9	146,62	3,93	5,7	8,65	8,72	8,79	8,86
		24	90,78	71,26	3 350,7	236,8	6,08	5 313,5	7,65	1 387,7	167,74	3,91	5,85	8,72	8,79	8,86	8,93
		25	94,29	74,02	3 466,2	245,6	6,06	5 494,04	7,63	1 438,4	172,68	3,91	5,89	8,74	8,81	8,88	8,95
		30	111,5	87,56	4 019,6	288,6	6	6 351,05	7,55	1 698,2	193,06	3,89	6,07	8,83	8,9	8,97	9,05
22	220	14	60,38	47,4	2 814,4	175,2	6,83	4 470,15	8,6	1 158,6	138,62	4,38	5,91	9,31	9,37	9,45	9,52
		16	68,58	53,83	3 175,4	198,7	6,8	5 045,37	8,58	1 305,5	153,34	4,36	6,02	9,35	9,42	9,49	9,56
25	250	16	78,4	61,55	4 717,1	258,4	7,76	7 492,1	9,78	1 942,1	203,45	4,98	6,75	10,6	10,6	10,7	10,8
		18	87,72	68,86	5 247,2	288,8	7,73	8 336,69	9,75	2 157,8	223,39	4,96	6,83	10,6	10,7	10,7	10,8
		20	96,96	76,11	5 764,9	318,8	7,71	9 159,73	9,72	2 370,1	242,52	4,94	6,91	10,6	10,7	10,8	10,8
		22	106,1	83,31	6 270,3	348,2	7,69	9 961,6	9,69	2 579,0	260,52	4,93	7	10,6	10,7	10,8	10,8
		25	119,7	93,97	7 006,3	391,7	7,65	11 125,5	9,84	2 887,2	287,14	4,91	7,11	10,7	10,7	10,8	10,9
		28	133,1	104,5	7 716,6	434,2	7,61	12 243,8	9,59	3 189,8	311,98	4,9	7,23	10,7	10,8	10,9	10,9
		30	141,9	111,4	8 176,52	462,1	7,59	12 964,66	9,56	3 388,98	327,82	4,89	7,31	10,82	10,89	10,96	10,03

Таблица 19.3

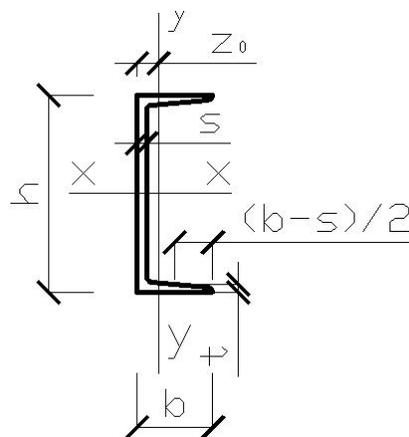
Сортамент горячекатаных двутавров (с уклоном внутренних граней полков 6–12 %) по ГОСТ 8239-89



№ двутавра	Размер, мм					A, см ²	Масса 1 пог. м	I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	I _y , см ⁴
	h	b	S	t	R									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
10	100	55	4,5	7,2	7	12	9,46	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	14,7	11,5	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8	17,4	13,7	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55
16	160	81	5	7,8	8,5	20,2	15,9	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7
18	180	90	5,1	8,1	9	23,4	18,4	1 290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	26,8	21	1 840	184	8,28	104	115	23,1	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10	30,6	24	2 550	232	9,13	131	157	28,6	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	34,8	27,3	3 460	289	9,97	163	198	34,5	2,37
27	270	125	6	9,8	11	40,2	31,5	5 010	371	11,2	210	260	41,5	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12	46,5	36,5	7 080	472	12,3	268	337	49,9	2,69
33	330	140	7	11,2	13	53,8	42,2	9 840	597	13,5	339	419	59,9	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14	61,9	48,6	13 380	743	14,7	423	516	71,1	2,89
40	400	155	8,3	13	15	72,6	57	19 062	953	16,2	545	667	86,1	3,03
45	450	160	9	14,2	16	84,7	66,5	27 696	1 231	18,1	708	808	101	3,09
50	500	170	10	15,2	17	100	78,5	39 727	1 589	19,9	919	1 043	123	3,23
55	550	180	11	16,5	18	118	92,6	55 962	2 035	21,8	1 181	1 356	151	3,39
60	600	190	12	17,8	20	138	108	76 806	2 560	23,6	1 491	1 725	182	3,54

Таблица 19.4

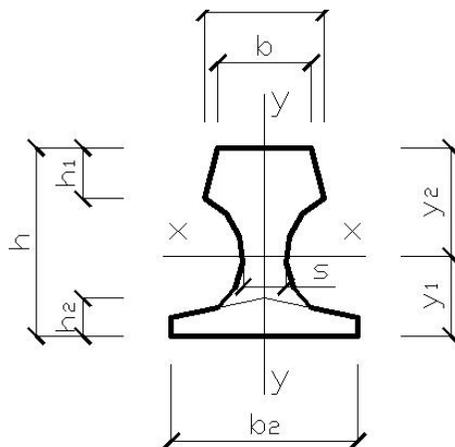
Сортамент горячекатаных швеллеров (с уклоном внутренних граней полок) по ГОСТ 8240-89



4 10

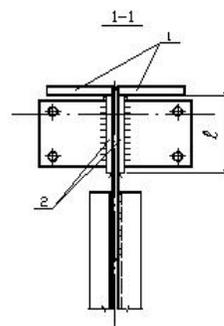
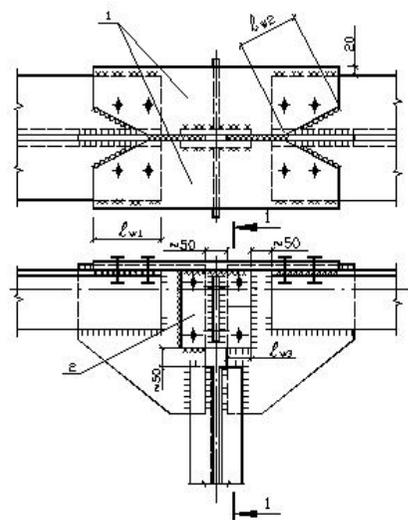
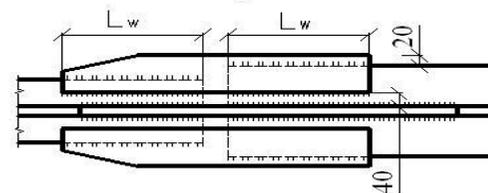
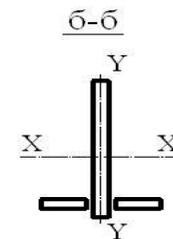
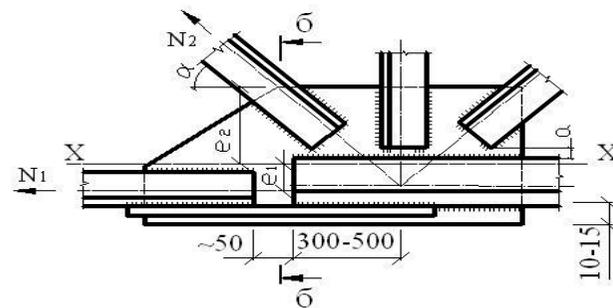
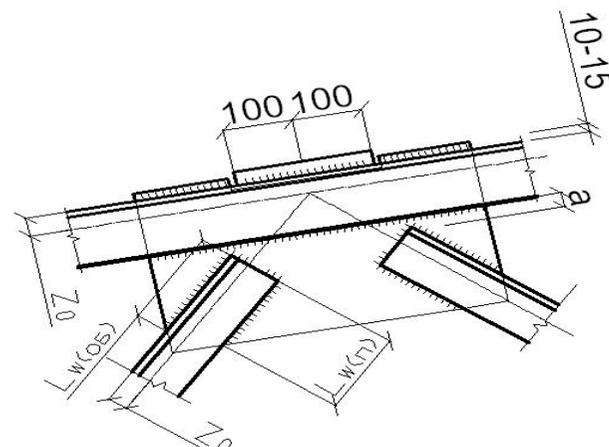
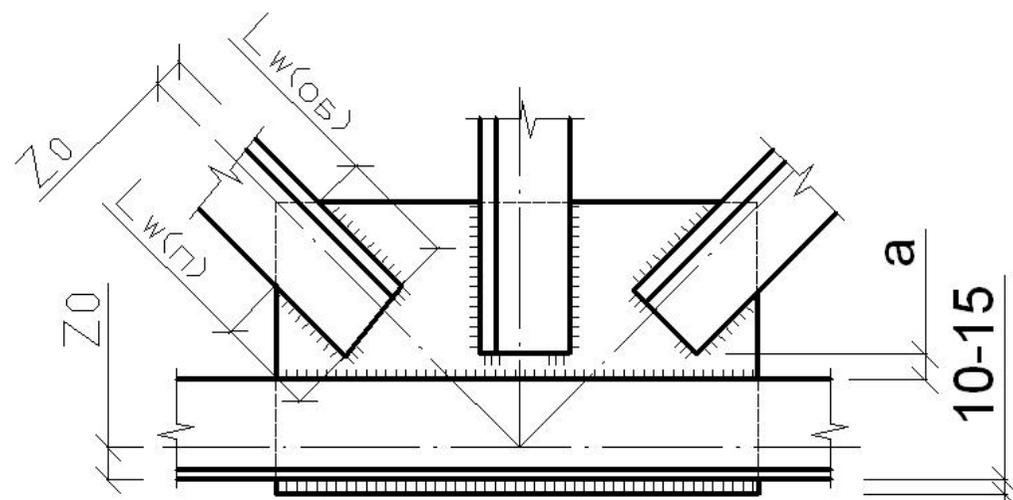
№ швеллера	Размер, мм				A, см ²	Масса 1 кг/м	I _x , см ⁴	w _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	w _y , см ³	I _y , см ⁴	z ₀ , см
	h	b	s	t										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
16	160	64	5	8,4	18,1	14,2	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8
18	180	70	5,1	8,7	20,7	16,3	1 090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94
30	300	100	6,5	11	40,5	31,8	5 810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
33	330	105	7	11,7	46,5	36,5	7 980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59

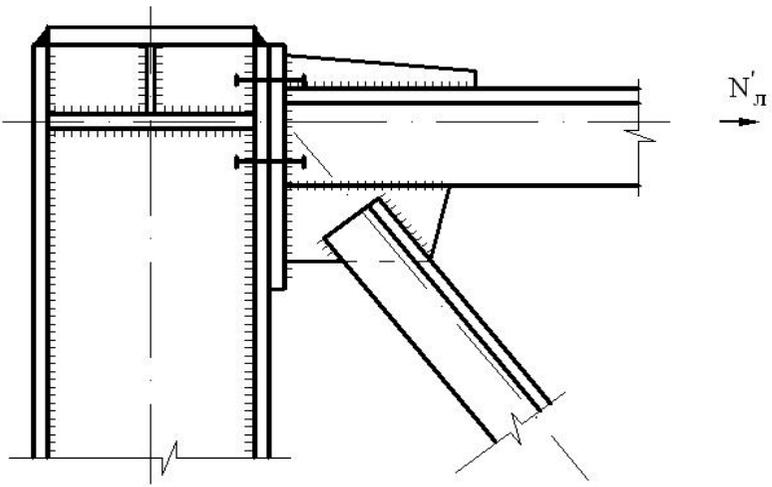
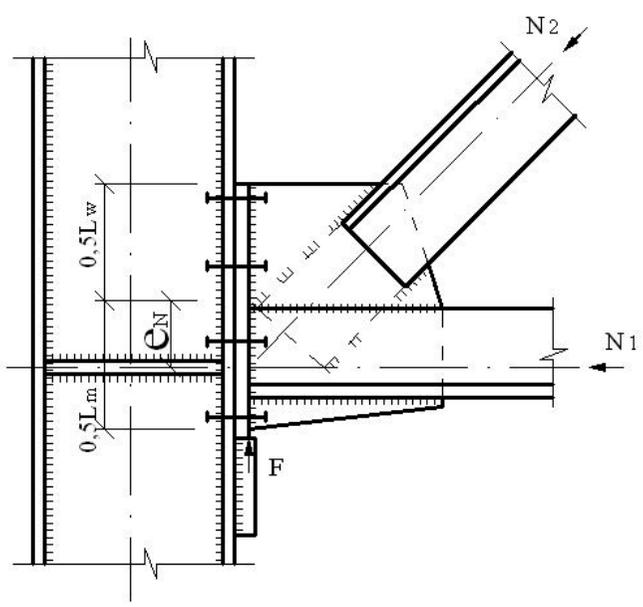
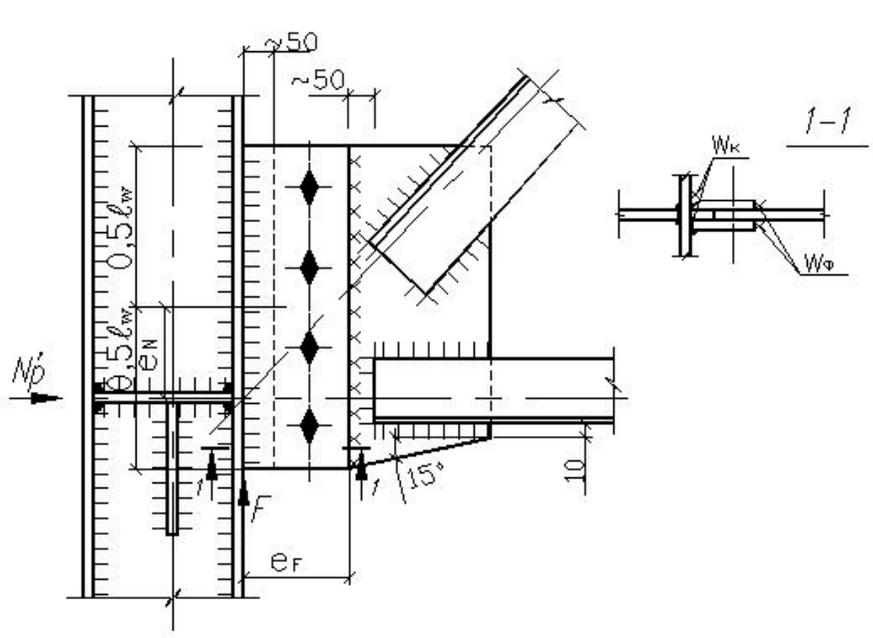
Сортамент крановых рельсов по ГОСТ 4121-76



Тип рельса	Размеры рельса, мм							Площадь сечения рельса A , см^2	Масса 1 м рельса, кг	Расстояние до центра тяжести, см		$I_x, \text{см}^4$	$I_y, \text{см}^4$	$I_p, \text{см}^4$
	b	b_1	b_2	S	h	h_1	h_2			y_1	y_2			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
КР70	70	76,5	120	28	120	32,5	24	67,22	52,77	5,93	6,07	1 083,25	319,68	1 402,92
КР80	80	87	130	32	130	35	26	81,84	64,24	6,47	6,53	1 523,69	468,55	1 992,24
КР100	100	108	150	38	150	40	30	113,44	89,05	7,63	7,37	2 805,88	919,52	3 725,4
КР120	120	129	170	44	170	45	35	150,69	118,29	8,69	8,31	4 794,22	1 671,96	6 466,18
КР140	140	150	170	60	170	50	40	187,24	146,98	8,75	8,25	5 528,27	2 608,71	8 136,98

Типовые узлы ферм из парных уголков





Пример оформления графической части курсового проекта

Поперечный разрез цеха М1: 400

- Гравийная защита – 0,52 кН/м
- Гидроизоляционный ковер – 0,26 кН/м
- Профилированный настил – 0,17 кН/м
- Стропильная ферма – 0,42 кН/м
- Вязи покрытия – 0,063 кН/м

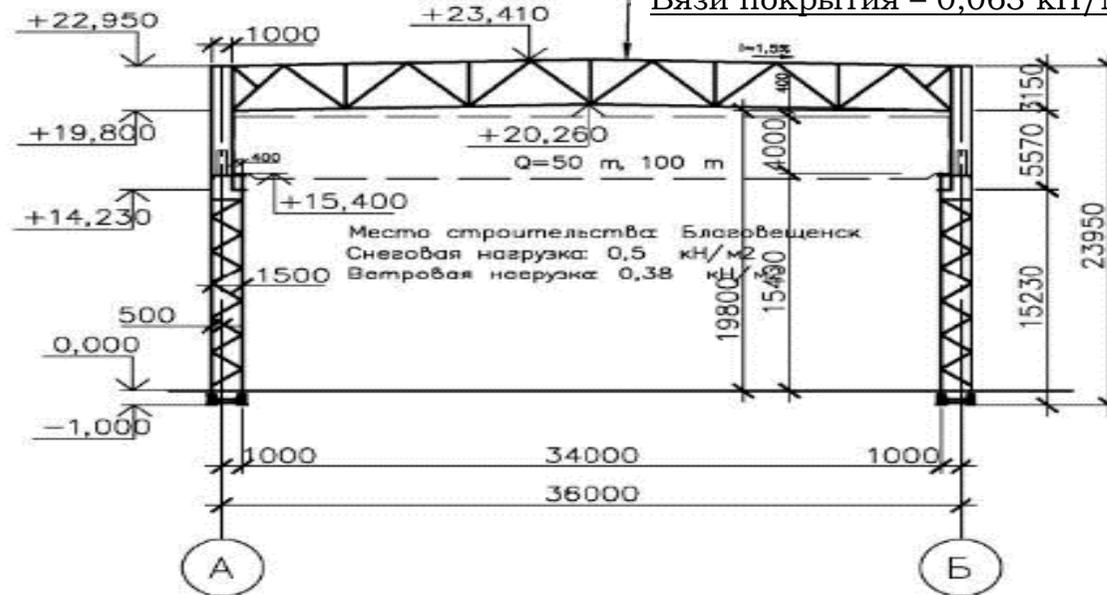


Схема связей по нижним поясам ферм М1:400

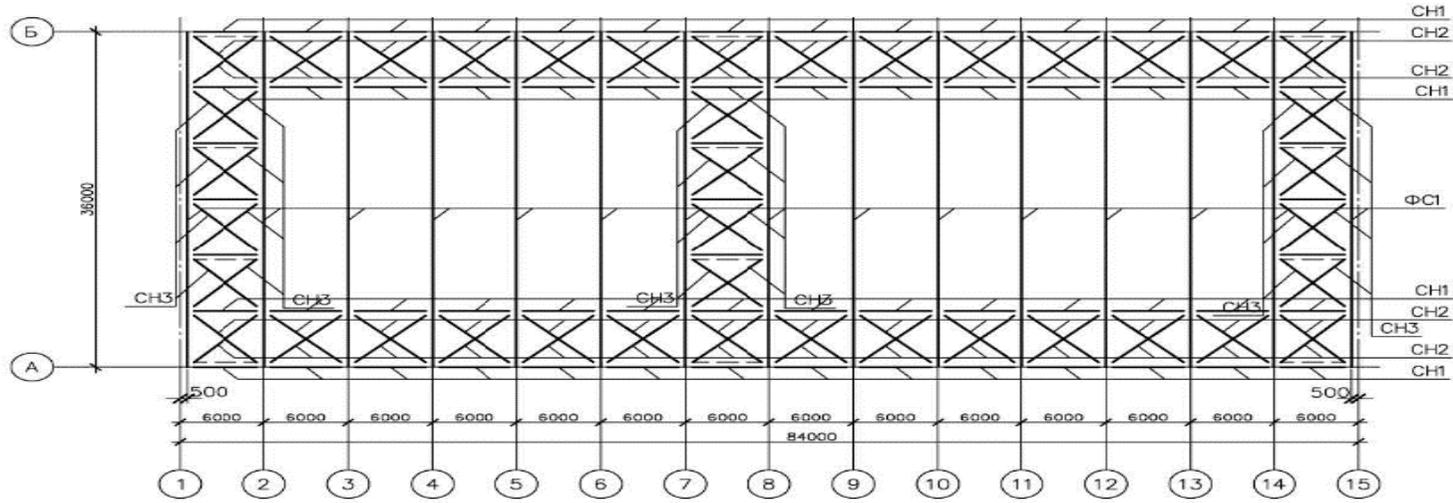
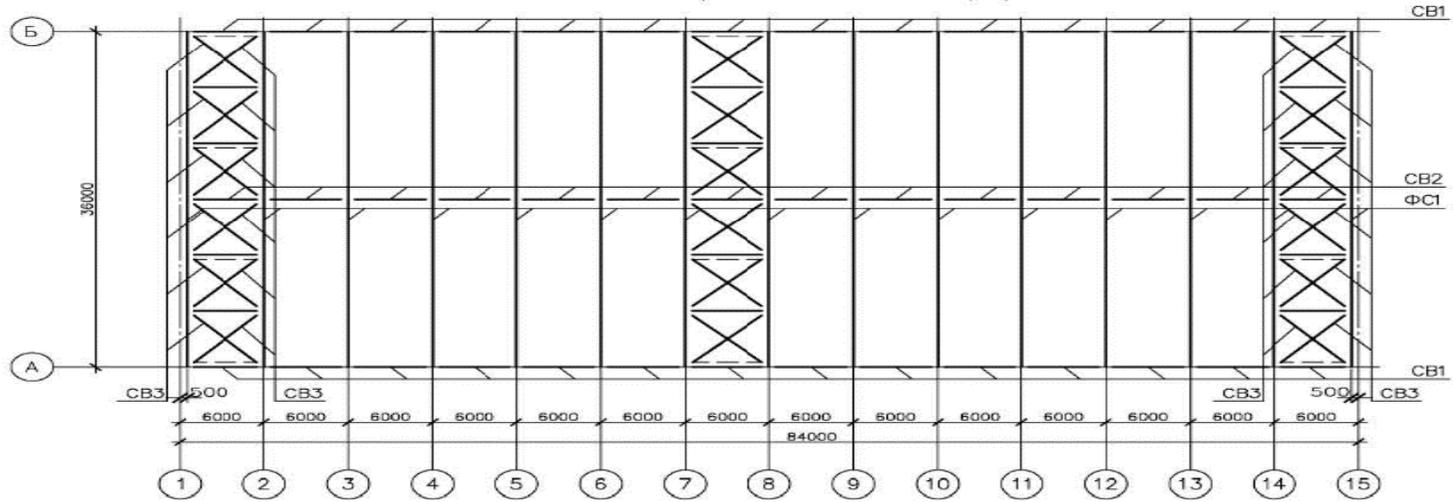
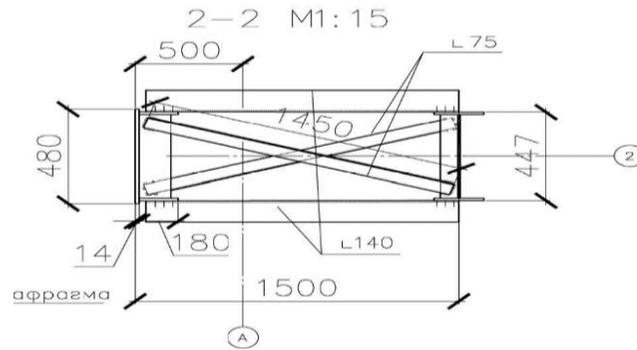
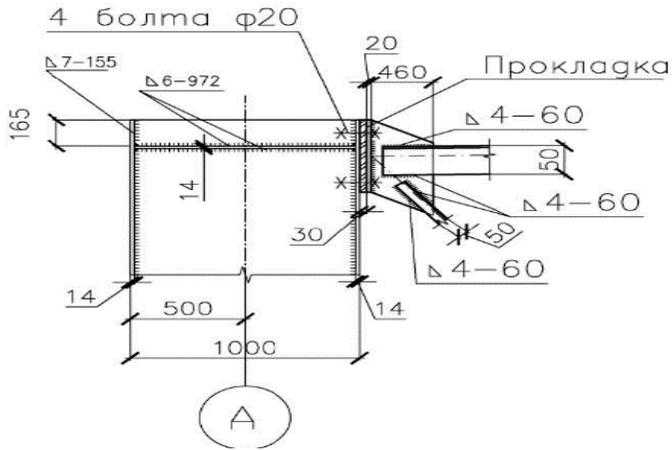


Схема связей по верхним поясам ферм М1:400



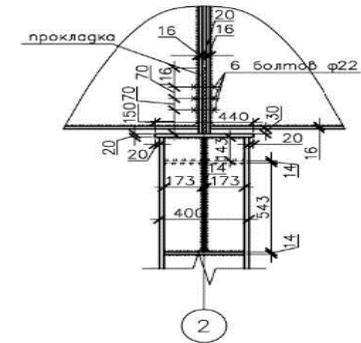
Узел 2 М 1:20



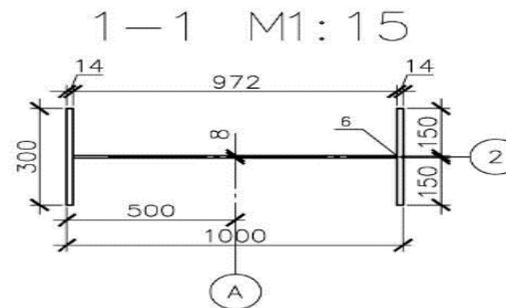
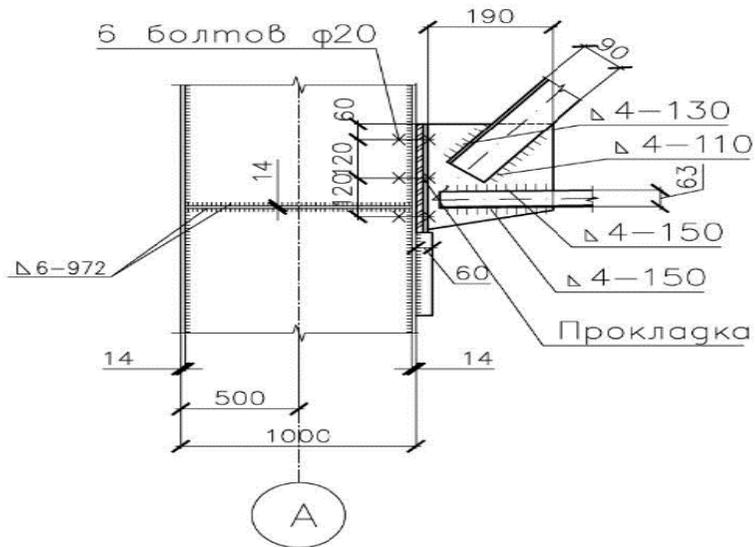
Примечания:

1. Материал – сталь С255
2. Сварка полуавтоматическая сварочной проволокой СВ-08Г2С
3. Катет непоказанных швов 6 мм
4. Болты нормальной точности М20

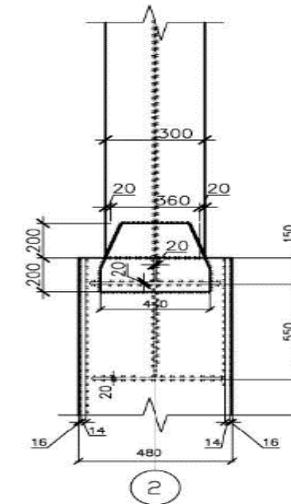
Узел Б М1:25

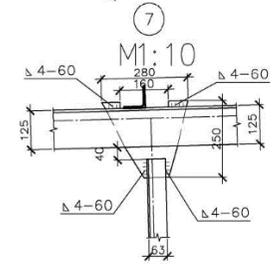
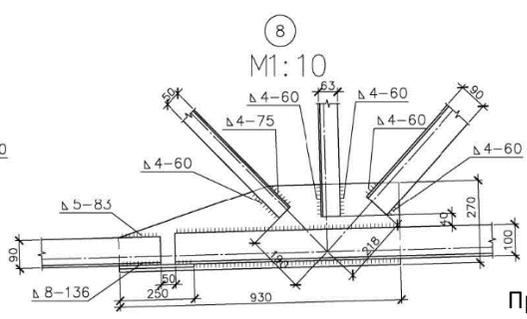
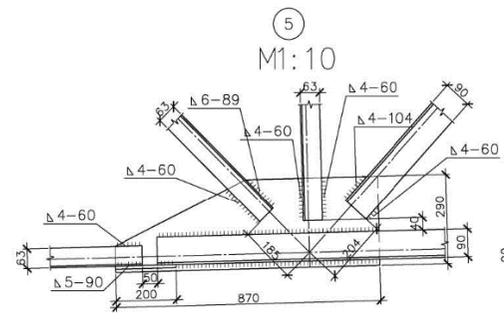
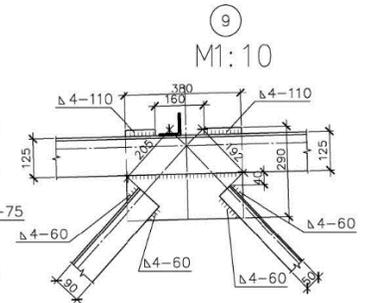
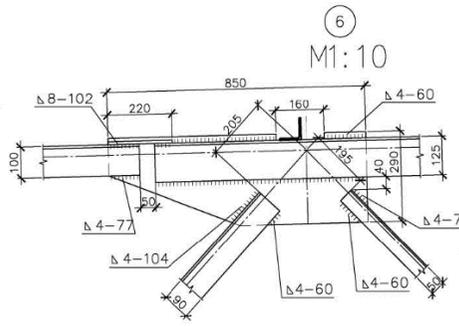
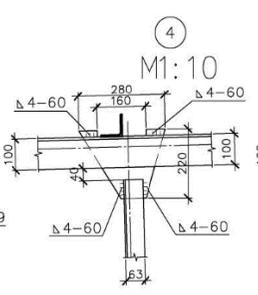
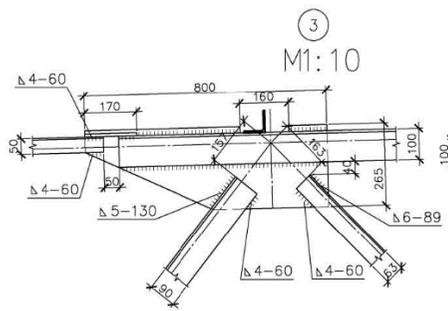
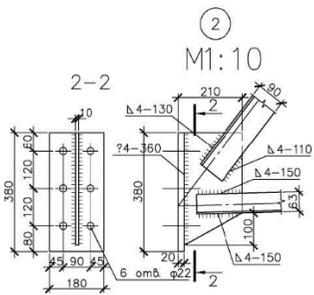
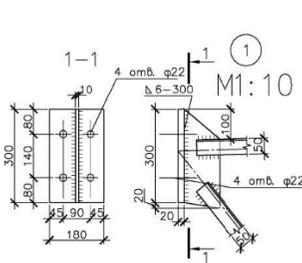


Узел 3 М 1:20



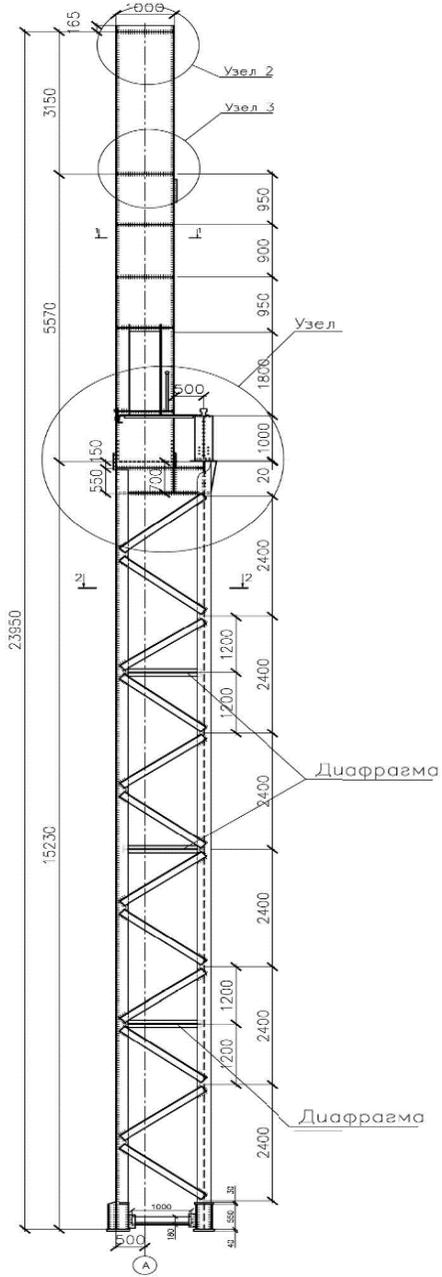
Узел А М1:25





- Примечания:
1. Материал – сталь С255
 2. Сварка полуавтоматическая сварочной проволокой СВ-08Г2С
 3. Катет непоказанных швов 6 мм
 4. Болты нормальной точности М20

Колонна К1 М1: 50



Спецификация отправочной марки ФС1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг		Марка стали	Примечание
				шт.	общ.		
1	?	750x5 l=1890	1	7,13	7,13	C255	
2	?	100x8 l=5950	1	72,89	72,89	C255	
3	?	125x9 l=9360	1	161,93	161,93	C255	
4	?	63x5 l=4973	1	23,92	23,92	C255	
5	?	90x7 l=5950	1	57,36	57,36	C255	
6	?	100x8 l=6280	1	76,93	76,93	C255	
7	?	90x7 l=3764	1	36,28	36,28	C255	
8	?	63x5 l=4002	1	19,25	19,25	C255	
9	?	63x5 l=2940	1	14,14	14,14	C255	
10	?	90x7 l=3942	1	38	38	C255	
11	?	50x5 l=3966	1	14,95	14,95	C255	
12	?	63x5 l=2905	1	13,97	13,97	C255	
13	?	90x7 l=3928	1	37,87	37,87	C255	
14	?	50x5 l=3872	1	14,6	14,6	C255	
15	?	50x5 l=1776	1	6,7	6,7	C255	
16		лист 60x80x10	2	0,75	1,51	C255	
17		лист 60x130x10	4	2,45	9,8	C255	
18		лист 60x155x10	6	4,38	26,28	C255	
19		лист 60x133x10	2	0,88	1,75	C255	
20		лист 60x120x10	2	1,13	2,26	C255	
21		лист 60x130x10	2	1,22	2,45	C255	
22		лист 70x225x10	1	1,24	1,24	C255	
23		лист 800x265x10	1	16,64	16,64	C255	
24		лист 250x220x10	2	8,64	17,27	C255	
25		лист 850x290x10	1	19,35	19,35	C255	
26		лист 380x290x10	1	8,65	8,65	C255	
27		лист 870x290x10	1	19,81	19,81	C255	
28		лист 930x270x10	1	19,71	19,71	C255	
29		L63x5 l=2635	1	12,67	12,67	C255	
30		лист 120x320x10	1	3,01	3,01	C255	
31	222	лист 300x180x20	1	8,48	8,48	C255	
32	222	лист 360x210x10	1	5,93	5,93	C255	
33	222	лист 380x180x20	1	10,74	10,74	C255	
34	222	лист 320x100x10	1	10,05	10,05	C255	
35	222	лист 1410x140x10	1	15,5	15,5	C255	
36	222	L90x7 l=200	2	1,93	3,86	C255	
37	222	лист 320x100x10	1	10,05	10,05	C255	
38	222	лист 1210x140x10	1	13,3	13,3	C255	
39	222	L90x7 l=200	2	1,93	3,86	C255	
40	222	лист 170x240x10	1	3,2	3,2	C255	
41	222	лист 220x290x10	1	5,01	5,01	C255	
42	222	лист 200x220x10	1	3,45	3,45	C255	
43	222	лист 250x240x10	1	4,71	4,71	C255	
44		лист 60x250x10	1	1,18	1,18	C255	
Итого:					811,9		
На сварочные швы 2%					16,3		
Всего:					828,1		

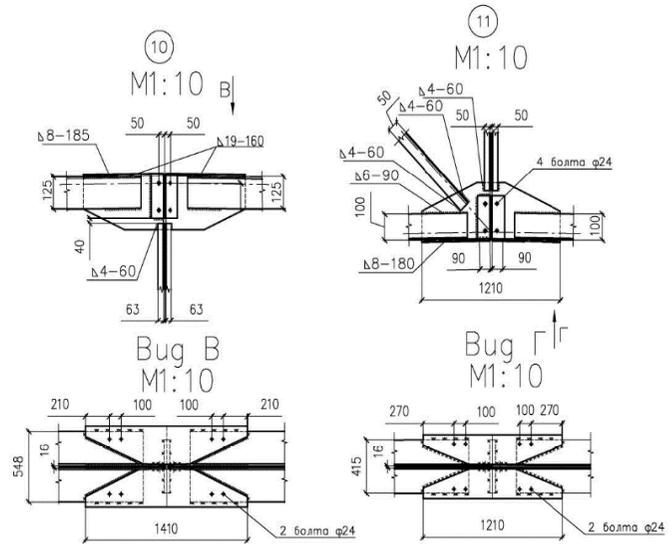


Таблица отправочных марок

Марка	Кол-во	Масса, кг		Масса трансп. элементов, кг	
		Марки	Всех	На марку	Общая
ФС1	30	828,1	24843		
Всего:			24843		

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Металлические конструкции: учебник для студентов вузов / под ред. Ю.И. Кудишина. 10-е изд., стер. М.: Издательский центр «Академия», 2007. 688 с.
2. Беленя Е.И. Предварительно напряженные металлические несущие конструкции. 2-е изд. М.: Стройиздат, 1975. 416 с.
3. Металлические конструкции: в 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций / под ред. В.В. Горева. 3-е изд., стер. М.: Высшая школа, 2004. 551 с.
4. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. М.: Минрегион России, 2011. 172 с.
5. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
6. СП 131.13330.2012. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99. М.: Минрегион России, 2011. 115 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ГЛАВА 1. КОМПОНОВОЧНАЯ ЧАСТЬ ПРОЕКТА.....	3
1.1. Компонировка конструктивной схемы каркаса	3
1.1.1. Выбор типа рамы, расстановка колонн в плане и определение высоты цеха.....	3
1.1.2. Разбивка осей.....	7
1.1.3. Назначение связей.....	7
1.1.4. Разработка схемы связей по шатру	8
1.1.5. Схема связей между колоннами	10
1.1.6. Компонировка фахверка	11
1.1.7. Компонировка фасада	12
1.2. Расчетно-конструктивная часть проекта	14
1.2.1. Расчетная схема здания	15
1.2.2. Коэффициент пространственной работы.....	15
1.2.3. Сбор нагрузок	16
1.2.4. Снеговая нагрузка	17
1.2.5. Крановая нагрузка	18
1.2.6. Ветровая нагрузка	20
1.2.7. Ввод данных для статического расчета рамы	21
1.2.8. Указания по расчету и конструированию ферм.....	23
ГЛАВА 2. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ СО СТАТИЧЕСКИМ РАСЧЕТОМ, СОСТАВЛЕНИЕМ РАСЧЕТНЫХ СОЧЕТАНИЙ УСИЛИЙ И ТАБЛИЧНЫМ РАСЧЕТОМ ФЕРМЫ И КОЛОННЫ.....	24
2.1. Компонировка конструктивной схемы каркаса здания.....	24
2.1.1. Эскизный план расположения колонн	24
2.1.2. Схема связей между колоннами	24
2.1.3. Схема связей по шатру	25
2.1.4. Схема фахверка	26
2.2. Компонировка поперечной рамы цеха.....	26
2.2.1. Определение полезной высоты цеха и высоты колонны	26
2.2.2. Привязка колонн и их сечение.....	28
2.3. Расчет поперечной рамы здания.....	30
2.3.1. Расчетная схема рамы.....	30
2.3.2. Сбор нагрузок на раму.....	31
2.3.3. Временные нагрузки	34
2.4. Программа ввода данных для расчета на ЭВМ.....	42
2.5. Составление таблицы усилий в стойках и выделение расчетных усилий по характерным сечениям	42
2.6. Расчет и конструирование колонны.....	46

2.6.1. Установление расчетной длины подкрановой и надкрановой частей колонны в плоскости и из плоскости рамы.....	46
2.6.2. Подбор сечения нижней части колонны.....	53
2.6.3. Расчет ветвей колонны в плоскости действия момента.....	55
2.6.4. Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны.....	59
2.7. Расчет и конструирование стропильной фермы.....	63
2.7.1. Сбор нагрузок на ферму.....	63
2.7.2. Определение расчетных усилий в стержнях фермы.....	64
2.7.3. Подбор сечений стержней фермы.....	65
2.7.3.1. <i>Определение расчетных длин</i>	65
2.7.3.2. <i>Предельные гибкости элементов</i>	66
2.7.3.3. <i>Подбор сечений</i>	66
2.7.4. Расчет узлов фермы.....	71
Приложения.....	72
Приложение 1.....	72
Приложение 2.....	74
Приложение 3.....	77
Приложение 4.....	78
Приложение 5.....	79
Приложение 6.....	82
Приложение 7.....	84
Приложение 8.....	877
Приложение 9.....	87
Приложение 10.....	87
Приложение 11.....	88
Приложение 12.....	89
Приложение 13.....	90
Приложение 14.....	91
Приложение 15.....	92
Приложение 16.....	93
Приложение 17.....	93
Приложение 18.....	94
Приложение 19.....	95
Приложение 20.....	106
Приложение 21.....	108
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	113

Павел Викторович Куляев
Степан Валерьевич Черемных

**Проектирование стального каркаса
одноэтажного производственного здания**

Учебное пособие

Редактор М.Б. Юдина
Корректор С.В. Зорикова

Подписано в печать 05.03.2024

Формат 60×84/16

Физ. печ. л. 7,25

Тираж 100 экз.

Усл. печ. л. 6,74

Заказ № 12

Бумага писчая

Уч.-изд. л. 6,31

С – 12

Редакционно-издательский центр
Тверского государственного технического университета
170026, г. Тверь, наб. Афанасия Никитина, д. 22