Автономная некоммерческая организация высшего образования

«МОСКОВСКИЙ ИНФОРМАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ - МОСКОВСКИЙ АРХИТЕКТУРНО - СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ»

Кафедра "Строительство и городское хозяйство"

УТВЕРЖДАЮ

Первый проректор

_____ С.А. Забелина

«_____»_____20__г.

Задание к курсовому проекту с методическими указаниями по дисциплине «Теория расчета и проектирования металлических конструкций"

«Стальной каркас малоэтажного производственного здания»

по направлению подготовки

08.03.01 «Строительство»

профиль «Промышленное и гражданское строительство»

(программа подготовки бакалавров)

Москва 2020 г.

ВВЕДЕНИЕ

Курсовое проектирование способствует практическому усвоению металлических конструкций, включая сварку, и формированию навыков реального проектирования зданий и сооружений. Студент должен:

- научиться с инженерных позиций решать вопросы выбора конструктивной и расчетной схем проектируемого объекта;
- усвоить методику расчета и конструирования металлических конструкций;
- ознакомиться с нормативной, справочной и специальной литературой по металлическим конструкциям.

Термины, используемые в данных методических указаниях, приведены в приложении А.

1. Тема курсового проекта

Курсовой проект «Стальной каркас малоэтажного производственного здания» студент выполняет по индивидуальному заданию, в котором указаны район строительства, основные размеры здания (длина, пролет, количество пролетов, отметка низа ригеля Но, отметка верха перекрытия Н1), кратковременная нормативная нагрузка на перекрытие, способы изготовления конструкций. Конструктивная схема поперечной рамы здания приведена на рис. 1.1.

2. Содержание и объем курсового проекта

Курсовой проект состоит из двух разделов. Первый раздел включает выбор варианта конструктивной схемы каркаса производственного здания, конструктивной формы его несущих конструкций и способов их соединений, а также компоновку выбранного варианта конструктивной схемы каркаса.

Во втором разделе разрабатывается рабочий проект принятого варианта каркаса. Рабочий проект состоит из двух частей: проект КМ (конструкции металлические) и проект КМД (конструкции металлические, деталировка).

Рабочий проект КМ должен содержать полную техническую разработку проектируемого каркаса здания и отдельных его узлов, включая расчеты.

Рабочие чертежи КМД разрабатывают на основании проекта КМ. В курсовом проекте они содержат деталировочные чертежи в стадии сборки конструкций по указанию руководителя проекта.

Курсовой проект оформляют в виде расчетно-пояснительной записки объемом 50-60 страниц формата А4 и графической части на 2–3 листах формата А2.

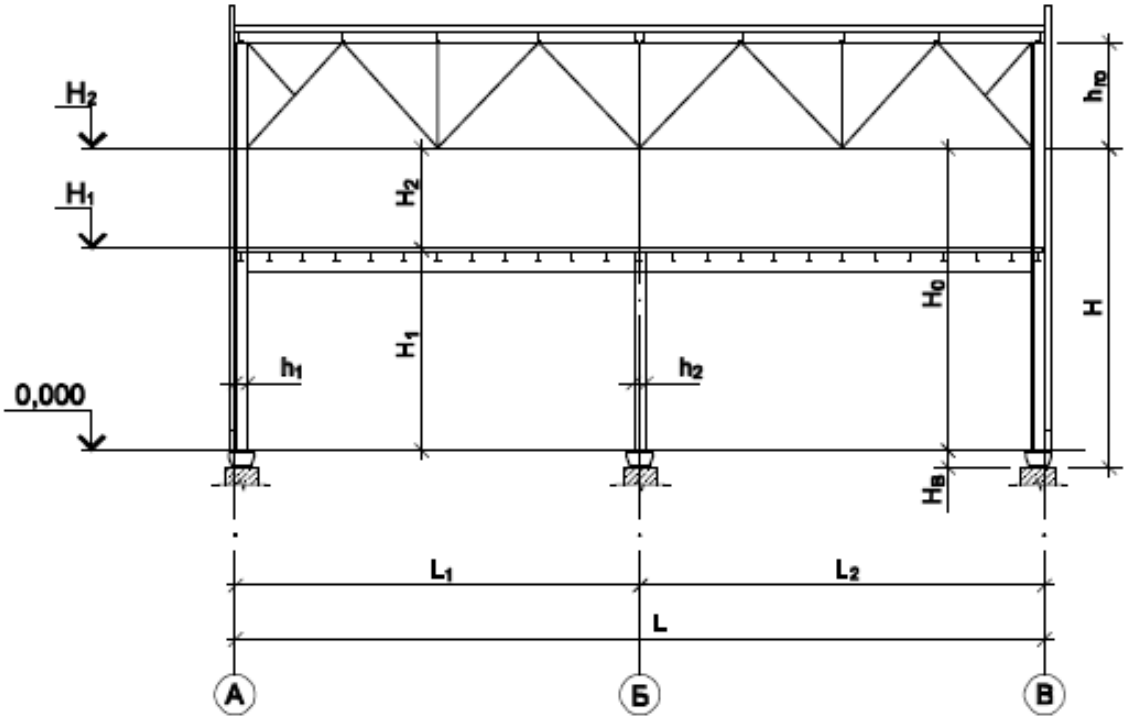


Рис. 1.1. Малоэтажное производственное здание

2.1. Структура и содержание расчетно-пояснительной записки

В расчетно-пояснительной записке должны быть четко и последовательно отображены все этапы проектирования. Текстовой материал расчетно-пояснительной записки следует сопровождать необходимыми эскизами (они должны быть масштабными и соразмерными), эпюрами, таблицами, а также ссылками на источники, использованные при составлении проекта.

Расчетно-пояснительная записка включает титульный лист, содержание, основную часть, список используемых источников.

Ниже приводится перечень разделов и подразделов основной части с указанием нумерации, соответствующей оглавлению расчетно-пояснительной записки.

1. Компоновка конструктивной схемы каркаса здания.

1.1. Разбивка сетки колонн.

1.2. Определение основных размеров поперечника.

1.3. Устройство связей.

1.4. Выбор ограждающих конструкций.

1.5. Компоновка конструктивной схемы перекрытия в здании.

2. Расчет поперечной рамы.

2.1. Выбор расчетной схемы рамы.

2.2. Сбор нагрузок.

2.3. Статический расчет рамы.

2.4. Определение расчетных усилий в элементах рамы.

3. Расчет и конструирование колонн по оси Б.

4. Расчет элементов перекрытия здания на отм. Н1.

4.1. Расчет стального настила.

4.2. Расчет балки настила.

4.3. Расчет и конструирование ригеля перекрытия.

4.4. Расчет и конструирование сопряжений.

2.2. Содержание графической части проекта

Первый лист (проект КМ):

а) схема расположения колонн здания на отм. 0.000;

б) поперечный разрез производственного здания (масштаб 1:200) со схематическим изображением всех конструкций и указанием основных размеров и отметок;

в) схема расположения связей покрытия и между колоннами;

г) схема расположения элементов перекрытия и колонн на отм. Н1 с их маркировкой и указанием основных размеров;

д) узлы сопряжения элементов каркаса;

е) ведомость элементов (форма 1 приложения Б);

ж) текстовые указания.

Второй и третий листы (проект КМД в стадии сборки):

а) рабочие деталировочные чертежи ригеля перекрытия, балки настила и колонны в необходимых проекциях с основными сечениями и наиболее сложными деталями;

б) спецификация стали на каждый отправочный элемент, таблицы отправочных элементов, заводских сварных швов и текстовые указания (формы 2, 3,4 приложения Б).

3. Общие положения

3.1. Основные требования к рабочим чертежам стальных конструкций

Рабочие чертежи стальных конструкций должны соответствовать требованиям по изготовлению (ГОСТ 23118) и монтажу конструкций (СП 70.13330.2012).

В рабочих чертежах конструкций (марок КМ и КМД) и в документации на заказ материалов следует указывать:

- марки стали и дополнительные требования к ним, предусмотренные государственными стандартами или техническими условиями и настоящими нормами;
- способ выполнения сварных соединений, вид и режим сварки; типы, марки, диаметры электродов и материалов для автоматической и механизированной сварки, положение шва при сварке, тип подкладки для стыковых швов;
- классы прочности и точности болтов;
- способ подготовки контактных поверхностей для фрикционных соединений;
- расположение и размеры сварных, болтовых и фрикционных соединений с указанием выполнения их в заводских или монтажных условиях и, при необходимости, последовательность наложения швов и установки болтов;

- способы и объем контроля качества;

- требования защиты конструкций от коррозии.

3.2. Основные расчетные требования

Стальные конструкции и их расчет должны удовлетворять требованиям ГОСТ 27751.

Расчет стальных конструкций следует выполнять с учетом назначения конструкций, условий их изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации, а также свойств материалов.

В расчетных схемах должны быть учтены деформационные характеристики опорных закреплений, оснований, фундаментов.

При расчете конструкций значения нагрузок и воздействий, а также предельные значения прогибов и перемещений элементов конструкций следуетпринимать согласно требованиям [5].

За расчетную температуру в районе строительства следует принимать температуру наружного воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью **0,98.**

Расчетная технологическая температура устанавливается заданием на разработку строительной части проекта.

Расчетные схемы и основные предпосылки расчета должны отражать действительные условия работы стальных конструкций.

Элементы конструкций**,** рассматриваемые в **[4],** подразделяются на три класса в зависимости от напряженно-деформируемого состояния **(**НДС**)** расчетного сечения**:**

1-й класс – НДС**,** при котором напряжение по всей площади сечения не превышают расчетного сопротивления стали $|\sigma| \leq R_y$ **(**упругое состояние сечения**);**

2-й класс – НДС**,** при котором в одной части сечения $|\sigma| > R_y,$ а в другой $|\sigma| > R_y,$ **(**упругопластическое состояние сечения**);**

3-й класс – НДС**,** при котором по всей площади сечения $|\sigma| > R_y$, **(**пластическое состояние сечения**,** условный пластический шарнир**).**

3.3. Учет назначения и условий работы конструкций

В зависимости от назначения, условий работы и наличия сварных соединений конструкции следует подразделять на четыре группы согласно приложению В или см. [4, приложение В].

При расчете конструкций и соединений следует учитывать:

- коэффициенты надежности по ответственности γn , принимаемые согласно требованиям СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия;
- коэффициент надежности γu =1,3 для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность с использованием расчетных сопротивлений Ru;
- коэффициенты условий работы элементов конструкций и соединений γc [4, таблица 1].

При проектировании конструкций, возводимых или эксплуатируемых в условиях низких температур, при которых повышается возможность хрупкого разрушения, следует учитывать требования к материалу, конструированию и технологии изготовления.

3.4. Материалы для конструкций и соединений

При назначении стали для конструкций следует учитывать группу конструкций, расчетную температуру, требования по ударной вязкости и химическому составу согласно приложению В или см. [4, приложение В].

Для сварки стальных конструкций следует применять: электроды для ручной, дуговой сварки по ГОСТ 9467; сварочную проволоку по ГОСТ 2246, флюсы по ГОСТ 9087, порошковую проволоку по ГОСТ 26271 для автоматической и механизированной сварки в соответствии с приложением Г или [4, таблица Г1], а также углекислый газ по ГОСТ 8050, аргон по ГОСТ 10157.

Для болтовых соединений следует применять стальные болты и гайки, удовлетворяющие техническим требованиям ГОСТ 1759.0, ГОСТ Р 52627, ГОСТ Р 52628, и шайбы, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 18123.

Болты следует применять по ГОСТ 7798 и ГОСТ 7805 согласно требованиям таблицы Г.5 приложения Г.

Гайки следует применять по ГОСТ 5915 и ГОСТ 5927. При работе болтов на срез и растяжение классы прочности гаек при классе прочности болтов: 5 – при 5.6; 8 – при 8.8; 10 – при 10.9; 12 – при 12.9.

При работе болтов только на срез допускается применять класс прочности гаек при классе болтов: 4 – 5.6 и 5.8; 5 – при 8.8; 8 – при 10.9; 10 – при 12.9.

Шайбы следует применять: круглые по ГОСТ 11371, косые по ГОСТ 10906 и пружинные нормальные – по ГОСТ 6402.

Выбор марок стали для фундаментных болтов следует производить по ГОСТ 24379.0 и требованиям, приведенным в таблице Г.6 приложения Г, а их конструкцию и размеры принимать по ГОСТ 24379.1.

4. Порядок выполнения курсового проекта

4.1. Компоновка конструктивной схемы каркаса

Конструктивную схему каркаса здания формируют в соответствии с исходными данными, учетом технических, эксплуатационных и экономических требований, предъявляемых к каркасам зданий, следующим образом:

- выбирают тип основной несущей системы здания;
- размещают основные несущие конструкции здания;
- выбирают тип сопряжения (жесткое или шарнирное) ригелей с колоннами и колонн с фундаментами;
- устанавливают основные размеры поперечника, тип сечений его элементов;
- обеспечивают неизменяемость пространственной системы каркаса, его жесткость и устойчивость отдельных элементов (разрабатывают схемы связей по покрытию и между колоннами);

- составляют схемы торцевого и продольного (если имеется) фахверков;
- производят выбор ограждающих конструкций здания.

Для оценки несущей способности здания его каркас условно расчленяют на две системы – поперечную, называемую рамой, и продольную. Так, например, в поперечную раму каркаса на рисунке 1.1 следует включить колонны и ригели покрытий и перекрытий; в продольную систему – колонны (входящие одновременно и в поперечную раму), вертикальные связи и те из продольных элементов, которые, одновременно выполняя роль связевых, обеспечивают устойчивость колонн и неизменяемость системы. Обе упомянутые системы могут рассматриваться как отдельно – при плоской конструктивной схеме, так и совместно – при пространственной схеме. Выбор элементов, включаемых в каждую из систем каркаса, производят в зависимости от конструктивной схемы здания. Наибольшее распространение в зданиях получила рамно – связевая схема с рамами в поперечном направлении и с вертикальными связями – в продольном.

4.1.1. Размещение основных несущих конструкций здания

Размещение колонн в плане характеризуют два основных параметра: расстояние между координационными осями продольных рядов колонн (пролет здания) L и расстояние между осями поперек здания (шаг колонн) B. Пролет здания выбирается на основе технологического задания, с учетом экономических факторов и принципов унификации, он может быть от 12 до 36 м и более.

В курсовом проекте пролет определяется заданием на проектирование. Исходя из требований типизации и унификации для наружных колонн поперечных рам принимают шаг 6 и 12 м, для внутренних колонн многопролетных зданий – 6,12,18 и более метров. Вопрос о назначении шага колонн в каждом конкретном случае решается после сравнения вариантов.

В курсовом проекте величина шага колонн принимается с учетом заданной длины здания на основе проектной практики и указаний учебной литературы [1-3].

У торцов здания колонны обычно смещаются с модульной сетки на 500 мм для удобства оформления углов здания стандартными ограждающими панелями, имеющими модульные размеры 6 или 12 м.

4.1.2. Выбор типа сопряжения основных элементов каркаса

Наиболее ответственным моментом при формировании конструктивной и ей соответствующей расчетной схем каркаса является выбор условий сопряжения колонн с фундаментом и ригелей с колоннами. В поперечном направлении геометрическая неизменяемость каркаса должна обеспечиваться поперечной рамой, в продольном при рамно-связевой системе – системой связей по колоннам и конструкциями покрытия и перекрытий.

В плоскости поперечной однопролетной рамы в большинстве случаев отдается предпочтение жесткому спряжению колонн с фундаментом, что обеспечивает неизменяемость рам при шарнирном сопряжении ригелей с колоннами, в продольном направлении – шарнирному как наиболее простому в конструктивном решении.

4.1.3. Компоновка поперечной рамы каркаса

Этот раздел включает определение вертикальных и горизонтальных размеров поперечника здания и выбор типа сечений его элементов.

Вертикальные размеры **(**рис**. 1.1):**

- полезная высота Но (расстояние от уровня чистого пола – отм.0.000 – до низа стропильной фермы);
- расстояние от уровня чистого пола до верха перекрытия Н1 (отметка верха перекрытия);
- расстояние от верха перекрытия до низа стропильной фермы Н2;

- длина колонны до низа стропильной фермы H = Ho + Hв, где Hв – заглубление опорной плиты базы колонны ниже нулевой отметки, которое назначают так, чтобы верх базы не доходил до уровня чистого пола на 50-100мм. Обычно Hв = 400…600мм;

- высота фермы на опоре hro.

Размер hro зависит от типа сопряжения ригеля с колонной. При жестком сопряжении hro ≥ (1/13 … 1/17) L, где L – пролет фермы. При шарнирном сопряжении для пролетов до 36 м эту высоту принимают обычно 3150 мм.

Горизонтальные размеры **(**рис**. 1.1):**

- пролеты здания на осях АБ и БВ;

- привязка наружной грани колонны к разбивочной оси;

- высота сечения колонны в плоскости рамы h в осях А, Б и В.

Этот размер колонны из условия жесткости принимают в пределах $\left(\frac{1}{20}...\frac{1}{30}\right)$H.

4.1.4. Устройство связей

Компоновка конструктивной схемы каркаса производственного здания включает постановку связей по покрытию здания и между колоннами. Примеры устройства связей в зданиях, их назначение, размещение, конструкция и расчет приведены в учебной литературе [1, 3].

В этом разделе пояснительной записки студент должен обосновать необходимость связей в проектируемом здании, указывая места их постановки.

4.1.5. Выбор ограждающих конструкций

В задании на курсовой проект ограждающие конструкции не оговариваются. Студент самостоятельно выбирает их конструктивное решение, руководствуясь учебной литературой.

4.1.6. Пример компоновки конструктивной схемы каркаса малоэтажного производственного здания

Исходные данные**:**

Район строительства – г. Красноярск; пролет здания в осях АВ – 24м, АБ и БВ по 12 м (рис. 4.1), длина здания – 66м; отметка низа ригеля Но = 9 м; отметка верха перекрытия Н1 = 6 м; кратковременная нормативная нагрузка на перекрытие qno = 26 кН/м2; заводские соединения – сварные, монтажные соединения – болтовые; здание отапливаемое с малоуклонной кровлей (i = 1.5%).

В соответствии с исходными данными примера назначаем шаг колонн В = 6 м и опираем на них стропильные фермы. Привязку наружной грани колонны к продольным координационным осям А и В принимаем нулевой (а = 0). У торцов здания для удобства оформлении углов стеновыми панелями колонны смещаем с модульной сетки координационных осей на 500 мм. При заданной длине здания 66 м устройство температурного шва не требуется. Пример расстановки колонн приведен на рис. 4.2.

Сопряжение колонн с фундаментами принимаем жестким, ригелей с колоннами – шарнирное.

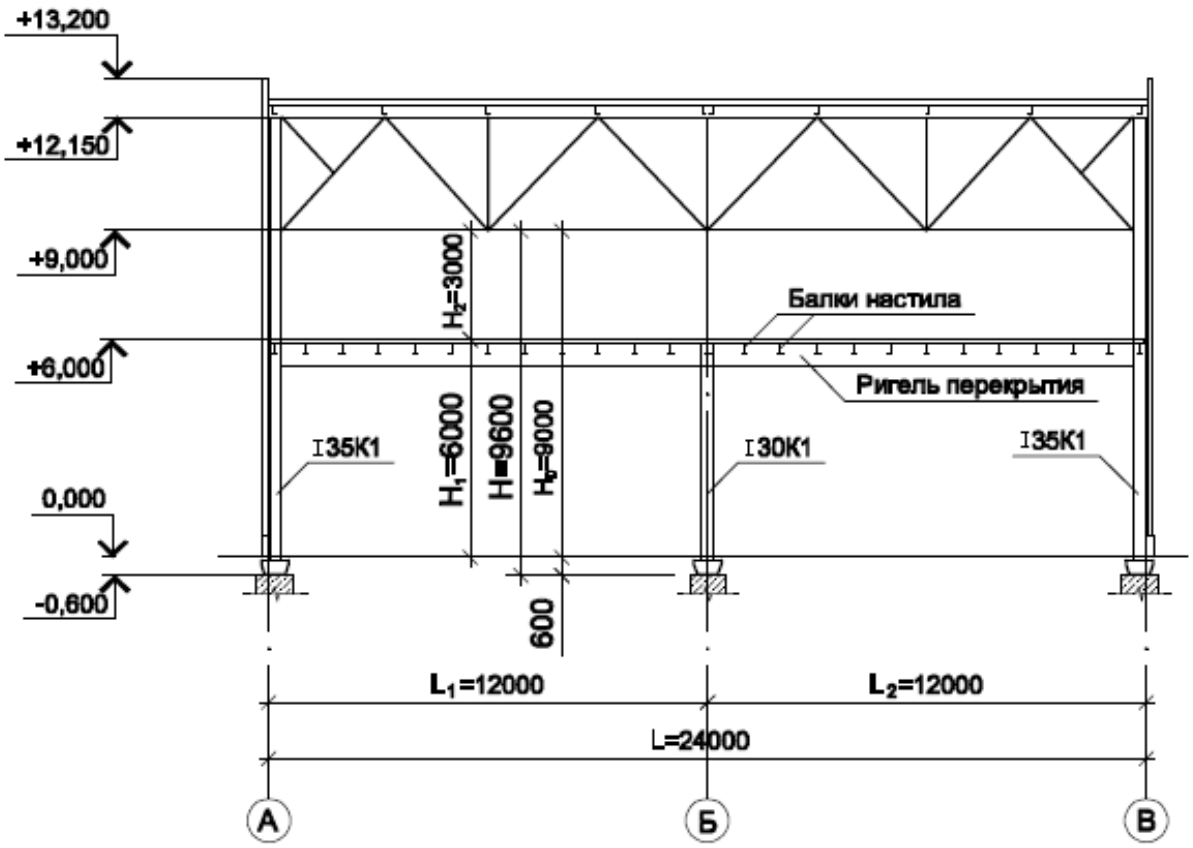


Рис. 4.1. Компоновочная схема поперечной рамы здания

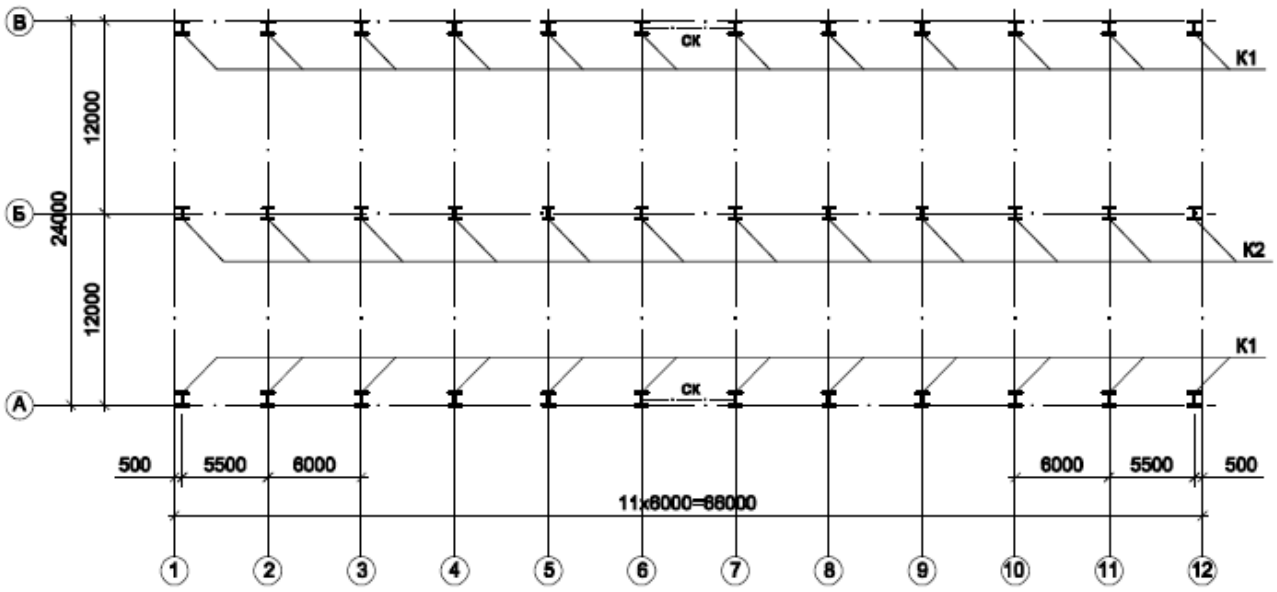


Рис. 4.2 .Схема расположения колонн на отм. 0.000

Размеры поперечной рамы каркаса по вертикали и горизонтали показаны на рисунке 4.1. Определены они по указаниям раздела 4.1.3. Высота сечения колонны по осям А и В в первом приближении соответствуют двутавру 35 К1, так как h > (1/30) Н; по оси Б – двутавру 30К1.

Для обеспечения геометрической неизменяемости пространственной системы каркаса предусмотрены связи по покрытию (рисунок 4.3 а) и связи между колоннами (рисунок 4.3 б). Они позволяют уменьшить расчетную длину элементов конструкций; воспринимают ветровые нагрузки, действующие на каркас, и обеспечивают его пространственную работу.

Стены здания выполняем из сэндвич – панелей.

4.1.7 Компоновка конструктивной схемы перекрытия в здании

Конструкция перекрытия включает систему балок, называемую балочной клеткой, и настил. Различают три типа балочных клеток: упрощенный, нормальный и усложненный [1, 2, 3]. Наиболее часто в зданиях применяют балочные клетки нормального типа. Они состоят из главных балок и балок настила.

Главные балки располагают вдоль большого шага колонн и называют их ригелями перекрытия (рисунок 4.1). Опираются они на колонны каркаса здания.

Балки настила (рисунок 4.1) размещают по длине ригеля с постоянным шагом от 0,6 до 1,6 м при стальном настиле. Расположение их по отношению к ригелю может быть этажным, в одном уровне и пониженным [1, 2, 3]. На рисунке 4.1 показано сопряжение балок настила с ригелем перекрытия в одном уровне, т.е. их верхние пояса располагаются на одной отметке. При таком сопряжении уменьшается высота перекрытия.

Методически компоновку перекрытия выполняют следующим образом:

- выбирают тип балочной клетки;
- устанавливают ее генеральные размеры;
- назначают шаг балок настила;

- разрабатывают узлы сопряжения ригеля перекрытия с колоннами и балками настила.

План перекрытия на отм. 6.000 для рассматриваемого примера показан на рис. 4.4.

4.2. Расчет поперечной рамы

Для определения внутренних усилий в элементах рамы (M, N и Q) необходимо установить ее расчетную схему, собрать нагрузки, действующие на нее, и выявить невыгодные комбинации расчетных усилий для наиболее характерных сечений колонны.

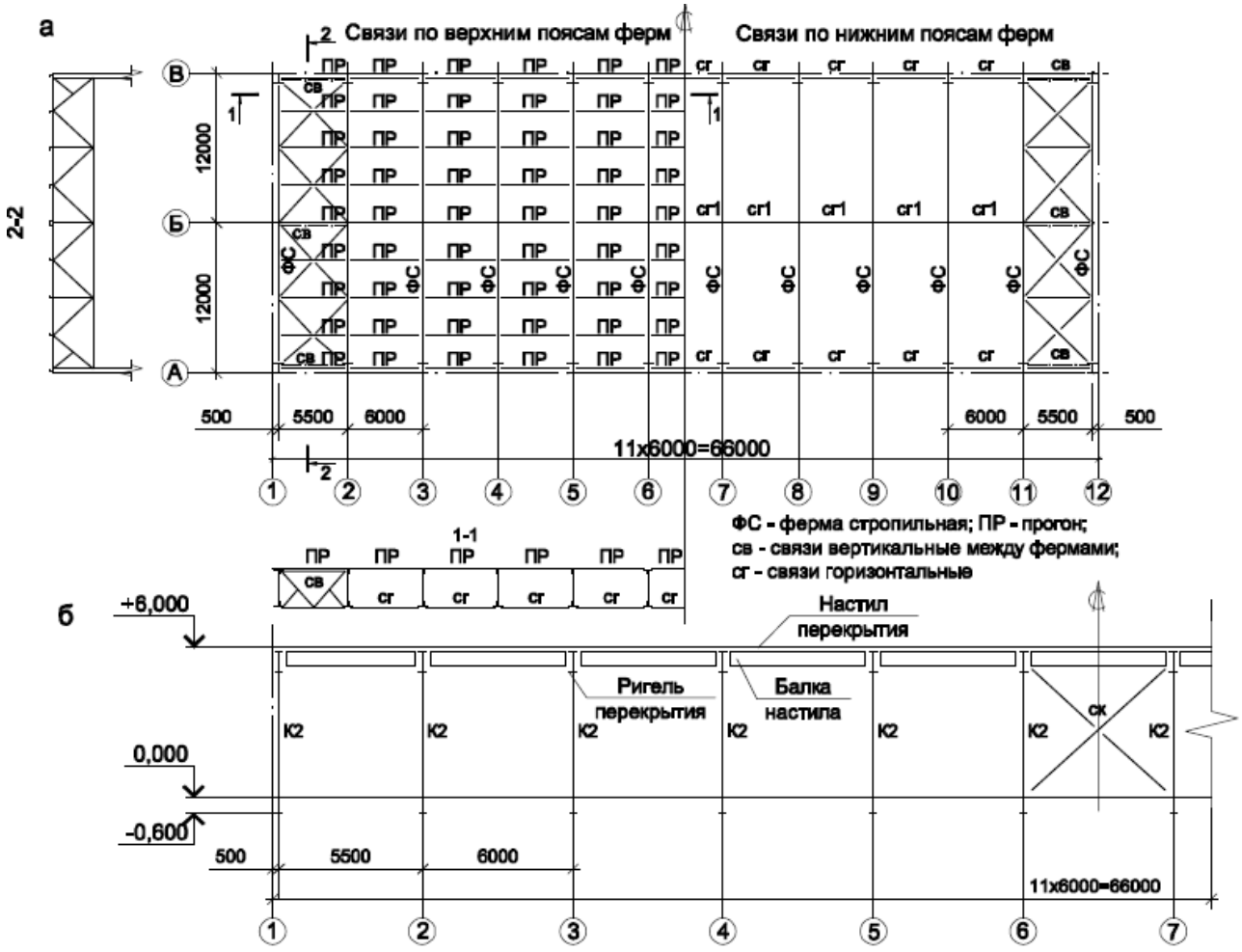


Рис. 4.3. Связи каркаса производственного здания

а – связи покрытия; б – связи между колоннами по оси Б (ск)

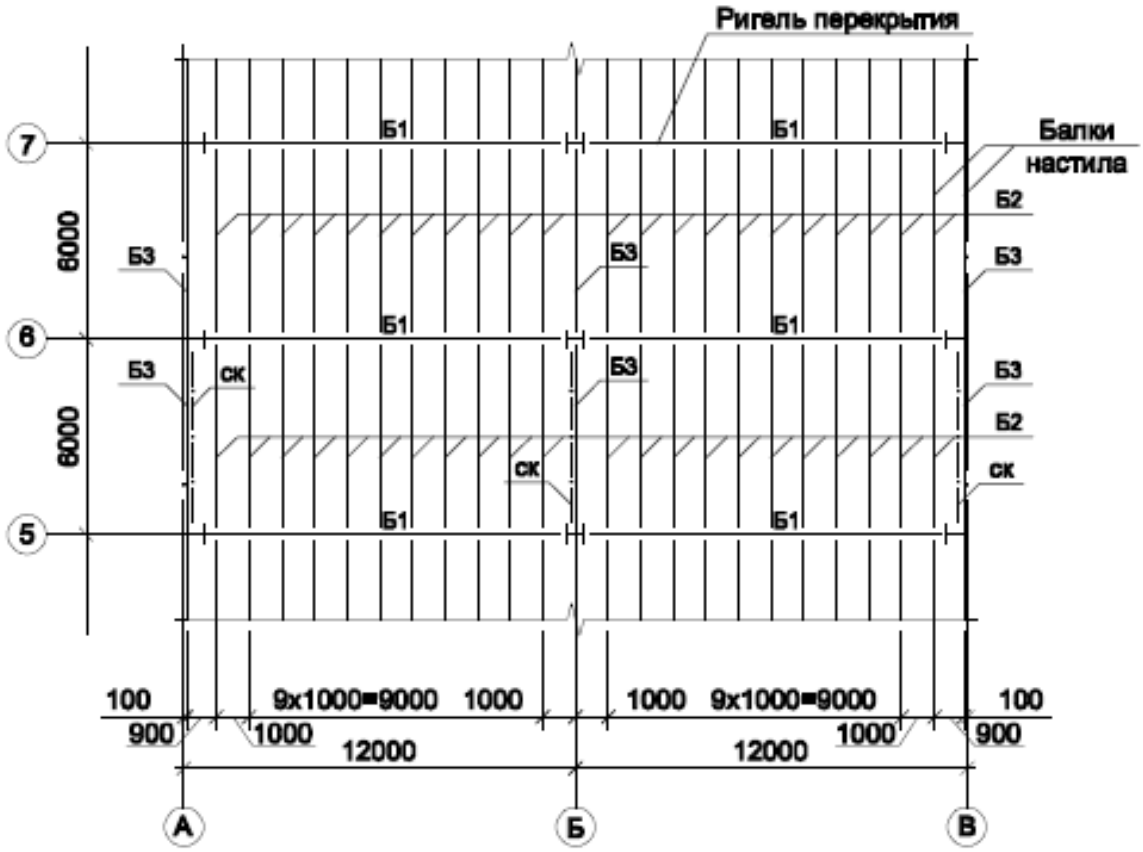


Рис. 4.4. Схема расположения элементов перекрытия на отм. 6.000

4.2.1. Выбор расчетной схемы рамы

Для расчета поперечной рамы ее конструктивную схему (рисунок 4.5) приводят к расчетной. При этом придерживаются следующих правил:

- за оси стержней, заменяющих колонны, условно принимают линии центров тяжести сечений колонн;
- за геометрическую ось ригеля принимают в рамах с жестким защемлением ригеля в колоннах ось нижнего пояса сквозного ригеля (фермы) или середину высоты сплошного; при шарнирном опирании – линию, соединяющую центры опорных шарниров. Ригели с уклоном до 1:10 принимают горизонтальными;
- высота ригеля перекрытия может быть принята в пределах (1/8 – 1/12)L1.

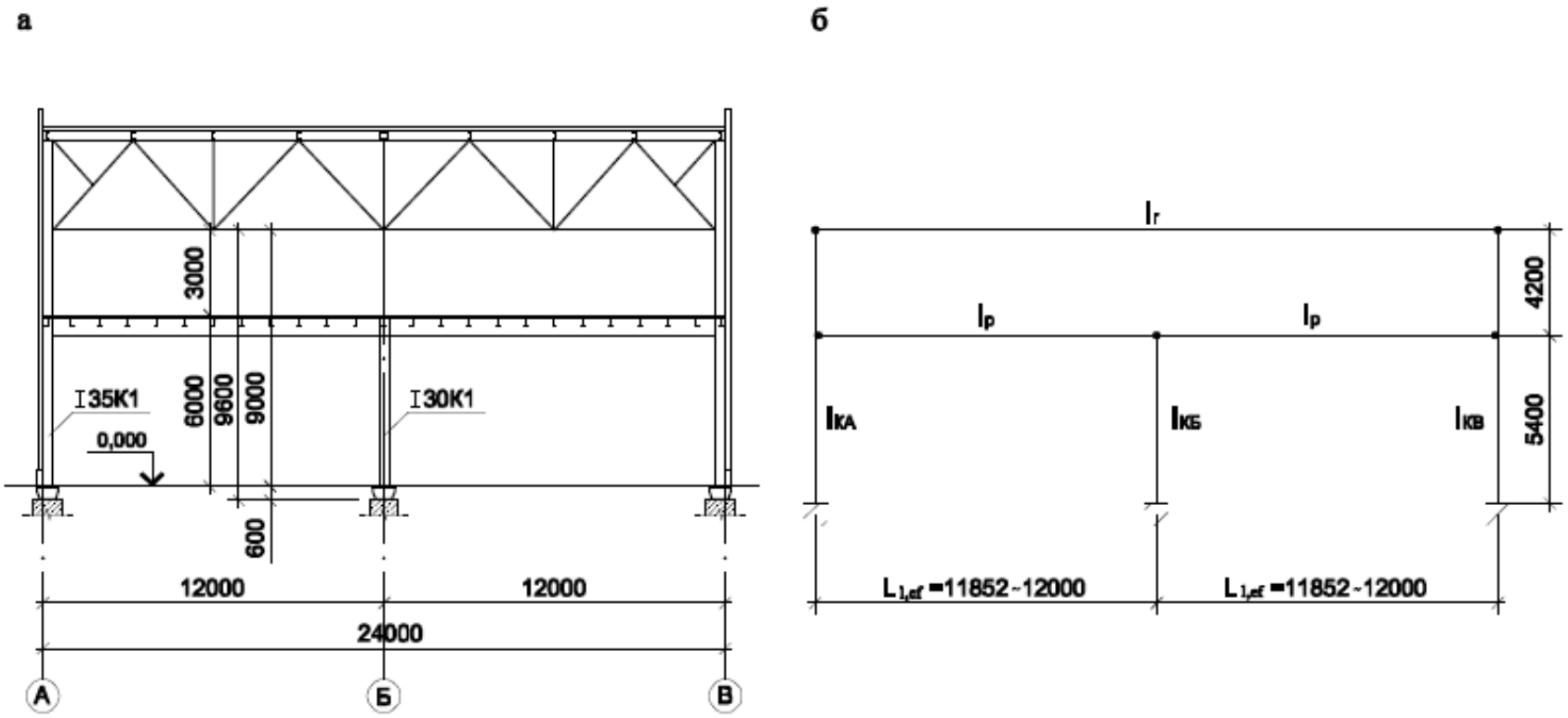


Рис. 4.5. Схемы поперечной рамы каркаса проектируемого здания

а – конструктивная схема; б – расчетная схема

4.2.2. Сбор нагрузок на раму

Поперечную раму рассчитывают на постоянные нагрузки – от веса несущих и ограждающих конструкций здания и временные – от снега, ветра и других нагрузок, если они имеются.

Постоянные нагрузки **(**табл**. 4.1)**

Таблица 4.1

Нагрузки на стропильную ферму от веса конструкций покрытия и кровли

Конструкция покрытия	Измеритель	Нормативная нагрузка	γ_f	Расчетная нагрузка
Кровля	кН/м^2 поверхности			
1. ПВХ-мембрана Renofol CV 1,5 мм		0,016	1,2	0,019
2. Разделительный фильтрующий слой (геотекстиль) – 300 кг/м^3, t = 2 мм		0,006	1,2	0,007
3. Пеноплекс М35 (35 кг/м^3, t=150 мм)		0,052	1,2	0,062
4. Пароизоляция – мастика (1800 кг/м^3, t = 0,01 мм)		0,177	1,3	0,230
Ограждающие конструкции				
1. Стальной профилированный настил Н60-845-0,7		0,085	1,05	0,089
Несущие конструкции				
1. Прогоны прокатные пролетом 6 м (⊏20, m = 18,4 кг/м)		0,06	1,05	0,063
2. Стропильная ферма		0,30	1,05	0,315
3. Связи		0,04	1,05	0,042
Итого:		0,736		0,827

Расчетная постоянная нагрузка на 1 пог.м ригеля покрытия

$q1 = (qr / \cos \alpha) \cdot B = 0,827 \cdot 6 = 4,96$ кН/м;

где α – угол наклона кровли к горизонту. При уклонах кровли $i < 1/8$ можно принимать $\cos \alpha \approx 1$; в рассматриваемом случае i = 1,5%, что меньше 1/8.

При формировании схемы загружения рамы постоянной нагрузкой необходимо определиться с конструкциями покрытия и перекрытий, стен с

учетом их сопряжений с колоннами. Нагрузки от конструкций, которые еще только предстоит запроектировать (фермы, колонны и т.д.), устанавливают по проектам аналогам. При отсутствии проектов-аналогов на стадии предварительных расчетов можно воспользоваться усредненными весовыми показателями, отнесенными к единице (1 м2) площади здания или площади стенового ограждения. Для основных типов конструкций они приведены в [3, табл. П 4.1, П 4.2].

В составе конструкций кровли отапливаемых зданий имеется утеплитель, толщину которого в курсовом проекте допускается принимать ориентировочно, сообразуясь с районом строительства.

Нагрузку от собственного веса конструкций перекрытия подсчитаем в предположении, что она составляет 2-5 % от кратковременной нормативной нагрузки на перекрытие:

$$q_2 = q_{no} \cdot \gamma_{f1} \cdot 0{,}05 \cdot B = 26 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}05 \cdot 6 = 9{,}36 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка от веса колонн:

- колонны по оси А и В из двутавра 35К1 с линейной плотностью m1 = 109,7 кг/м и длиной l1 = 12,75 м

$$G_{k1} = m_1 \cdot \gamma_f \cdot l_1 \cdot 9{,}81 \cdot 10^{-3} = 109{,}7 \cdot 1{,}05 \cdot 12{,}75 \cdot 9{,}81 \cdot 10^{-3} = 14{,}41 \text{ кН};$$

- колонны по оси Б из двутавра 30К1 с линейной плотностью m2 = 84,8 кг/м и длиной 12 = 6,6 м

$$G_{k2} = m_2 \cdot \gamma_f \cdot l_2 \cdot 9{,}81 \cdot 10^{-3} = 84{,}8 \cdot 1{,}05 \cdot 6{,}6 \cdot 9{,}81 \cdot 10^{-3} = 5{,}76 \text{ кН}.$$

Стены здания выполняем из сэндвич-панелей, выпускаемых ООО «Термолэнд». Основу панелей составляют высокоэффективные негорючие минераловатные утеплители. Утеплитель с обоих сторон защемляется облицовочными слоями, создающими дополнительную конструктивную жесткость. В качестве облицовочных применяется профилированный

оцинкованный стальной лист с полимерным покрытием. Технические характеристики панелей приведены в приложении Д.

Раскладка панелей – горизонтальная. Марка панелей – ТМСМ (панель металлическая стеновая с минераловатным утеплителем).

Размеры панелей в мм: длина – 6000, ширина – 1190, толщина – 170 мм.

Узел стенового ограждения показан на рис. 4.6.

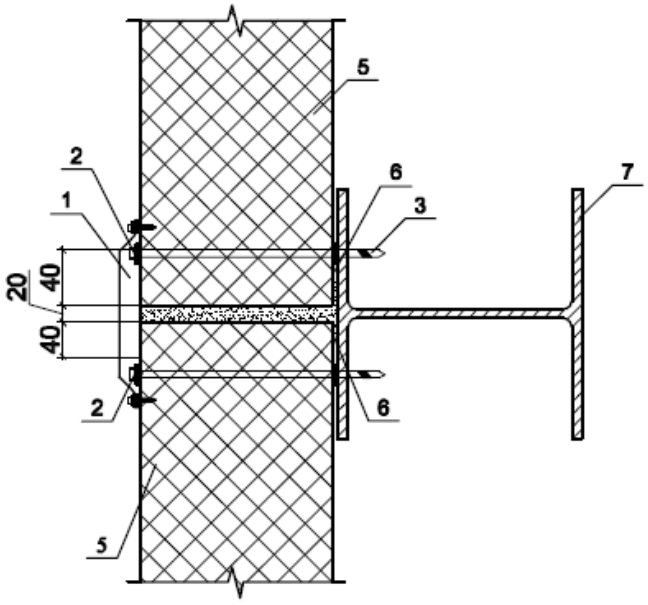


Рис. 4.6. Стык горизонтальных стеновых панелей при металлической колонне
1 – нащельник стены; 2 – самосверлящий шуруп (шаг 300 мм); 3 – самосверлящий шуруп; 4 – монтажная пена; 5 – панель стеновая; 6 – лента уплотнительная; 7 – колонна каркаса

Цокольная часть стен выполняется из легкобетонных панелей шириной 1200 мм.

Таблица 4.2

Нагрузка от веса стенового ограждения

Состав стенового ограждения	Нормативная нагрузка кН/м^2	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Сэндвич-панель толщиной 170 мм, массой 27,7 кг/м^2	0,272	1,2	0,326
Итого	0,272		0,326

Нагрузка от веса стены

$$G_s = 0{,}326 \cdot (13{,}2 - 1{,}2) \cdot 6 = 23{,}47 \text{ кН};$$
$$M_s = G_s \cdot l = 23{,}47 \cdot 0{,}2765 = 6{,}49 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где l = 0,5 • 170 + 20 + 0,5 • 343 = 276,5 мм – эксцентриситет приложения силы

Gs по отношению к расчетной оси рамы (рисунок 4.6).

Загружение поперечной рамы здания постоянными нагрузками показано на рисунке 4.7.

$$G = G_s + G_{k1} = 23{,}47 + 14{,}41 = 37{,}88 \text{ кН}.$$

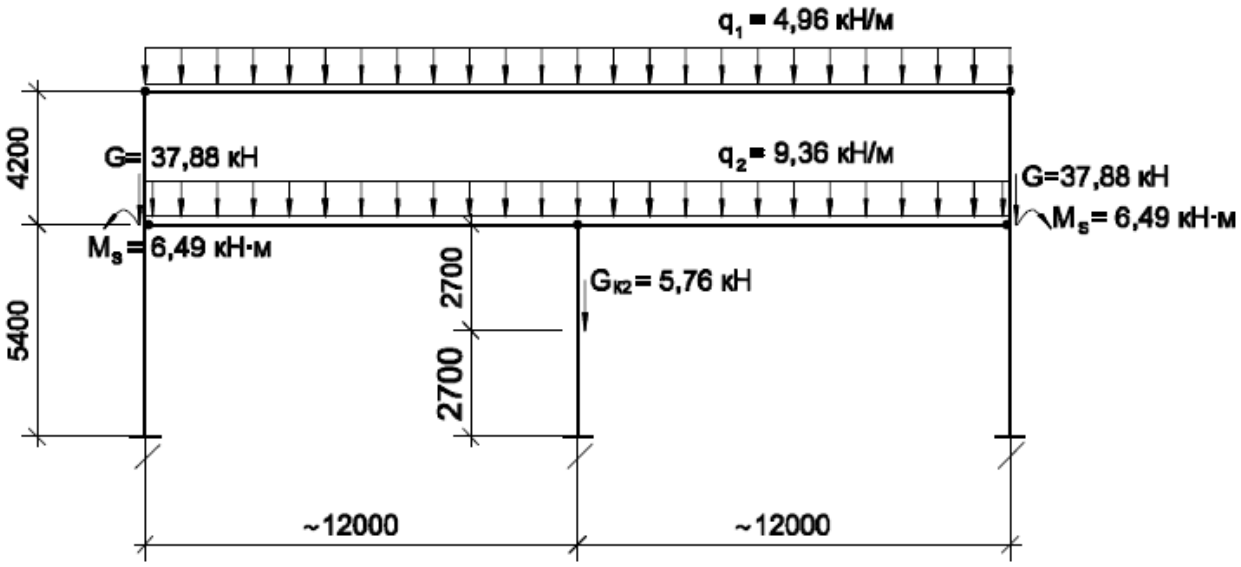


Рис. 4.7. Постоянные нагрузки на раму

Временные нагрузки

Снеговая нагрузка [5, п.10]

Расчетное значение снеговой нагрузки на ригель поперечной рамы без подстропильных конструкций подсчитывается по формуле

$$P = S_o \cdot \gamma_f \cdot B,$$

где So – нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия [5, п. 10.1];

γf = 1,4 – коэффициент надежности для снеговой нагрузки;

B = 6 м – шаг колонн.

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется по формуле

$$S_o = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_q;$$

здесь Sq – вес снегового покрова на 1 м2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый по приложению Е, таблица Е1 или [5, таблица 10.1] в зависимости от снегового района Российской Федерации;

ce – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра [5, п.10.5]; для пологих покрытий (с уклоном до 12%) однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца V ≥ 2 м/с;

$$c_e = \left(1,2 - 0,1 \cdot V \cdot \sqrt{k}\right) \cdot \left(0,8 + 0,002 \cdot b\right);$$

где k – принимается по приложению Е таблица Е.2 или [5, таблица 10.2];

b – ширина покрытия, принимаемая не более 100 м;

ct – термический коэффициент [5, таблица 10.10];

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие [5, таблица 10.4].

Для города Красноярска:

снеговой район – III (см. карту 1 «Районирование территории Российской федерации по весу снегового покрова» [5, приложение Е]);

Sq = 1,8 кПа по приложению Е таблица Е.1 или [5, таблица 10.1]);

$$c_e = \left(1{,}2 - 0{,}1 \cdot V \cdot \sqrt{k}\right) \cdot \left(0{,}8 + 0{,}002 \cdot b\right) =$$
$$= \left(1{,}2 - 0{,}1 \cdot 3 \cdot \sqrt{0{,}714}\right) \cdot \left(0{,}8 + 0{,}002 \cdot 24\right) = 0{,}8;$$

V = 3 м/с (см. карту 2 «Районирование территории Российской Федерации по средней скорости ветра, м/с, за зимний период» [5, приложение Е]);

k = 0,714 для типа местности В по приложению Е, таблица Е.2 (коэффициент k подсчитан по линейной интерполяции для отметки 13,2 м);

b = 24 м; $c_t = 1$; $\mu = 1$;

$P = S_o \cdot \gamma_f \cdot B = 0{,}7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_q \cdot \gamma_f \cdot B = 0{,}7 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}8 \cdot 1{,}4 \cdot 6 =$
$= 8{,}47$ кН/м.

Воздействие снеговой нагрузки через покрытие на поперечную раму показано на рис. 4.8.

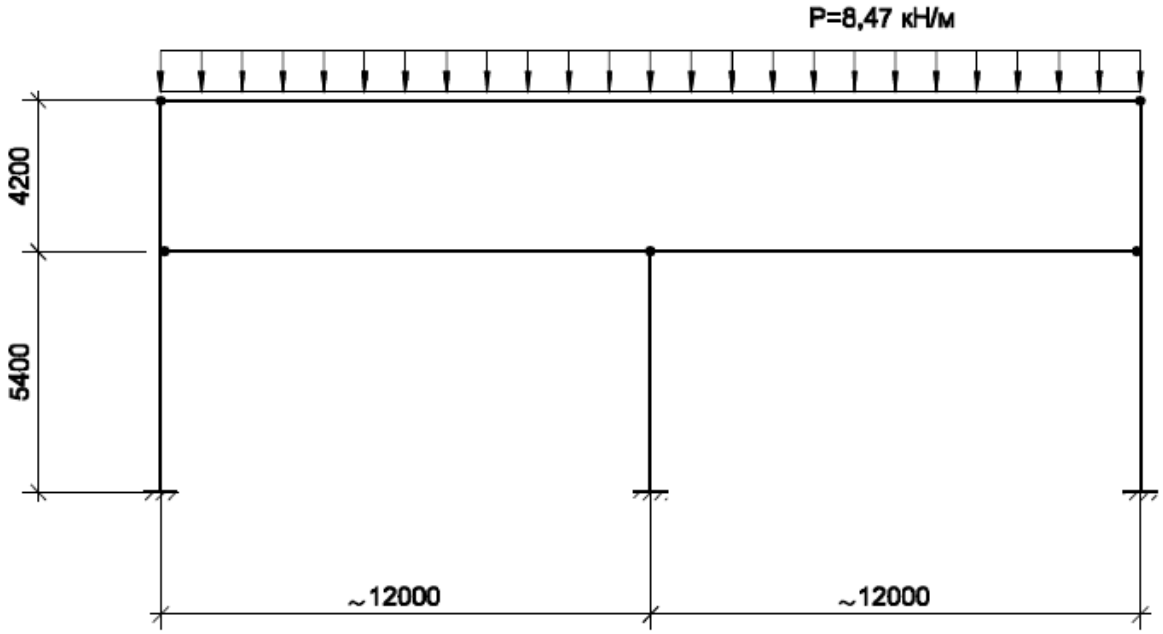


Рис. 4.8. Снеговая нагрузка на раму

Ветровая нагрузка [5]

Согласно нормам [5] ветровую нагрузку следует определять как сумму средней (статической, соответствующей установившемуся скоростному напору ветра) и пульсационной (динамической) составляющих.

$W = W_m + W_p$.

В низких широких зданиях не появляются колебания от ветра и для них рассматривается только статическая составляющая, связанная с разницей давлений внутри помещения и снаружи у стеновых или кровельных ограждений.

Для высоких и низких зданий (высота более 36 м, отношение высоты к пролету более 1,5) учитывается динамическое воздействие ветра.

Далее мы будем рассматривать лишь влияние средней составляющей.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки Wm в зависимости от эквивалентной высоты ze над поверхностью земли следует определять по формуле

$$W_m = W_o \cdot k(z_e) \cdot c,$$

где Wo – нормативное значение ветрового давления [5, 11.1.4];

k(ze) – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты ze [5, 11.1.4 и 11.1.6];

c – аэродинамический коэффициент [5, 11.1.7].

Нормативное значение ветрового давления Wo принимается в зависимости от ветрового района по приложению Е, таблица Е.3 или [5, таблица 11.1].

Ветровой район устанавливается по карте «Районирование территории Российской Федерации по давлению ветра» [5, приложение Ж, карта 3]. Для г.Красноярска (III район) Wo = 0,38 кН/м2.

Коэффициент k(ze) определяется по приложению Е, таблица Е.2 или по [5, таблица 11.1] в зависимости от типа местности А, В и С (см. приложение Е.4, таблица Е.2). Принимаем тип местности В (городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м). Коэффициент k для этого типа местности на высоте z £ 5 м равен 0,5; при z = 10 м k = 0,65; при z = 20 м k = 0,85. Строим по исходным данным примера эпюру фактического распределения ветровой нагрузки по высоте здания (рисунок 4.9 а).

Аэродинамический коэффициент с принимается по [5, приложение Д.1].

Согласно [5, приложение Д.1.2] для вертикальных стен прямоугольных в плане зданий с наветренной стороны ce = 0,8, с подветренной ce = 0,5. Знак «плюс» соответствует направлению давления ветра на соответствующую поверхность (активное давление), знак «минус» – от поверхности (отсос).

В практических расчетах неравномерную по высоте здания ветровую нагрузку на участке от уровня земли до отметки расчетной оси ригеля рамы заменяют эквивалентной равномерно распределенной интенсивностью

$$W_{eq} = W_o \cdot k_{eq} \cdot B.$$

Здесь коэффициент эквивалентности keq = 0,556 принят по приложению Е, таблица Е.4. Ветровую нагрузку с участка от оси ригеля до верхней отметки здания передают в виде горизонтальной сосредоточенной силы. С наветренной стороны интенсивность ветровой нагрузки на колонну (рисунок 4.9 в)

$$q_{eq} = W_{eq} \cdot \gamma_f \cdot c_e = W_o \cdot k_{eq} \cdot \gamma_f \cdot c_e \cdot B = 0{,}38 \cdot 0{,}556 \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}8 \cdot 6 = 1{,}42 \text{ кН/м};$$

с заветренной стороны

$$\bar{q}_{eq} = W_o \cdot k_{eq} \cdot \gamma_f \cdot c_e \cdot B = 0{,}38 \cdot 0{,}556 \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}5 \cdot 6 = 0{,}89 \text{ кН/м}.$$

Здесь коэффициент надежности для ветровой нагрузки γ_f равен 1,4.

Сосредоточенные нагрузки с грузовой площади А1 (4,2х6 м) выше отметки ригеля:

с наветренной стороны

$$W_1 = W_o \cdot \gamma_f \cdot \frac{k_1 + k_2}{2} \cdot h_ш \cdot B \cdot c_e = 0{,}38 \cdot 1{,}4 \cdot \frac{0{,}638 + 0{,}722}{2} \cdot 4{,}2 \cdot 6 \cdot 0{,}8 =$$

$$= 7{,}29 \text{ кН};$$

с заветренной стороны

$$\overline{W_1} = W_o \cdot \gamma_f \cdot \frac{k_1 + k_2}{2} \cdot h_ш \cdot B \cdot c_{e1} = 0{,}38 \cdot 1{,}4 \cdot \frac{0{,}638 + 0{,}722}{2} \cdot 4{,}2 \cdot 6 \cdot 0{,}5 =$$

$$= 4{,}56 \text{ кН};$$

Загружение рамы ветровой нагрузкой показано на рис. 4.9.

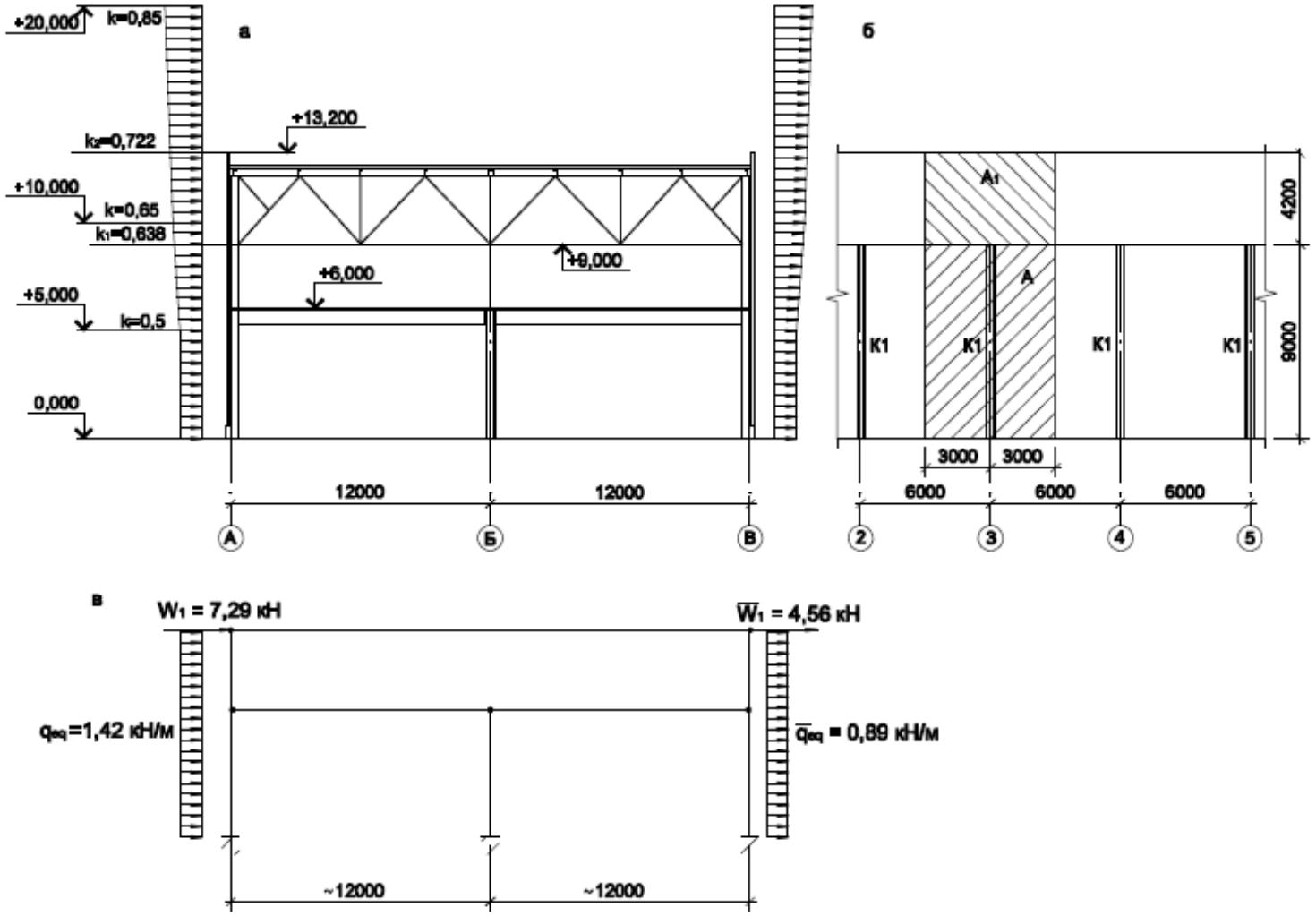


Рис. 4.9. Схема загружения рамы ветровой нагрузкой

а – по нормам проектирования; б – грузовая площадь; в – условная расчетная схема

Кратковременная нагрузка на перекрытие (рис. 4.10)

$q_3 = q_{no} \cdot \gamma_f \cdot B = 26 \cdot 1{,}2 \cdot 6 = 187{,}2$ кН · м.

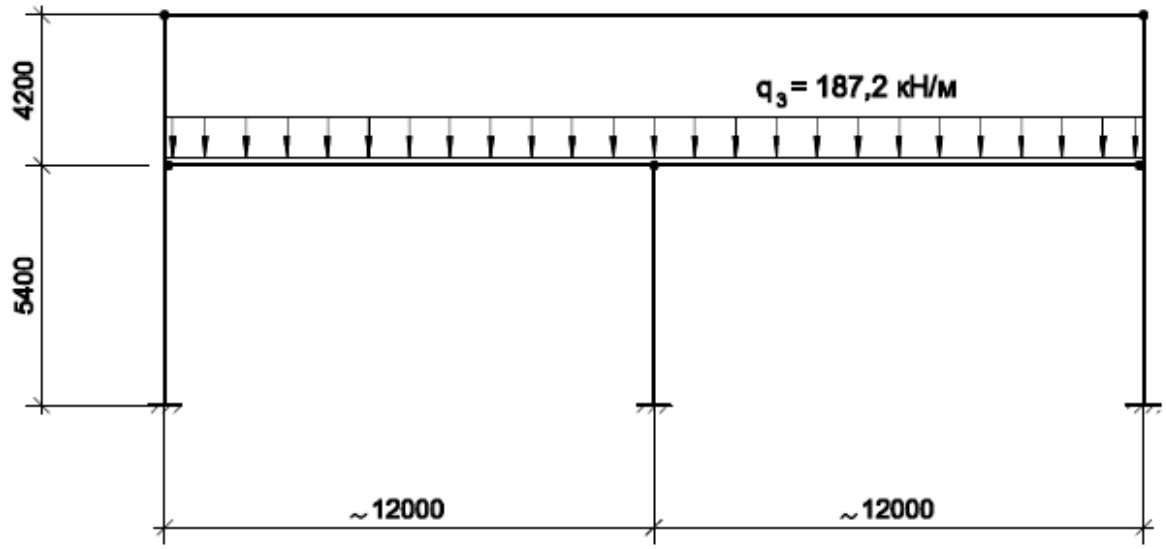


Рис. 4.10. Кратковременная нагрузка на перекрытие

4.2.3. Статический расчет поперечной рамы

Расчет выполняется с использованием расчетной схемы (рисунок 4.5 б). В расчетной схеме сквозной ригель заменяем эквивалентным по жесткости сплошностенчатым, момент инерции которого, если площади сечения поясов неизвестны, можно определить по формуле

$$EI_r = E \cdot \frac{M_{max} \cdot h_r}{2 \cdot R_y} \cdot 1{,}15 \cdot \mu,$$

где Mmax – максимальный изгибающий момент в середине пролета ригеля как в простой балке от расчетной нагрузки (от собственного веса конструкций покрытия и снега);

hr – высота фермы в середине пролета;

1,15 – коэффициент, учитывающий отношение усредненной площади сечения поясов к площади нижнего пояса;

m – коэффициент, учитывающий уклон верхнего пояса: при i = 1/8…1/10 m = 0,7; при i = 1/15 m = 0,8; при i $\approx$ 0 m = 0,9.

Осевая жесткость ригеля

$$EA_r = \frac{4 \cdot E \cdot I_r}{h_r^2}.$$

Для определения жесткостных характеристик сплошностенчатого ригеля перекрытия выполняется его приближенный расчет. Изгибная (EI) и осевая жесткости (EA) колонны подсчитываются в зависимости от геометрических характеристик ее сечения, принятого при компоновке поперечной рамы.

Статический расчет рам можно выполнять опираясь на известные методы строительной механики. Учитывая необходимость выполнения раздельных расчетов по многим видам загружений, целесообразно выполнить статические расчеты на ЭВМ по разработанным для этих целей программным комплексам.

Ориентировочное определение жесткостей элементов рамы для рассматриваемого примера производим в соответствии с вышеизложенными рекомендациями.

Ригель рамы:

$$EI_r = E \cdot \frac{M_{max} \cdot h_r}{2 \cdot R_y} \cdot 1{,}15 \cdot \mu = 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot \frac{966{,}96 \cdot 3{,}15}{2 \cdot 240} \cdot 1{,}15 \cdot 0{,}9 =$$

$$= 135{,}30 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2,$$

где $M_{max} = \frac{(q_1 + p) \cdot L^2}{8} = \frac{(4{,}96 + 8{,}47) \cdot 24^2}{8} = 966{,}96$ кН · м.

$$EA_r = \frac{4 \cdot E \cdot I_r}{h_r^2} = \frac{4 \cdot 135{,}30 \cdot 10^4}{3{,}15^2} = 54{,}54 \cdot 10^4 \text{ кН}.$$

Приближенный расчет ригеля перекрытия пролетом 12 м (ригель сплошностенчатый, двутаврового сечения из листового проката, материал сталь

С345 с Ry = 320 Н/мм2 при t = 2…20 мм):

- расчетная нагрузка, подсчитанная при сборе нагрузок на поперечную раму,

$q_p = q_2 + q_3 = 9{,}36 + 187{,}2 = 196{,}56$ кН/м;

- расчетный изгибающий момент

$$M_{max} = q_p \cdot L_1^2 / 8 = 196{,}56 \cdot 12^2 / 8 = 3538{,}08 \text{ кН·м};$$

- требуемый момент сопротивления сечения

$$W_{req} = M_{max} / (R_y \cdot \gamma_c) = 3538{,}08 \cdot 10^2 / (320 \cdot 10^{-1} \cdot 1) = 11232 \text{ см}^3;$$

- момент инерции сечения при h = 1/10 × L1 = 1/10 × 12 = 1,2 м (высоту ригеля h обычно назначают в пределах 1/8 – 1/12 от пролета)

$$I_p = W_{req} \cdot h/2 = 11232 \cdot 120/2 = 673920 \text{ см}^4;$$

- площадь сечения ригеля при гибкости стенки $l_w = 120$

$$A = \frac{2 \cdot W_{req}}{h} + \frac{2}{3} \cdot \frac{h^2}{\lambda_w} = \frac{2 \cdot 11232}{120} + \frac{2}{3} \cdot \frac{120^2}{120} = 267{,}2 \text{ см}^2.$$

Жесткостные характеристики ригеля перекрытия:

$$EI_p = 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 673920 \cdot 10^{-8} = 138{,}83 \cdot 10^4 \text{ кН·м}^2;$$
$$EA_p = 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 267{,}2 \cdot 10^{-4} = 550{,}43 \cdot 10^4 \text{ кН}.$$

Колонны по осям А и В из I 35 К1:

$$EI_{КА} = EI_{КВ} = 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 31610 \cdot 10^{-8} = 651{,}17 \cdot 10^2 \text{ кН·м}^2;$$
$$EA_{КА} = EA_{КВ} = 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 139{,}7 \cdot 10^{-4} = 287{,}78 \cdot 10^4 \text{ кН}.$$

Колонны по осям Б из I 30 К 1:

$$EI_{КБ} = 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 18110 \cdot 10^{-8} = 373{,}07 \cdot 10^2 \text{ кН·м}^2;$$
$$EA_{КБ} = 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 108 \cdot 10^{-4} = 222{,}48 \cdot 10^4 \text{ кН}.$$

Все исходные данные для статического расчета поперечной рамы сведены в табл. 4.3.

Таблица 4.3

Исходные данные для расчета поперечной рамы

Показатель	Расчетное значение
Расчетные пролеты рамы, м:	
$L_{1,ef}$ (оси АБ и БВ)	12,00
L_{ef} (оси АВ)	24,00
Длина колонны по оси А и В (H_A и H_B) до низа ригеля покрытия, м	9,60
Длина колонны по оси Б ($H_Б$), м	6,60
Изгибные и продольные жесткости ригелей и колонн:	
$EI_г$, кН·м^2	$135{,}30 \cdot 10^4$
$EA_г$, кН	$54{,}54 \cdot 10^4$
$EI_р$, кН·м^2	$138{,}83 \cdot 10^4$
$EA_р$, кН	$550{,}43 \cdot 10^4$
$EI_{КА}$, кН·м^2	$651{,}17 \cdot 10^2$

Окончание табл. 4.3

Показатель	Расчетное значение
$EA_{КА}$, кН	$287{,}78 \cdot 10^4$
$EI_{КВ}$, кН·м^2	$651{,}17 \cdot 10^2$
$EA_{КВ}$, кН	$287{,}78 \cdot 10^4$
$EI_{КБ}$, кН·м^2	$373{,}07 \cdot 10^2$
$EA_{КБ}$, кН	$222{,}48 \cdot 10^4$
Постоянная нагрузка на ригель покрытия, кН/м	4,96
Постоянная нагрузка на ригель перекрытия, кН/м	9,36
Вес колонны (по оси Б) $G_{К2}$, кН	5,76
Вес стены без учета веса цокольной панели и вес колонны (по оси А или В) G, кН	37,88
Момент от веса стены M_S, кН·м	6,49
Снеговая нагрузка на ригель покрытия Р, кН/м	8,47
Кратковременна нагрузка на перекрытие рамы q_3, кН/м	187,20
Ветровая нагрузка:	
распределенная на колонну с наветренной стороны q_{eq}, кН/м	1,42
распределенная на колонну с заветренной стороны $\bar{q}_{eq}$, кН/м	0,89
сосредоточенная вдоль ригеля с наветренной стороны W_1, кН	7,29
сосредоточенная вдоль ригеля с заветренной стороны $\bar{W}_1$, кН	4,56

В рассматриваемом примере расчет поперечной рамы выполнен по программе «SCAD». Эпюры усилий в раме представлены на рисунках 4.11 – 4.14.

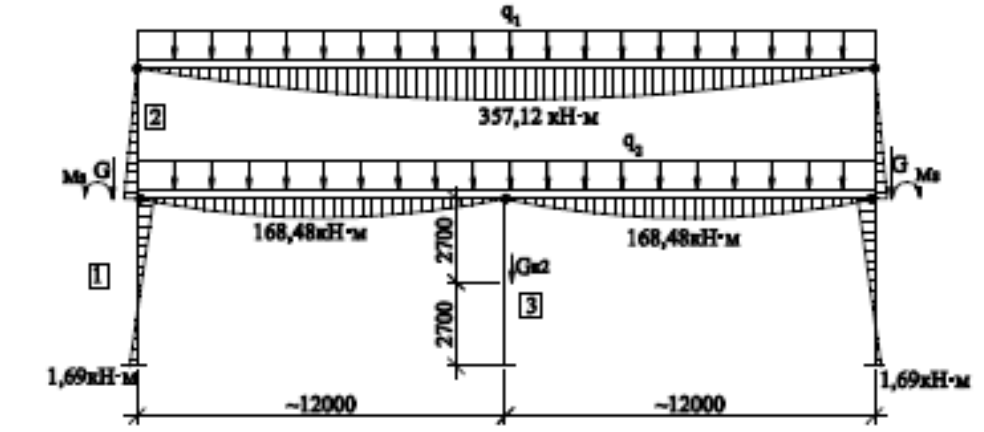
Отдельные результаты счета приведены в таблицах 4.4 и 4.5.

4.2.4. Определение расчетных сочетаний усилий

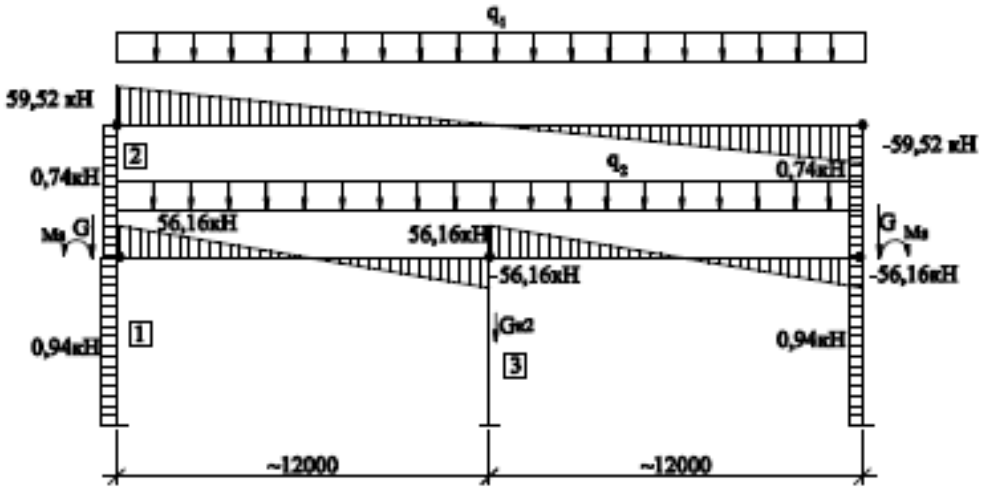
Расчеты элементов каркаса здания должны выполняться с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок и им соответствующих усилий. Эти сочетания устанавливают на основе анализа возможных вариантов одновременного действия различных нагрузок. Для этого статический расчет рамы производят отдельно на каждую нагрузку (снеговую, ветровую и др.) или на группу нагрузок, которые не могут действовать изолированно одна от другой (собственный вес конструкций покрытия, стен и др.). Пользуясь данными такого расчета, находят для каждого расчетного сечения рамы свою комбинацию нагрузок, которая создает наиболее неблагоприятные условия работы этого сечения.

Нормами предусмотрены два вида основных сочетаний и одно особое сочетание нагрузок.

Эпюра M от постоянной нагрузки



Эпюра Q от постоянной нагрузки



Эпюра N от постоянной нагрузки

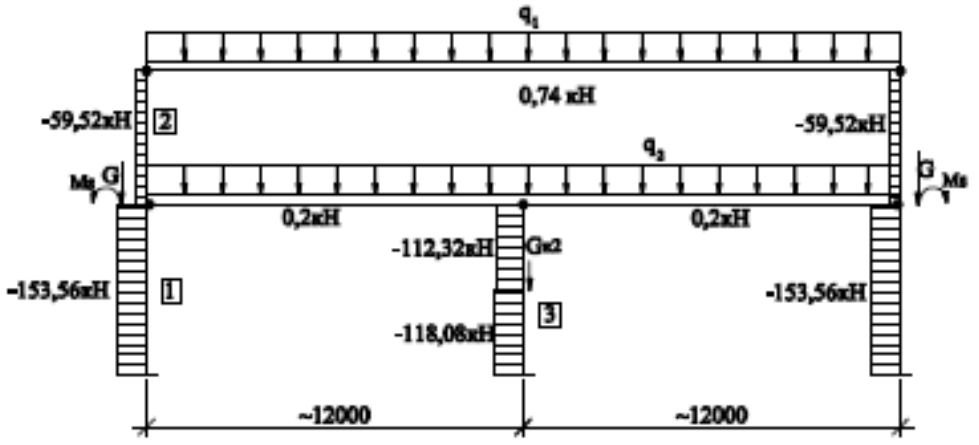
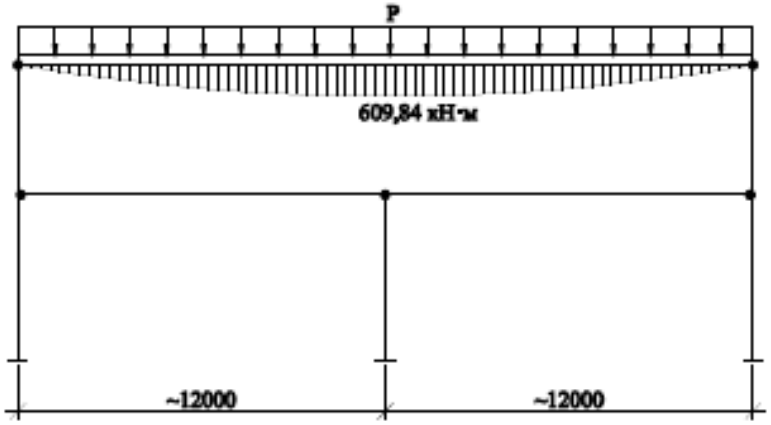
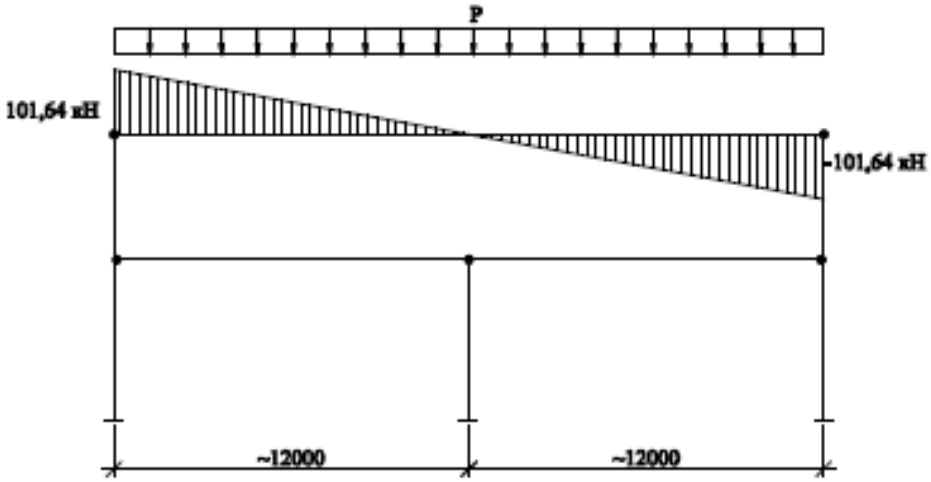


Рис. 4.11. Эпюры усилий в раме от постоянных нагрузок

Эпюра M от снеговой нагрузки



Эпюра Q от снеговой нагрузки



Эпюра N от снеговой нагрузки

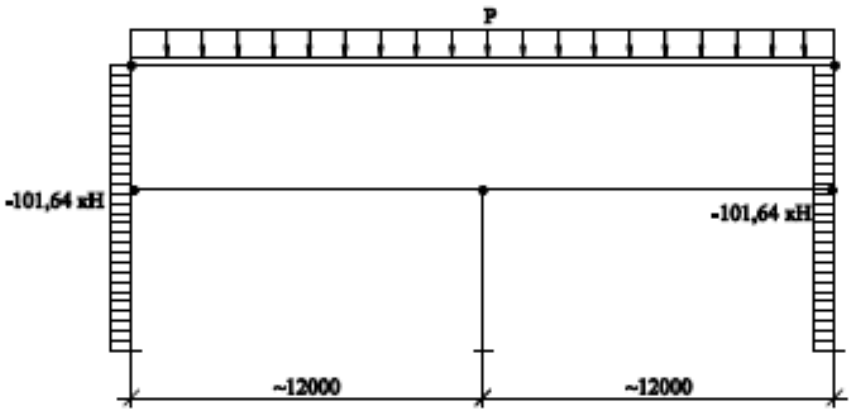
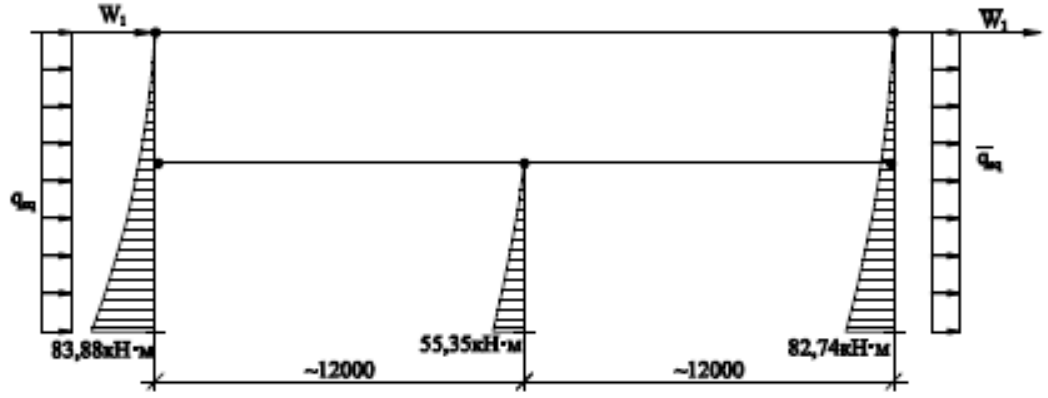
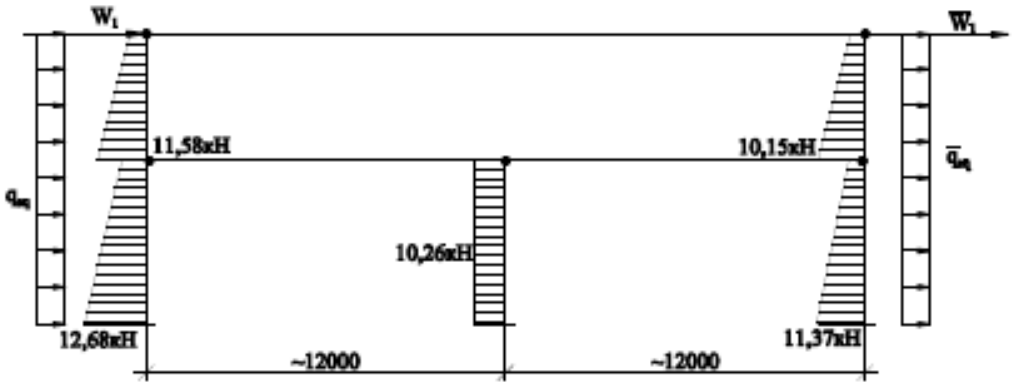


Рис. 4.12. Эпюры усилий в раме от снеговой нагрузки

Эпюра M от ветровой нагрузки



Эпюра Q от ветровой нагрузки



Эпюра N от ветровой нагрузки

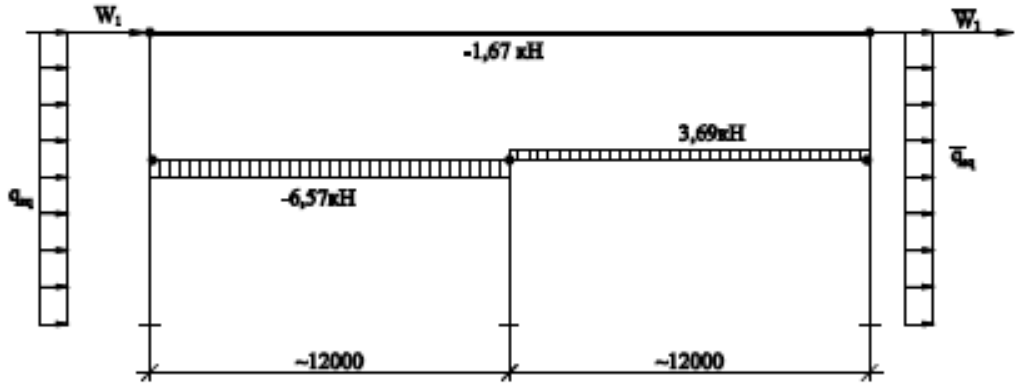
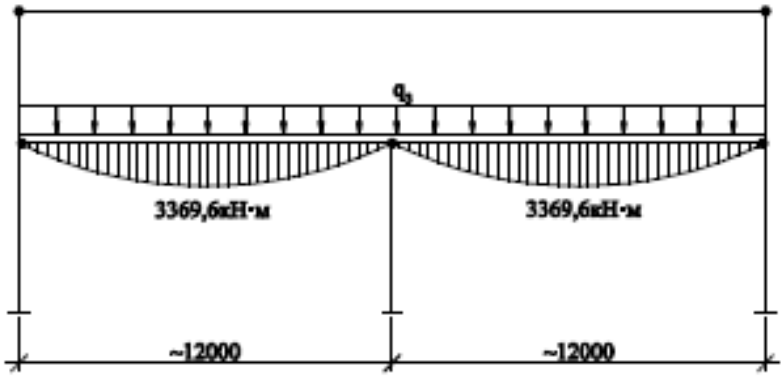
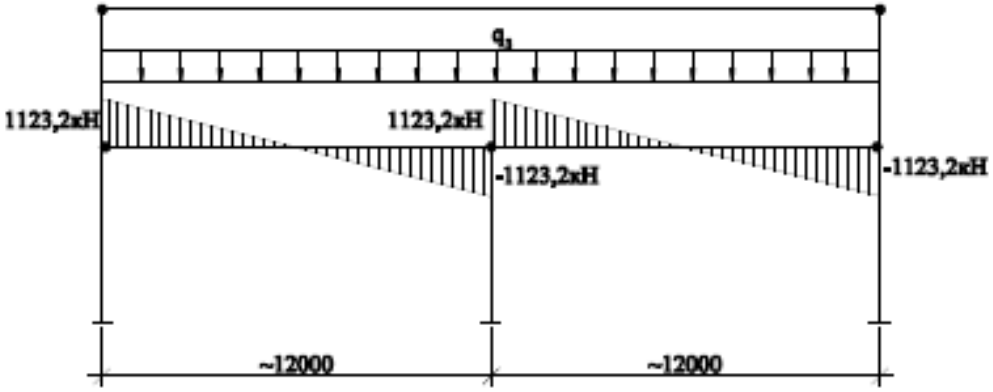


Рис. 4.13. Эпюры усилий в раме от ветровой нагрузки

Эпюра M от кратковременной нагрузки



Эпюра Q от кратковременной нагрузки



Эпюра N от кратковременной нагрузки

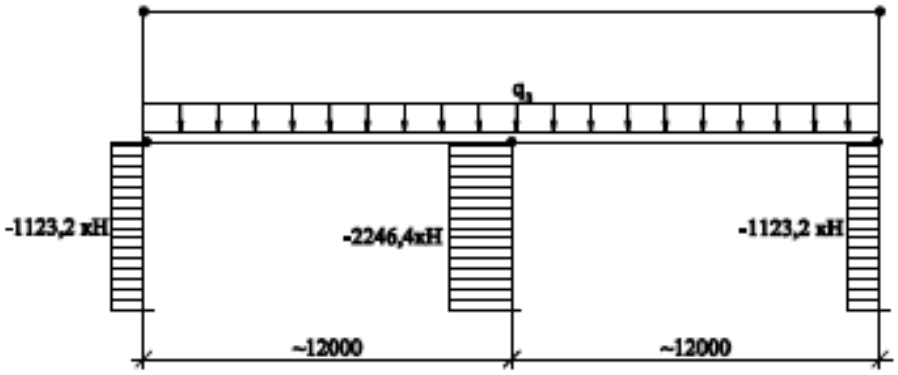


Рис. 4.14. Эпюры усилий в раме от кратковременной нагрузки на ригель перекрытия

Таблица 4.4

Расчетные усилия по каждому виду загружения для ригеля перекрытия

Расстояние от опоры, м	Вид усилия	Усилия от нагрузки, кН, кН·м				
		постоянной	снеговой	ветровой		кратковременной
				слева	справа	
		1	2	3	4	5
0	M	0	0	0	0	0
	N	+0,20	0	-6,57	+3,69	0
	Q	+56,16	0	0	0	1123,2
2,5	M	111,15	0	0	0	2223,0
	N	+0,20	0	-6,57	+3,69	0
	Q	32,73	0	0	0	655,20
6	M	168,48	0	0	0	3369,6
	N	+0,20	0	-6,57	+3,69	0
	Q	0	0	0	0	0

Таблица 4.5

Расчетные усилия по каждому виду загружения для колонн рамы по осям А и Б

Ось	Элемент	Вид усилия	Усилия от нагрузки, кН, кН·м				
			постоянной	снеговой	ветровой		кратковременной на перекрытие
					слева	справа	
			1	2	3	4	5
А	1	M	1,69	0	83,88	-82,74	0
		N	-153,56	-101,64	0	0	-1123,2
		M	-3,39	0	36,11	-34,59	0
		N	-153,56	-101,64	0	0	-1123,2
	2	M	3,10	0	36,11	-34,59	0
		N	-59,52	-101,64	0	0	0
		M	0	0	0	0	0
		N	-59,52	-101,64	0	0	0
Б	3	M	0	0	55,35	-55,35	0
		N	-118,08	0	0	0	-2246,4
		M	0	0	0	0	0
		N	-112,32	0	0	0	-2246,4

· Основное сочетание с одной кратковременной нагрузкой допускает одновременно учитывать все постоянные, все временные длительные и одну кратковременную нагрузку, причем все эти нагрузки можно принимать без

снижения, т.е. с коэффициентом сочетаний ψ = 1.

· Основное сочетание с двумя и более кратковременными нагрузками позволяет одновременно учитывать любые нагрузки, кроме особых. При этом временные длительные принимают с коэффициентом сочетаний ψ = 0,95, а кратковременные – с ψ = 0,9.

· В особых сочетаниях можно учитывать постоянные нагрузки, временные длительные с y = 0,95, кратковременные с ψ = 0,8 и одну особую нагрузку с y = 1.

Для расчета конструкций расчетные усилия определяют для всех характерных сечений элементов рамы, в которых ожидаются наибольшие усилия.

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

Возможные расчетные комбинации усилий для двух видов основного сочетания нагрузок в ригеле и колонне ряда Б даны соответственно в таблицах 4.6 и 4.7.

4.3. Расчет элементов перекрытия здания на отм**. 6.000** м

4.3.1. Расчет стального настила

Простейшая конструкция настила перекрытия состоит из плоского стального листа, уложенного на балки настила и приваренного к ним (рисунок 4.15).

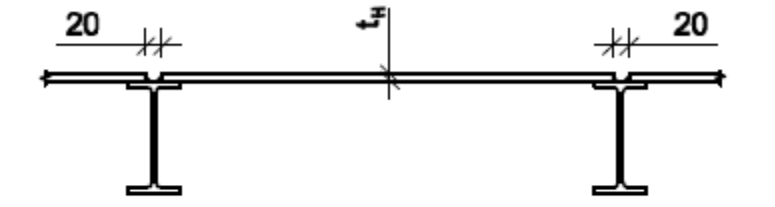
В практике проектирования в качестве расчетной схемы такого настила (рисунок 4.15 б) принимают тонкую длинную пластинку с шарнирнонеподвижным закреплением краев [1-3]. За расчетный пролет настила lн принимается расстояние между балками настила.

Таблица 4.6

Расчетные усилия при невыгодных сочетаниях нагрузок для ригеля перекрытия на опоре (x = 0) и на расстояниях 2,5 и 6 м от опоры

Сочетания усилий		Расстояние от опоры								
		x = 0			x = 2,5 м			x = 6 м		
		M, кН·м	N, кН	Q, кН	M, кН·м	N, кН	Q, кН	M, кН·м	N, кН	Q, кН
ψ=1	$+M_{max}$	1,3			1,5			1,5		
	N_s	0	-6,37	56,16	2334,15	0,20	687,93	3538,07	0,20	0
	$-M_{max}$	1,3			-			-		
	N_s	0	-6,37	56,16	-	-	-	-	-	-
	N_{max}	1,3			1,3			1,3		
	$+M_s$	0	-6,37	56,16	111,15	-6,37	32,73	168,47	6,37	0
	N_{max}	1,3			-			-		
	$-M_s$	0	-6,37	56,16	-	-	-	-	-	-
ψ=0,9	$+M_{max}$	1, 3, 5			1, 3, 5			1,3,5		
	N_s	0	-5,71	1067,04	2111,85	-5,71	622,41	3201,11	-5,71	0
	$-M_{max}$	1, 3, 5			-			-		
	N_s	0	5,71	1067,04	-	-	-	-	-	-
	N_{max}	1, 3, 5			1, 3, 5			1, 3, 5		
	$+M_s$	0	-5,71	1067,04	2111,85	-5,71	622,41	3201,11	-5,51	0
	N_{max}	1, 3, 5			-			-		
	$-M_s$	0	-5,71	1067,01	-	-	-	-	-	-

а



б

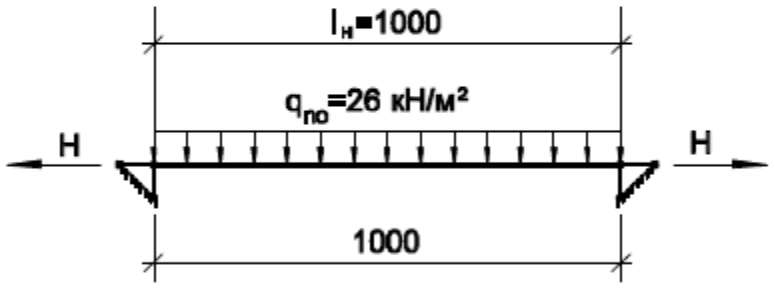


Рис. 4.15. Плоский стальной настил
а – конструктивная схема настила; б – расчетная схема настила

Таблица 4.7

Расчетные усилия при невыгодных сочетаниях нагрузок для колонны рамы по оси Б

		Элемент – сечение колонны по оси Б (рисунок 4.11)			
		3 – 1		3 – 2	
		M, кН·м	N, кН	M, кН·м	N, кН
ψ = 1	$+M_{max}$	1,3		1,5	
	N_s	55,35	-118,08	0	-2358,72
	$-M_{max}$	1,4		1,5	
	N_s	-55,35	-118,08	0	-2358,72
	N_{max}	1,5		1,5	
	$+M_s$	0	-2364,48	0	-2358,72
	N_{max}	1,5		1,5	
	$-M_s$	0	-2364,48	0	-2358,72
ψ = 0,9	$+M_{max}$	1, 4, 5		1, …, 5	
	N_s	49,82	-2139,84	0	-2134,08
	$-M_{max}$	1, 4, 5		1, …, 5	
	N_s	-49,82	-2139,84	0	-2134,08
	N_{max}	1, 3, 5		1, …5	
	$+M_s$	49,82	2139,84	0	-2134,08
	N_{max}	1, 3, 5		1, …, 5	
	$-M_s$	-49,82	2139,84	0	-2134,08

При нагрузке q £ 50 кН/м2 прочность стального настила будет обеспечена и его толщину tн определяют по прогибу. При этом вертикальный предельный прогиб настила fu = lн /120 при пролете lн £ 1 м [5, приложение Е, таблица Е.1].

В качестве листового проката для настила следует принимать сталь толстолистовую по ГОСТ 19903-74* или сталь листовую рифленую по ГОСТ 8568-77* (см. приложение Ж, таблицы Ж.1, Ж.2, Ж.3).

Конструктивные требования к настилу: tн, min = 6 мм.

Методику расчета настила проиллюстрируем на примере.

Исходные данные

Конструктивная схема настила на рисунке 4.15 а. Расчетный пролет настила lн = 1000 мм. Материал настила – сталь С245 по приложению В [5, приложение В]; группа конструкций – 3; расчетная температура t = – 40 оС;

нормируемые показатели по ударной вязкости и требования по химическому составу согласно таблицам В.2 и В.3 приложения В. Вертикальный предельный прогиб настила fu = lн /120. Сварка элементов – механизированная дуговая порошковой проволокой (МДСПП), порошковая проволока ПП-АН-3 по приложению Г таблица Г.1.

Расчет настила

Нормативная нагрузка на 1 м2 настила qn,o = 26 кН/м2.

Толщина настила при вертикальном предельном прогибе fu = lн /120

$$\frac{l_н}{t_н} = \frac{4l_н/f_u}{15}\left(1+\frac{72E_1}{[l_н/f_u]^4 q_{no}}\right) = \frac{4\cdot 120}{15}\left(1+\frac{72\cdot 2{,}26\cdot 10^5\cdot 10^3}{[120]^4\cdot 26}\right) = 128{,}58;$$

$t_н$ = 100 /128,58 = 0,78 см. Здесь E_1 = 2,26 ×10^5 Н/мм2.

Настил проектируем из листовой рифленой стали (ГОСТ 8568-77*);

$t_н$ = 8 мм; ширина листов 980 мм (см. приложение Ж, таблица Ж.2).

4.3.2. Общий алгоритм проектирования балок

В зависимости от назначения и условий эксплуатации конструкций расчет изгибаемых элементов (балок) следует выполнять без учета или с учетом пластических деформаций в соответствии с подразделением элементов на три класса согласно стр. 10.

Балки 1-го класса следует применять для всех видов нагрузок и рассчитывать в пределах упругих деформаций; балки 2-го и 3-го классов следует применять для статических нагрузок и рассчитывать с учетом развития пластических деформаций.

Проектирование балок любой конструктивной формы включает следующее.

1. Формирование исходных данных:

- конструктивная форма балки;
- класс балки (стр. 8 – основные расчетные требования);
- статическая схема балки;
- коэффициент условий работы γc [4, таблица 1];

- коэффициент надежности по ответственности γn [8];
- пролет балки l;
- материал балки – сталь с указанием группы конструкций, расчетной температуры района строительства, требований по ударной вязкости и химическому составу – см. приложение В или [4, приложение В];
- расчетные характеристики стали: Ry , Run , Rs = 0,58Ry , Rp по таблицам В.4 и В.5 приложения В или [4, приложение В];
- нормативная и расчетная нагрузки на балку, в том числе усилия взаимодействия балки с другими элементами;
- предельный относительный прогиб балки [5, приложение Е, таблица Е.1];
- вид сварки элементов балки, положение швов, характеристика сварочных материалов по приложению Г, таблица Г.1 или [4, приложение Г].

2. Статический расчет балки
- выбор расчетной схемы, соответствующей фактическим условиям работы в составе проектируемого объекта;
- определение внутренних силовых факторов.

3. Конструктивный расчет балки:
- компоновка и подбор сечения;
- вычисление геометрических характеристик подобранного сечения;
- проверка и обеспечение несущей способности балки: прочности, общей устойчивости и местной устойчивости элементов;
- проверка жесткости.

4. Расчет и конструирование соединений элементов балки и ее сопряжений с другими конструкциями.

4.3.3. Расчет балки настила

Балки настила обычно проектируют прокатными из двутавров по ГОСТ 8239-89 или двутавров с параллельными гранями полок типа Б (ГОСТ 26020-83, СТО АСЧМ 20-93), которые наиболее удобны в конструктивном отношении. Проиллюстрируем это на примере.

Исходные данные.

Балки настила – прокатные, из двутавров по ГОСТ 26020-83, тип Б, 1-го класса;

- пролет lбн = 6,0 м;
- статическая схема – однопролетная шарнирно-опертая;
- коэффициент условий работы γc = 1 [4, таблица 1];
- коэффициент надежности по ответственности γn = 1;
- материал балки – сталь С245 по ГОСТ 27772-88* по приложению В или [4, приложение В]; группа конструкций 2, расчетная температура района строительства t = – 40 оС; показатели по ударной вязкости и химическому составу согласно таблицам В.2 и В.3 приложения В;
- расчетные характеристики стали по таблицам В.4 и В.5 приложения В: Ry = 240 Н/мм2 при толщине проката от 2 до 20 мм включительно, Run = 370 Н/мм2; Rs = 0,58 × 240 = 139,2 Н/мм2; Rp = 361 Н/мм2.

Вертикальный предельный прогиб балки fu = lбн /200 [5, приложение Е2].

Нормативная нагрузка на 1 пог.м балки

$$q_{n,бн} = (q_{no} + q_{n1}) \cdot a + q^{св}_{n,бн} = (26+0,62) \cdot 1,00 + 32,9 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 26,94 \text{ кН/м},$$

где $q_{no} = 26$ кН /м^2 – нормативная нагрузка на балочную клетку по примеру;

$q_{n1} = \rho \cdot t_н \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 7850 \cdot 0,008 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,62$ кН/м^2 – вес 1 м^2 настила;

a = 1,00 м – шаг балок настила перекрытия;

32,9 кг/м – масса 1 пог.м балки настила (ориентировочно для балки настила принят 1 30Б1).

Расчетная погонная нагрузка на балку

$$q_{бн} = (q_{no} \cdot \gamma_{f1} + q_{n1} \cdot \gamma_{f2}) \cdot a + q^{св}_{n,бн} \cdot \gamma_{f2} =$$
$$= (26 \cdot 1,2 + 0,62 \cdot 1,05) \cdot 1,00 + 32,9 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,05 = 32,19 \text{ кН/м},$$

где gf1 = 1,2, gf2 = 1,05 – коэффициенты надежности по нагрузке соответсвенно для временной нагрузки по заданию и для нагрузки от собственного веса металлических конструкций [5].

Статический расчет балки (рис. 4.16).

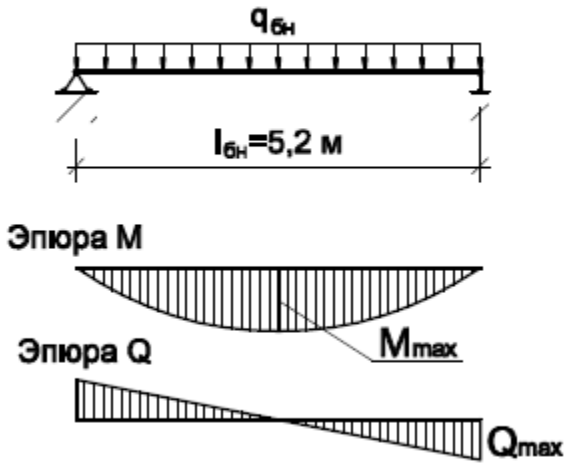


Рис. 4.16. Расчетная схема балки настила

$$M_{max} = \frac{q_{бн} \cdot l_{бн}^2}{8} = \frac{32{,}19 \cdot 6{,}0^2}{8} = 144{,}86 \text{ кН·м};$$

$$Q_{max} = \frac{q_{бн} \cdot l_{бн}}{2} = \frac{32{,}19 \cdot 6{,}0}{2} = 96{,}57 \text{ кН}.$$

Конструктивный расчет балки

По заданию балка настила относится к 1-ому классу и должна быть запроектирована с напряженно – деформируемым состоянием (НДС), при котором напряжения по всей площади расчетного сечения не должны превышать расчетного сопротивления стали $|\sigma| \leq Ry$ (упругое состояние сечения). Для этого класса балок расчет на прочность выполняется по указаниям [4, п.8.2, ф.41-49].

При действии момента в одной из главных плоскостей, что имеет место в нашем случае, условие прочности по нормальным напряжениям для балки 1–го класса сплошного сечения имеет вид

$$\frac{M}{W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1.$$

Из этого условия определяют требуемый момент сопротивления сечения балки

$$W_{req} = M_{max} /(R_y \gamma_c) = 144{,}86 \cdot 100/(240 \cdot 10^{-1} \cdot 1) = 603{,}58 \text{ см}^3.$$

По сортаменту принимаем I 35Б1 и выписываем его геометрические характеристики (СТО АСЧМ 20-93):

$$W_{xn} = 641{,}3 \text{ см}^3;\ I_x = 11095 \text{ см}^4;\ S_x = 358{,}1 \text{ см}^3;$$

$$h = 346 \text{ мм};\ b_f = 174 \text{ мм};\ t_f = 9 \text{ мм};\ t_w = 6{,}0 \text{ мм};\ m_{бн} = 41{,}4 \text{ кг/м}.$$

Учитывая, что при подсчете расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки настила принималась приближенно, следует выполнить корректировку расчета с учетом фактического собственного веса.

Уточненные значения нагрузки и усилий в балке настила:

$$q_{n,бн} = (26 + 0{,}62) \cdot 1{,}00 + 41{,}4 \cdot 9{,}81 \cdot 10^{-3} = 27{,}03 \text{ кН/м};$$

$$q_{бн} = (26 \cdot 1{,}2 + 0{,}62 \cdot 1{,}05) \cdot 1{,}00 + 41{,}4 \cdot 9{,}81 \cdot 10^{-3} \cdot 1{,}05 = 32{,}28 \text{ кН/м};$$

$$M_{n,max} \frac{27{,}03 \cdot 6{,}0^2}{8} = 121{,}64 \text{ кН·м};\ M_{max} = \frac{32{,}28 \cdot 6{,}0^2}{8} = 145{,}26 \text{ кН·м};$$

$$Q_{max} = \frac{32{,}28 \cdot 6{,}0}{2} = 96{,}84 \text{ кН}.$$

Следующим этапом конструктивного расчета является проверка несущей способности балки подобранного профиля. Эта проверка соответствует первой группе предельных состояний, выполняется на расчетные нагрузки и включает проверки на прочность, общую устойчивость балки и местную устойчивость элементов балки.

Проверки на прочность балки 1-го класса, изгибаемой в одной из главных плоскостей, выполняют следующим образом:

- в сечениях с $M = M_{max}$ и $Q = 0$

$$\frac{M_{max}}{W_{n,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \le 1;$$

- в сечениях с $Q = Q_{max}$ и $M = 0$

$$\frac{Q_{max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \le 1.$$

Эпюры нормальных и касательных напряжений в балке 1-го класса приведены на рис. 4.17.

Если проверки на прочность не удовлетворяются, то необходимо принять следующий профиль по сортаменту и выполнить проверки вновь.

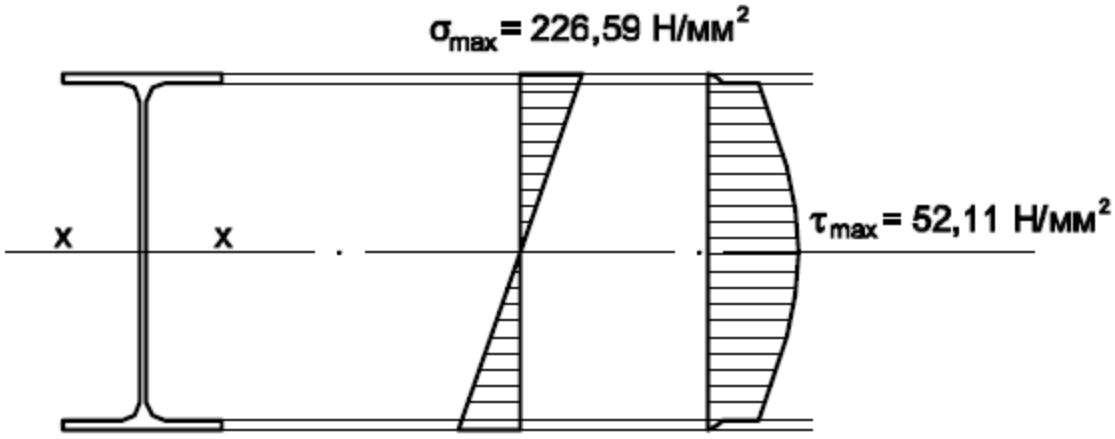


Рис. 4.17. Эпюры напряжений в балке настила

Прочность балки настила (рис. 4.16) проверяем в середине ее пролета (M = Mmax) и на опоре (Q = Qmax).

$$\frac{M_{max}}{W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{145{,}26 \cdot 10^2}{641{,}3 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0{,}94 < 1.$$

$$\frac{Q_{max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{96{,}84 \cdot 358{,}1}{11095 \cdot 0{,}6 \cdot 139{,}2 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0{,}37 < 1.$$

Предельное состояние изгибаемого элемента может наступить до исчерпания прочности – при общей потере устойчивости. Вначале балка изгибается в своей плоскости, совпадающей с плоскостью действия внешней нагрузки, но с достижением балкой критических напряжений она закручивается и выходит из плоскости изгиба. В поясах балки появляются пластические деформации и при нагрузке, несколько превышающей критическую, балка теряет несущую способность. Деформации балки при потере общей устойчивости показаны в [1, рисунок 5.10].

Расчет на общую устойчивость двутавровых балок 1-го класса, имеющих сплошные сечения и удовлетворяющих требованиям прочности, при изгибе в плоскости стенки, совпадающей с плоскостью симметрии сечения, следует выполнять по формуле [4, ф.69]

$$\frac{M_x}{\varphi_b \cdot W_{cx} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \le 1;$$

В формуле обозначено:

φb – коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый по [4, приложение Ж, п. 8.4.2];

Wcx – момент сопротивления сечения относительно оси x – x, вычисленный для сжатого пояса.

Общую устойчивость балок 1 - го класса сплошного сечения следует считать обеспеченной при выполнении условий 8.4.4, а и б [4].

Условие 8.4.4, а:

при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил (плиты железобетонные из тяжелого, легкого и ячеистого бетона, плоский и профилированный металлический настил, волнистая сталь и т.п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и с ним связанный с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и др.; при этом силы трения учитывать не следует.

В нашем примере общая устойчивость балки обеспечивается плоским стальным настилом, передающим нагрузку на балку, опирающимся на ее сжатый пояс и приваренным к нему непрерывным сварным швом.

Местная устойчивость элементов прокатных балок не проверяется, так

как она обеспечена соотношением их размеров, назначенных с учетом устойчи-

вости работы при различных напряженных состояниях.

Проверка деформативности (жесткости) балок относится ко второй группе предельных состояний и направлена на предотвращение условий,

затрудняющих их нормальную эксплуатацию. Суть проверки: максимальный прогиб балок fmax не должен превышать предельных значений fu, установленных нормами проектирования [5, таблица Е.1]; fmax следует определять от нормативных нагрузок.

При невыполнении проверки на жесткость необходимо увеличить сечение балки и снова определить fmax.

Для балки настила

$$f_{max} = \frac{M_{n,max} \cdot l_{бн}^2}{10 \cdot EI_x} = \frac{121{,}64 \cdot 10^2 \cdot 6{,}0^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 11095} =$$

$$= 1{,}92 \text{ см} < f_u = l_{бн}/200 = 6{,}0 \cdot 10^2/200 = 3 \text{ см}.$$

Следовательно, жесткость балки обеспечена.

4.3.4. Расчет и конструирование ригеля перекрытия

Исходные данные

Ригель перекрытия проектируем составного двутаврового сечения из листового проката; 1-го класса;

- пролет ригеля l = 12,0 м;
- статическая схема – однопролетный шарнирно опертый;
- коэффициент условий работы γc = 1 [4, таблица 1];
- материал балки – сталь С345 по ГОСТ 27772-88*, т.к. группа конструкций 2, расчетная температура района строительства t = – 40 оС; показатели по ударной вязкости и химическому составу согласно таблицам В.2 и В.3 приложения В;
- расчетные характеристики стали С345 по таблицам В.4 и В.5 приложения В: Ry = 320 Н/мм2 при толщине проката от 2-х до 20 мм включительно; Run = 470 Н/мм2; Rs = 0,58 × 320 = 185,6 Н/мм2; Rp = 459 Н/мм2;
- расчетные усилия в ригеле по результатам статического расчета поперечной рамы проектируемого здания.

Для сечений ригеля:

опорного (x = 0) M1 = 0; N1 = – 5,71 кН; Q1 = 1067,04 кН;

при x = 2,5 м M2 = 2334,15 кН · м; N2 = 0,20 кН; Q2 = 687,93 кН;

в середине пролета при x = 6,0 м M3 = 3538,07 кН · м; N3 = 0,20 кН; Q3 = 0.

Вертикальный предельный прогиб ригеля fu = *l* /214 (подсчитан по линейной интерполяции между значениями fu = *l* /200 при *l* = 6 м и fu = *l*/250 при *l*

= 24 м) [5, приложение Е, таблица Е.1].

Поясные швы выполняются автоматической сваркой под флюсом (флюс АН-348-А по ГОСТ 9087-81*; сварочная проволока Св-08А по ГОСТ 2246-70*),

положение швов – в лодочку; все остальные швы выполняются механизированной дуговой сваркой (МДСПП), порошковая проволока – ПП-АН-3 (см. приложение Г, таблица Г.1 или [4, приложение Г]).

Конструктивный расчет ригеля перекрытия

Рассчитаем ригель рамы как изгибаемый элемент, так как продольные силы невелики и не оказывают существенного влияния на его работу.

Этапы расчета ригеля как составной балки симметричного двутаврового сечения приведены в [1-3].

1. Требуемый момент сопротивления сечения ригеля

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3538{,}07 \cdot 10^2}{320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 11056{,}57 \text{ см}^3.$$

2. Компоновка и подбор сечения (рисунок 4.18).

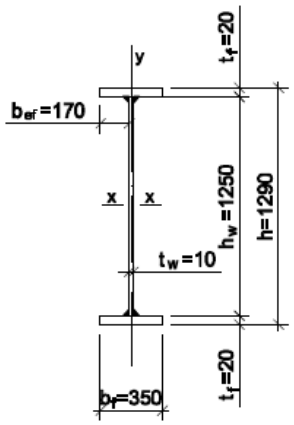


Рис. 4.18. Составное сечение ригеля

Этот этап проектирования заключается в определении геометрических параметров ригеля, обеспечивающих его несущую способность и жесткость. Определим высоту ригеля и размеры его элементов.

Высота ригеля:

минимальная по жесткости [1, 2, 3]

$$h_{min} = \frac{10}{48} \cdot \frac{l^2 \cdot R_y \cdot \gamma_c}{E \cdot f_u} \cdot \frac{M_{n,max}}{M_{max}} = \frac{10}{48} \cdot \frac{12^2 \cdot 10^4 \cdot 320 \cdot 1}{2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 5{,}6} \cdot \frac{2948{,}39}{3538{,}07} = 69{,}35 \text{ см}.$$

Здесь $f_u = l/214 = 12 \cdot 10^2/214 = 5{,}6$ см; $M_{n,max} = M_{max}/\gamma_f = 3538{,}07/1{,}2 = 2948{,}39$ кН·м; $\gamma_f = 1{,}2$ – усредненный коэффициент надежности по нагрузке.

оптимальная по расходу стали при гибкости стенке $\lambda_w = 125$

$$h_{opt} = 1{,}15\sqrt[3]{W_{req} \cdot \lambda_w} = 1{,}15\sqrt[3]{11056{,}57 \cdot 125} = 128{,}10 \text{ см}.$$

Так как hopt = 128,10 см больше hmin = 69,35 см, высоту ригеля назначаем близкой к оптимальной; высоту стенки hw принимаем 1250 мм (сталь толстолистовая по ГОСТ 19903-74*) Толщина стенки ригеля tw = hw /lw = =125,0/125 = 1,0см.

Толщина стенки tw должна удовлетворять условию 6 мм ≤ tw ≥ tw,min и увязана с типовыми размерами листового металлопроката. Минимальная толщина стенки ригеля определяется из условия ее работы на срез:

$$t_{w,min} = k_1 \cdot \frac{Q_{max}}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c},$$

где k1 = 1,5 при работе на срез только одной стенки и k1 = 1,2 при работе на срез всего двутаврового сечения. В этой формуле использовано условие прочности [4, ф.42] для балок 1-го класса.

Минимальная толщина стенки ригеля при работе на срез только стенки

$$t_{w,min} = \frac{k_1 \cdot Q_{max}}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1{,}5 \cdot 1067{,}04}{125 \cdot 185{,}6 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0{,}69 \text{ см} < t_w = 1 \text{ см}.$$

Площадь сечения поясов ригеля подсчитывается по формулам

$$A_f = \frac{W_{req}}{h_w} - \frac{t_w \cdot h_w}{6}; \; A_f = b_f \cdot t_f.$$

При назначении размеров поясов следует учитывать конструктивные требования:

для толщины пояса: $t_w \le t_f \le (2{,}5 \ldots 3{,}0) \cdot t_w$;

для ширины пояса: 180 мм $\le b_f \approx (1/3 \ldots 1/5) \cdot h$.

Учитывая изложенное, подсчитаем площадь сечения пояса ригеля

$$A_f = \frac{W_{req}}{h_w} - \frac{t_w \cdot h_w}{6} = \frac{11056{,}57}{125} - \frac{1{,}0 \cdot 125}{6} = 67{,}62 \text{ см}^2.$$

Принимаем пояс из листа 350х20 мм (сталь толстолистовая по ГОСТ 19903-74*), что удовлетворяет конструктивным требованиям: 10 мм < 20 мм < 2,5 × 10 = 25 мм; 180 мм < 350 мм; 350 мм в пределах (1/3…1/5) × h, т.е. 1/3 · ×1290 = 430 мм, 1/5 × 1290 = 258 мм.

3. Изменение сечения ригеля по длине (рисунок 4.19).

При принятой статической схеме ригеля наивыгоднейшее по расходу стали место изменения сечения поясов находится на расстоянии (1/5…1/6) пролета от опоры. Примем место изменения сечения на расстоянии 2,5 м от опоры; усилия в месте изменения сечения приведены в исходных данных.

Для определения измененной ширины пояса ригеля подсчитываем:

$$W_{req,1} = \frac{M_2}{R_{wy} \cdot \gamma_c} = \frac{2334{,}15 \cdot 10^2}{272 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 8581{,}43 \text{ см}^3,$$

где $R_{wy} = 0{,}85 \cdot R_y = 0{,}85 \cdot 320 = 272$ Н/мм^2 [4, таблица 4];

$$A_{f1} = \frac{8581{,}43}{125} - \frac{1{,}0 \cdot 125}{6} = 47{,}82 \text{ см}^2;$$

$$b_{f1} = A_{f1}/t_f = 47{,}82/2{,}0 = 23{,}91 \text{ см};$$

принимаем пояс площадью 50 см2 из стали по ГОСТ 19903-74* сечением

250х20 мм (рисунок 4.19 б).

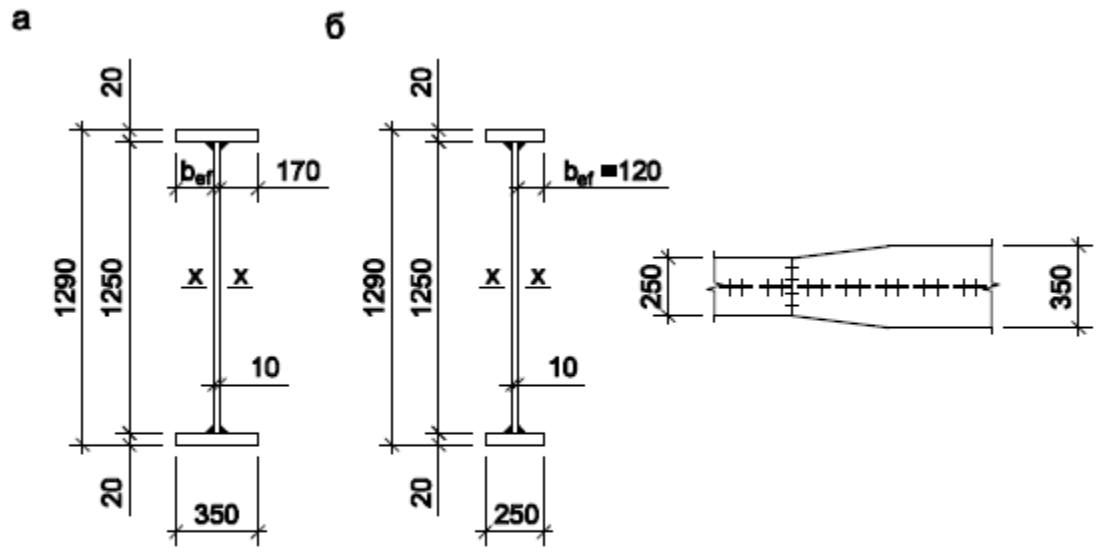


Рис. 4.19. Сечения ригеля
а – основное сечение; б – измененное сечение ригеля

4. Геометрические характеристики подобранного сечения ригеля (рисунок 4.19 а, б)

Момент инерции основного сечения относительно оси х–х

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2}\right)^2 = \frac{1{,}0 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot 35 \cdot 2 \cdot \left(\frac{125}{2} + \frac{2{,}0}{2}\right)^2 =$$

$$= 728164{,}42\,\text{см}^4;$$

момент инерции измененного сечения относительно оси х-х

$$I_{x1} = \frac{1{,}0 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot 25 \cdot 2{,}0 \cdot \left(\frac{125}{2} + \frac{2{,}0}{2}\right)^2 = 565985{,}42\,\text{см}^4;$$

момент сопротивления основного сечения относительно оси х-х

$$W_{xn} = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 728164{,}42}{129} = 11289{,}37\text{см}^3;$$

момент сопротивления измененного сеч ения относительно оси х-х

$$W_{x1n} = \frac{2 \cdot I_{x1}}{h} = \frac{2 \cdot 565985{,}42}{129} = 8774{,}97\text{см}^3;$$

статический момент измененного полусечения относительно оси х-х

$$S_x = b_{f1} \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) + \frac{h_w \cdot t_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} =$$

$$= 25 \cdot 2{,}0 \cdot \left(\frac{125}{2} + \frac{2{,}0}{2} \right) + \frac{125 \cdot 1{,}0}{2} \cdot \frac{125}{4} = 5128{,}13 \text{см}^3;$$

статический момент пояса измененного сечения относительно оси х-х

$$S_{f1} = b_{f1} \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 25 \cdot 2{,}0 \cdot \left(\frac{125}{2} + \frac{2{,}0}{2} \right) = 3175 \text{см}^3.$$

5. Проверки прочности ригеля

Эти проверки сводятся к проверкам нормальных, касательных, местных и приведенных напряжений. Необходимость той или иной проверки диктуется статической схемой ригеля.

Нормальные напряжения необходимо проверить в сечении с M = Mmax и Q = 0:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{n,min}} = \frac{3538{,}07 \cdot 10^2 \cdot 10}{11289{,}37} = 313{,}4 \text{ Н/мм}^2 < R_y \gamma_c = 320 \text{ Н/мм}^2.$$

Недонапряжение – 2,06 % < 5 %.

Касательные напряжения проверяем на опорах ригеля (M = 0, Q = Qmax)

$$\tau = \frac{Q_{max} \cdot S_x}{I_{x1} \cdot t_w} = \frac{1067{,}04 \cdot 5128{,}13 \cdot 10}{565985{,}42 \cdot 1{,}0} = 96{,}68 \text{ Н/мм}^2 < R_s \gamma_c = 185{,}6 \text{ Н/мм}^2.$$

Приведенные напряжения следует проверить в месте изменения сечения ригеля; проверяют их в стенке, в уровне сопряжения ее с поясом:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_{x1}^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{257{,}75^2 + 3 \cdot 38{,}59^2} = 266{,}28 \text{ Н/мм}^2 < 1{,}15 \cdot 0{,}85 \cdot R_y =$$

$$= 1{,}15 \cdot 0{,}85 \cdot 320 = 312{,}18 \text{ Н/мм}^2,$$

$$\sigma_{x1} = \frac{M_2 \cdot h_w}{W_{x1n} \cdot h} = \frac{2334{,}15 \cdot 10^2 \cdot 125 \cdot 10}{8774{,}97 \cdot 129} = 257{,}75 \text{ Н/мм}^2,$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_2 \cdot S_{f1}}{I_{x1} \cdot t_w} = \frac{687{,}93 \cdot 3175 \cdot 10}{565985{,}42 \cdot 1{,}0} = 38{,}59 \text{ Н/мм}^2.$$

При сопряжении балок перекрытия с ригелем в одном уровне проверка

местных напряжений в стенке ригеля не требуется, так как крепление этих балок осуществляется через ребра жесткости, а потому sloc = 0.

6. Проверка общей устойчивости ригеля

Потеря общей устойчивости рягеля заключается в нарушении плоской формы изгиба и возникновении крутильных деформаций.

Расчет на общую устойчивость балок 1-ого класса, к которому относится ригель, выполняют по формулам 69 и 70 [4] за исключением 2-х случаев, когда их общую устойчивость следует считать обеспеченной [4, п. 8. 4.4, а и б].

В рассматриваемом примере конструктивное решение перекрытия (в одном уровне) не обеспечивает непрерывности опирания настила на сжатый пояс ригеля, а потому не выполняется п. 8. 4. 4, а [4], но балки настила можно рассматривать как связи, препятствующие горизонтальному смещению сжатого пояса ригеля и при выполнении условия $b \leq ub$, общую устойчивость главной балки можно считать обеспеченной. Здесь

$b = (lef / bf) \sqrt{Ryf / E}$ - гибкость сжатого пояса ригеля (lef – расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений: узлами продольных и поперечных связей, точками крепления жесткого настила; при отсутствии связей lef = l, где l – пролет риге-ля);

ub – предельное значение b, которое подсчитывается по формулам таблицы 11 [4] в зависимости от места приложения нагрузки:

нагрузка приложена к верхнему поясу ригеля

$ub = 0{,}35 + 0{,}0032 \cdot bf / tf + (0{,}76 – 0{,}02 \cdot bf / tf) \cdot bf / hef1;$

независимо от уровня приложения нагрузки при расчете участка ригеля между связями или при чистом изгибе

$ub = 0{,}41 + 0{,}0032 \cdot bf / tf + (0{,}73 – 0{,}016 \cdot bf / tf) \cdot bf / hef1;$

где bf и tf соответственно ширина и толщина сжатого пояса ригеля;

hef1 – расстояние (высота) между осями поясных листов.

Значения ub определены при $1 \leq hef1 / bf \leq 6$ и $15 \leq bf / tf \leq 35$; для балок с отношением $bf / tf < 15$ в формулах следует принимать $bf / tf = 15$.

Для ригеля перекрытия

b = (1000 / 250) _320 / 2,06·10__ = 0,16;

hef1/ bf = 1290 / 250 = 5,16; bf / tf = 250 / 20 = 12,5;

ub = 0,41 + 0,0032 · 15 + (0,73 – 0,016 · 15) · 250 / 1290 = 0,55;

0,16 < 0,55, следовательно, общая устойчивость ригеля перекрытия обеспечена.

7. Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов ригеля

Местное выпучивание отдельных элементов конструкций под действием сжимающих нормальных или касательных напряжений называется потерей местной устойчивости.

В балках потерять устойчивость могут сжатый пояс от действия нормальных напряжений и стенка от действия касательных или нормальных напряжений, а также и от их совместного действия. Потеря устойчивости одним из элементов балки полностью или частично искажает его форму, часто превращая симметричное сечение в несимметричное и смещая центр изгиба сечения. Это может привести к преждевременной потере несущей способности всей балки.

Рассмотрим отдельно устойчивость пояса и стенки ригеля.

Проверка местной устойчивости сжатого пояса ригеля Согласно [4], устойчивость сжатого пояса следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса

$$\lambda_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_{yf} / E}$$

двутаврового сечения при выполнении требований прочности (п. 8.2.1 [4]) не превышает предельного значения $\bar{\lambda}_{uf}$, определяемого по формуле

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{R_{yf}/\sigma_c},$$

где σ_c – напряжение в сжатом поясе, определяемое для однородного сечения по формуле:

$$\sigma_c = M / (W_{xnc} \cdot \gamma_c).$$

Здесь W_{xnc} – момент сопротивления сечения нетто для сжатой полки балки.

При проверке устойчивости поясных листов в качестве расчетной ширины свеса bef сварных элементов следует принимать расстояние от грани стенки до края поясного листа (рисунок 4.18).

В примере при ширине сжатого пояса основного сечения bf =350 мм и толщине стенки ригеля tf =10 мм (рисунок 4.18) расчетная ширина свеса

bef = (bf – tw) / 2= (350 – 10) / 2 = 170 мм;

условная гибкость свеса пояса

$$\lambda_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_{yf} / E} = (170 / 20) \sqrt{320 / (2{,}06 \cdot 10^5)} = 0{,}34;$$

напряжение в сжатом поясе $\sigma_c = 313{,}4$ Н/мм2; предельное значение для свеса пояса

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0{,}5 \sqrt{R_{yf}/\sigma_c} = 0{,}5 \sqrt{320/313{,}4} = 0{,}51;$$

0,34 < 0,51, следовательно, местная устойчивость сжатого пояса ригеля обеспечена.

При невыполнении условия

$\bar{\lambda}_f < \bar{\lambda}_{uf}$ следует увеличить толщину пояса ригеля tf.

Проверка местной устойчивости стенки ригеля

Устойчивость стенок балок (далее ригеля) сплошного сечения 1-го класса следует считать обеспеченной, если выполнены требования прочности (п. 8.2.1 [4]), общей устойчивости (п. 8.4 [4]) и условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w) \sqrt{R_y / E};$$

(hef = hw [4, рисунок 5]) не превышает значений:

3,5 – при отсутствии местного напряжения σloc в ригеле с двусторонними поясными швами;

3,2 – то же, в ригеле с односторонними поясными швами;

2,5 – при наличии местного напряжения σloc в ригеле с двусторонними поясными швами.

В противном случае необходима проверка на устойчивость стенок ригеля (отсеков) с учетом всех компонентов их напряженного состояния.

Стенку ригеля следует укреплять поперечными ребрами жесткости:

в ригеле 1-го класса, если значение условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w$ превышает 3,2 – при отсутствии подвижной нагрузки на поясе ригеля или 2,2 – при наличии такой нагрузки;

Расстояние между поперечными ребрами не должно превышать 2hef при

$\bar{\lambda}_w \geq 3{,}2$ и $2{,}5\ h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w < 3{,}2$.

Для ригеля 1-го класса допускается превышать эти расстояния до значения 3hef при условии, что устойчивость ригеля и стенки обеспечена выполнением требований прочности и общей устойчивости.

Поперечные ребра жесткости следует устанавливать, как правило, в местах приложения неподвижных сосредоточенных нагрузок и на опорах.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части br должна быть для парного ребра не менее (hw /30+25) мм; толщина ребра tr должна быть не менее

$2b_r\sqrt{R_y/E}$.

Стенки ригелей 1-го класса, у которых при действии нормальных напряжений σ от изгиба устойчивость не обеспечена, а также при значениях условной гибкости стенки

$\bar{\lambda}_w > 5{,}5\sqrt{R_y/\sigma}$

(где σ – напряжение в сжатом поясе ригеля), следует укреплять продольным ребром жесткости, устанавливаемым дополнительно к поперечным ребрам.

Если сопряжение балок настила с ригелем принято в одном уровне, то ребра жесткости можно использовать и как конструктивные элементы, обеспечивающие передачу нагрузки от балок настила к ригелю. При этажном сопряжении целесообразно для обеспечения условия σloc =0 расставлять ребра жесткости под балками настила.

Ребра жесткости выполняют из листовой стали, реже из горячекатных уголков, приваренных полкой к стенке. Прикрепляют их к стенке непрерывными угловыми швами, катеты которых в нерасчетных сварных

швах принимают конструктивно; при передаче сосредоточенных нагрузок (например, реакции балок настила) – по расчету.

В ригелях, несущих статическую нагрузку, ребра жесткости приваривают и к поясам. При этом торцы вертикальных ребер должны иметь срезы 40х60мм для пропуска поясных швов.

Условная гибкость стенки ригеля перекрытия

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w)\sqrt{R_y / E} = (125 / 1{,}0) \cdot \sqrt{320 / (2{,}06 \cdot 10^5)} = 4{,}93;$$

следовательно, необходима постановка поперечных ребер жесткости и проверка устойчивости стенки ригеля между ними; расстояние между основными поперечными ребрами жесткости, поставленными на всю высоту стенки ригеля, принимаем 2 м, что меньше $2h_w = 2 \cdot 125 = 2{,}5$ м; кроме того, предусматриваем короткие ребра жесткости, располагаемые между основными в местах примыкания балок настила (рисунок 4.20).

Размеры основных поперечных ребер жесткости (рисунок 4.21):

$$b_r \geq h_w / 30 + 40 \text{ мм} = 1250 / 30 + 40 \text{ мм} = 81{,}7 \text{ мм};$$
$$t_r \geq 2 \cdot b_h \sqrt{R_y / E} = 2 \cdot 81{,}7 \sqrt{320 / (2{,}06 \cdot 10^5)} = 6{,}58 \text{ мм};$$

учитывая конструктивные требования примыкания балок настила к ребрам ригеля, принимаем $b_r = 100$ мм, $t_r = 8$ мм. Размеры коротких ребер жесткости: $b_{r1} = 100$ мм; $t_{r1} = 8$ мм; $l = 400$ мм.

8. Проверка жесткости ригеля

Для рассчитываемого ригеля

$$f_{max} = \frac{M_{n,max} \cdot l^2}{10 \cdot EI_x} = \frac{2948{,}39 \cdot 10^2 \cdot 12^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 728164{,}42} = 2{,}8 \text{ см} < f_u = 5{,}6 \text{ см}.$$

$M_{n,max} = 2948{,}39$ кН·м (см. h_{min}).

9. Расчет поясных соединений ригеля

Соединения поясов со стенкой в ригеле (сварной балке) осуществляется сварными швами. При изгибе ригеля это соединение предотвращает сдвиг поясов относительно стенки.

Поясные швы ригеля выполняем автоматической сваркой, двусторонними, непрерывными, с одинаковым катетом по всей длине (см. исходные данные).

Rwf = 180 Н/мм2 (см. таблицу Г.2, приложение Г); Rwz = 0,45 ⋅ Run =

= 0,45 ⋅ 470 = 211,5 Н/мм2; βf = 1,1; βz = 1,15 (см. таблицу Г.3, приложение Г).

расчет следует производить по металлу шва

Принимаем k_f=6 мм в соответствии с таблицей Г.4 приложения Г.

10. Расчет опорной части ригеля

Участок стенки ригеля над опорой укрепляем опорным ребром (см. рисунок 4.22).

Определяем размеры опорного ребра из условия прочности на смятие его торцевой поверхности; при этом выступающая ниже пояса его часть должна быть не более 1,5 его толщины, иначе ребро рассчитывают на сжатие.

Обычно задают толщину опорного ребра tor от 10 до 20 мм, а затем определяют его ширину bor , которая не должна приниматься менее 180мм.

Пусть tor = 10 мм, тогда bor = Ar / tor =23,25/1,0 = 23,25 см;

Ar = RA / Rp = 1067,04/(459 ⋅ 10-1) = 23,25 см2.

Примем сечение ребра 250×10 с площадью 25 см2.

Проверим опорную часть ригеля на устойчивость как центрально-сжатый стержень высотой hw; в расчетное сечение этого стержня включают опорное ребро и часть стенки шириной

$$c = 0{,}65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_y} = 0{,}65 \cdot 1 \cdot \sqrt{2{,}06 \cdot 10^5/320} = 16{,}49\,\text{см}.$$

Геометрические характеристики сечения условного центрально-сжатого стержня: расчетная площадь сечения

$$A = b_{or} \cdot t_{or} \cdot \sqrt{E/R_y} = 25 \cdot 1 + 0{,}65 \cdot 1^2 \cdot \sqrt{2{,}06 \cdot 10^5/320} = 41{,}49\,\text{см}^2;$$

момент инерции сечения относительно оси z

$$I_z = \frac{b_{or}^3 \cdot t_{or}}{12} + \frac{c \cdot t_w^3}{12} = \frac{25^3 \cdot 1}{12} + \frac{16{,}49 \cdot 1^3}{12} = 1303{,}45\,\text{см}^4;$$

радиус инерции сечения

$$i_z = \sqrt{I_z/A} = \sqrt{1303{,}45/41\ {,}49} = 5{,}60 \text{ см}.$$

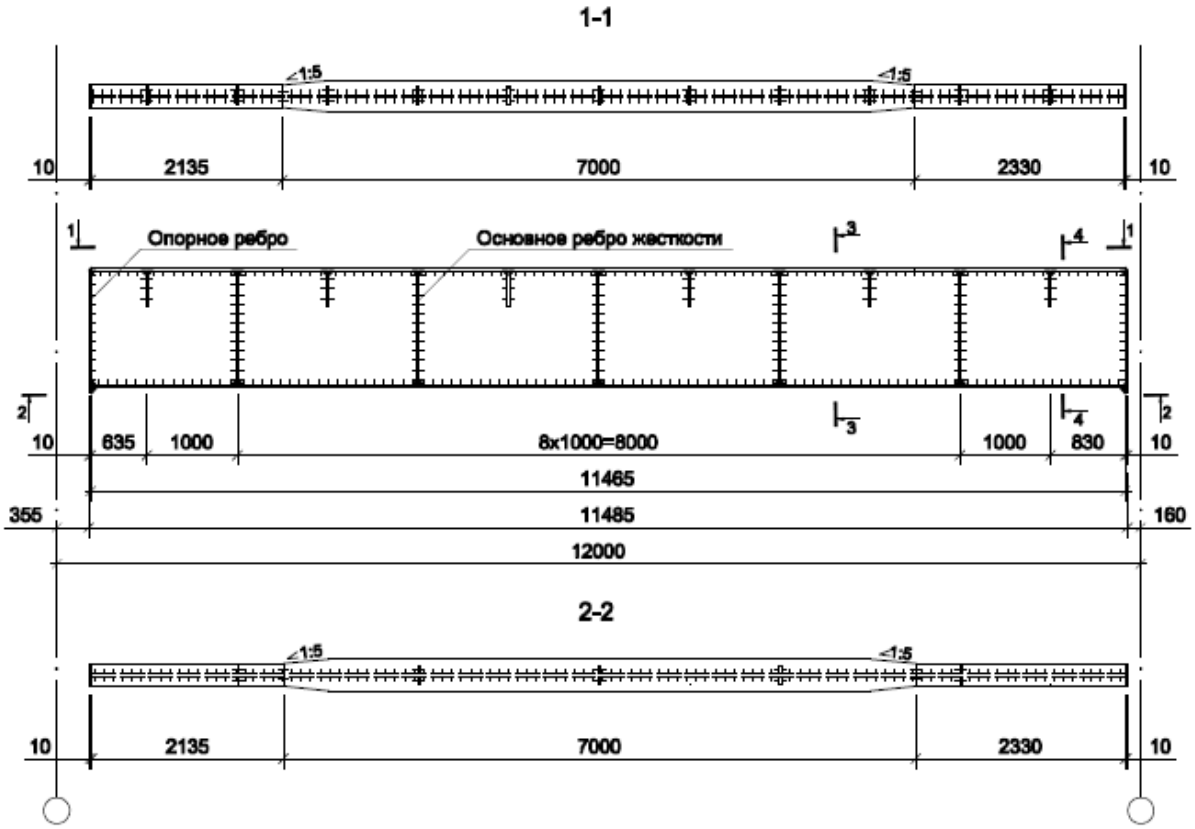


Рис. 4.20. Ригель перекрытия

(сечения 3-3 и 4-4 на рисунке 4.21)

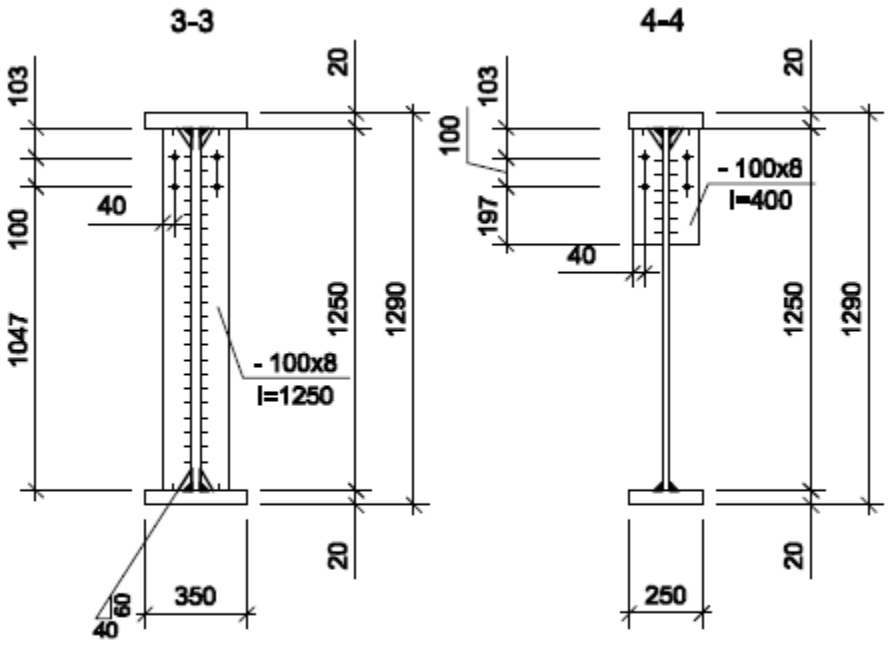


Рис. 4.21. Характерные сечения ригеля перекрытия (см. рисунок 4.20)

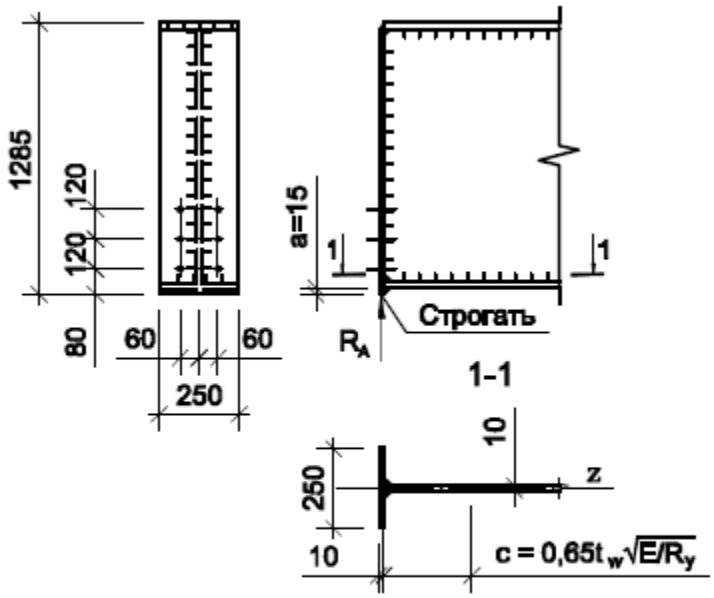


Рис. 4.22. Опорное ребро

Гибкость условного стержня и коэффициент устойчивости

$$\lambda_w = \frac{h_w}{i_z} = \frac{125,0}{5,60} = 22,32;$$

$$\bar{\lambda}_w = \lambda_w \cdot \sqrt{R_y/E} = 22,32 \cdot \sqrt{320/(2,06 \cdot 10^5)} = 0,88;$$

$\varphi = 0,945$ (см. таблицы И.1, И.2 приложения И).

Проверка опорной части ригеля на устойчивость:

$$\frac{R_A}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1067,04}{0,945 \cdot 41,49 \cdot 320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,85 < 1.$$

Устойчивость обеспечена.

Проверка швов прикрепления опорного ребра к стенки ригеля при $k_f = 7$ мм (не менее указанного в таблице Г.4 приложения Г).

Расчет на срез ведем по металлу шва, т.к.

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 0,45 \cdot 470} = 0,87 < 1;$$

$$\frac{R_A}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_{wf} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{R_A}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot 85 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} =$$

$$= \frac{1067,04}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,74 < 1,$$

где $l_{wf} = 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$ – конструктивное требование к расчетной длине флангового шва [4, п.14.1.7, г]; $n = 2$ _ количество сварных швов, крепящих стенку балки к торцевому опорному ребру.

Нижний торец опорного ребра следует строгать.

4.4. Расчет колонны по оси Б

Исходные данные

Конструктивная схема колонны – на рисунке 4.1.

Тип сечения стержня колонны – прокатный двутавр по ГОСТ 26020-83 (таблица Ж.4 приложения Ж).

Длина колонны $l = 6,6$ м.

Расчетные усилия в колонне, полученные по результатам статического

расчета рамы, даны в таблице 4.7.

M = 49,82 кН · м; N = – 2139,84 кН.

Материал колонны - сталь С345 по ГОСТ 27772-88*; группа конструкций - 3; расчетная температура района строительства t = -40°С; показатели по ударной вязкости и химическому составу согласно таблиц В.2 и В.3 приложения В.

Расчетные характеристики С345 по таблицам В.4 и В.5 приложения В:

Ry = 320 Н/мм2 при толщине проката от 2-х до 20мм включительно, Run = 470 Н/мм2.

Сварка элементов колонны - механизированная дуговая порошковой проволокой (МДСпп), порошковая проволока ПП-АН-3 по таблице Г.1 приложения Г.

Конструктивный расчет стержня колонны [4, п.9.2]

Расчетная длина колонны в плоскости рамы

$$l_{ef,x} = \mu \cdot l = 1 \cdot 6{,}6 = 6{,}6 \text{ м},$$

где μ = 1 – коэффициент расчетной длины колонны; l = 6,6 м – длина колонны.

Расчетная длина колонны из плоскости рамы

$$l_{ef,y} = l - t_н - h_{бн} = 6600 - 8 - 346 = 6246 \text{ мм} \approx 6{,}25 \text{ м}.$$

Проверим устойчивость стержня колонны из I 30 К1, принятого при компоновке поперечной рамы каркаса.

Геометрические характеристики сечения по сортаменту (см. таблицу Ж.4 приложения Ж) и стержня колонны (см. рисунок 4.23):

$A = 108$ см^2; $I_x = 18110$ см^4; $W_x = 1223$ см^3; $i_x = 12{,}95$ см; $i_y = 7{,}50$ см; $h = 296$ мм; $b_f = 300$ мм; $t_f = 13{,}5$ мм; $t_w = 9$ мм.

$\lambda_x = l_{ef,x} / i_x = 6{,}6 \cdot 10^2 / 12{,}95 = 50{,}96;$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{R_y / E} = 50{,}96 \cdot \sqrt{320/(2{,}06 \cdot 10^5)} = 2{,}01.$$

Проверим устойчивость стержня колонны в плоскости рамы, для чего вычислим коэффициент

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2139{,}84}{0{,}706 \cdot 108 \cdot 320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0{,}88 < 1.$$

Здесь коэффициент φe = 0,706 подсчитан по [4, таблица Д.3] в зависимости от x _ 2,01 и mef,x = η ⋅ m = 1,65 ⋅ 0,21 = 0,35, где η = 1,65 вычислен по [4, таблица Д.2] в зависимости от

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{300 \cdot 13{,}5}{(296 - 2 \cdot 13{,}5) \cdot 9} = 1{,}67;\ m = \frac{e \cdot A}{W_c} = \frac{2{,}33 \cdot 108}{1223} = 0{,}21;$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{49{,}82 \cdot 10^2}{2139{,}84} = 2{,}33 \text{ см};$$

$$\eta = (1{,}90 - 0{,}1 \cdot m) - 0{,}02 \cdot (6 - m) \cdot \bar{\lambda}_x = (1{,}90 - 0{,}1 \cdot 0{,}21) - 0{,}02 \cdot (6 - 0{,}21) \cdot 2{,}01 = 1{,}65.$$

Так как коэффициент α < 1, то устойчивость стержня колонны обеспечена в плоскости рамы.

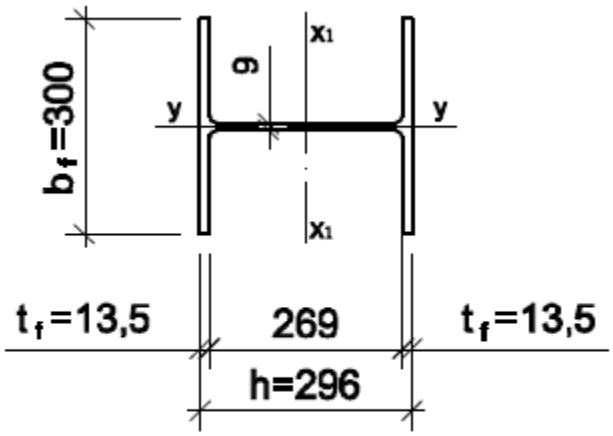


Рис. 4.23. Сечение колонны по оси Б (I30К1)

Предельная гибкость колонны

[λ] = 180 – 60 ⋅ α = 180 – 60 ⋅ 0,88 = 127,2.

Фактическая гибкость $\lambda_x = 50{,}96 < [\lambda] = 127{,}2$.

Проверка устойчивости стержня колонны в плоскости рамы [4, п.9.2.2]

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} = \frac{2139{,}84}{0{,}706 \cdot 108} = 260{,}64 \text{ Н/мм}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 320 \text{ Н/мм}^2.$$

Проверка устойчивости стержня колонны из плоскости действия момента [4, п.9.2.4]

Гибкость стержня из плоскости рамы

$$\lambda_y = l_{ef,y} / i_y = 6{,}25 \cdot 10^2 / 7{,}50 = 83{,}3;$$
$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{R_y/E} = 83{,}3 \cdot \sqrt{320/(2{,}06 \cdot 10^5)} = 3{,}28 > 3{,}14.$$

Максимальный момент в средней трети стержня колонны (рисунок 4.24)

$$M_x = \frac{2}{3} \cdot 49{,}82 = 33{,}21 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Относительный эксцентриситет mx = Mx · A / (Nx · Wx) = 33,21 · 102 · 108 / (2139,84 · 1223) = 0,14 < 5.

Коэффициент c, учитывающий влияние моментов на потерю устойчивости стержня колонны из плоскости рамы, при mx ≤ 5 подсчитывается по формуле 112 [4] c = β / (1 + α · mx) ≤ 1.

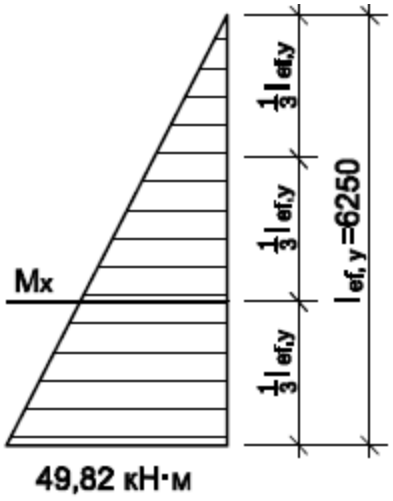


Рис. 4.24. Эпюра M при загружениях 1,3 5

Для рассчитываемой колонны по [4, таблица 21]

$$\alpha = 0{,}7; \quad \beta = \sqrt{\varphi_c/\varphi_y} = \sqrt{0{,}614/0{,}586} = 1{,}02 > 1;$$

здесь φc значение φy при λ_y _ 3,14 по приложению И, таблицам И1, И2; φc = 0,614 при λ_y _ 3,14; φy = 0,586 при λ_y = 3,28.

Принимаем β = 1, тогда c = 1 / (1 + 0,7 · 0,14) = 0,91.

Напряжение в стержне колонны

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{2139{,}84 \cdot 10}{0{,}91 \cdot 0{,}586 \cdot 108} = 371{,}55\ \text{Н/мм}^2 > 320\ \text{Н/мм}^2.$$

Так как устойчивость колонны не обеспечена, ставим вдоль здания распорки, тогда lef,y = 6,25 / 2 = 3,125 м, и производим перерасчет.

$$\lambda_y = 3{,}125 \cdot 10^2 / 7{,}50 = 41{,}67;$$
$$\bar{\lambda}_y = 41{,}67 \cdot \sqrt{320/(2{,}06 \cdot 10^5)} = 1{,}64 < 3{,}14.$$

По [4, таблице 21] β = 1, тогда
c = 1 / (1 + 0,7 · 0,14) = 0,91.
$\varphi_y = 0{,}876$ при $\bar{\lambda}_y = 1{,}64$ (см. таблицы И1, И2 приложения И).

$$\sigma = \frac{2139{,}84 \cdot 10}{0{,}91 \cdot 0{,}876 \cdot 108} = 248{,}55\ \text{Н/мм}^2 < 320\ \text{Н/мм}^2.$$

Устойчивость стержня колонны по оси Б из плоскости рамы обеспечена.

Расчет и конструирование базы колонны **[3, п.6.8.5]**

Определение размеров опорной плиты в плане (рисунок 4.25)

Конструктивно назначаем ширину опорной плиты

$$B = b_f + 2 \cdot t_{tr} + 2 \cdot c = 300 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 65 = 450\ \text{мм},$$

где b_f = 300 мм – ширина полки колонны; t_{tr} = 10 мм – толщина траверсы; c = 65 мм – вылет консоли плиты.

Длина плиты

$$L = \frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b,loc}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6 \cdot M}{B \cdot R_{b,loc}}} =$$
$$= \frac{2139{,}84}{2 \cdot 45 \cdot 1{,}19} + \sqrt{\left(\frac{2139{,}84}{2 \cdot 45 \cdot 1{,}19}\right)^2 + \frac{6 \cdot 49{,}82 \cdot 10^2}{45 \cdot 1{,}19}} = 50{,}93\ \text{см}.$$

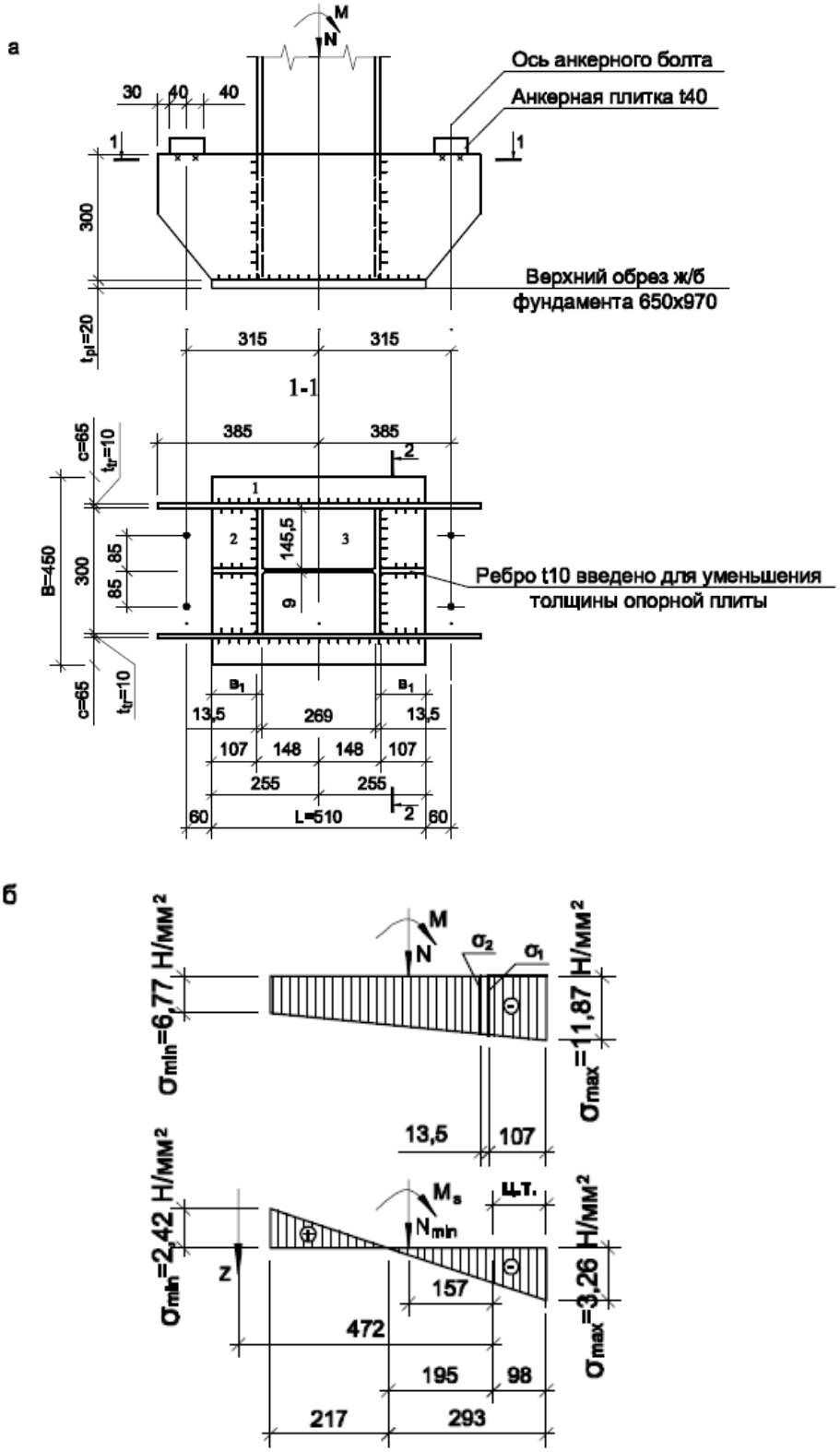


Рис. 4.25. База колонны по оси Б
а – конструкция базы; б – эпюры напряжений
1 – консольный участок; 2 – участок плиты, опертый по трем сторонам;
3 – участок плиты, опертый на четыре стороны

Здесь для бетона В15 Rb = 0,85 кН/см2 (см. таблицу И.3 приложения И),

Rb,loc = ψ_b · Rb = 1,4 × 0,85 = 1,19 кН/см2.

Принимаем опорную плиту размером 450х510 мм (рисунок 4.25); размеры верхнего обреза фундамента 650х970 мм, так как

$$\psi_b = \sqrt[3]{A_f/A_{pl}} \text{ или } 1{,}4^3 = A_f / (45\text{x}51).$$

Требуемая площадь Af = 6297,48 см2.

Определение толщины опорной плиты

Краевые напряжения в бетоне фундамента под опорной плитой

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2} = \frac{-2139{,}84 \cdot 10}{45 \cdot 51} - \frac{6 \cdot 49{,}82 \cdot 10^2 \cdot 10}{45 \cdot 51^2} =$$

$$= -9{,}32 - 2{,}55 = -11{,}87 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_{min} = -9{,}32 + 2{,}55 = -6{,}77 \text{ Н/мм}^2.$$

Напряжение на участке эпюры сжатия (рисунок 4.25 б)

$$\sigma_1 = 6{,}77 + (11{,}87 - 6{,}77) \cdot (51 - 10{,}7) / 51 = 10{,}8 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_2 = 6{,}77 + (11{,}87 - 6{,}77) \cdot (51 - 10{,}7 - 1{,}35) / 51 = 10{,}67 \text{ Н/мм}^2.$$

Определим изгибающие моменты на расчетных участках плиты (они обозначены цифрами 1, 2 и 3 на рисунке 4.25 а):

участок 1 (консольный свес с = 65 мм):

$$M_1 = \frac{\sigma_{max} \cdot c^2}{2} = \frac{11{,}87 \cdot 10^{-1} \cdot 6{,}5^2}{2} = 25{,}08 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

участок 2 (плита, опертая на 3 стороны); отношение закрепленной стороны плиты к свободной при отсутствии ребра 107/300 = 0,36 < 0,5, а потому момент определяем как для консольного участка с вылетом консоли 107 мм, в противном случае по [3, формула 6.102]:

$$M_2 = \frac{11{,}87 \cdot 10^{-1} \cdot 10{,}7^2}{2} = 67{,}95 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

участок 3 (плита, опертая на 4 стороны); отношение длинной стороны к более короткой b/a = 269/145,5 = 1,85; момент подсчитываем по формуле

$$M_3 = \alpha_1 \cdot \sigma_f \cdot a^2 = 0{,}096 \cdot 10{,}67 \cdot 10^{-1} \cdot 14{,}55^2 = 21{,}69 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где a1 – коэффициент, принимаемый по таблице И.4 приложения И, sf = 10,67 Н/мм2 – максимальное напряжение на рассчитываемом участке плиты; a = 145,5 мм – короткая сторона участка.

Так как момент на участке 2 в несколько раз отличается от моментов на участках 1 и 3 и требует значительной толщины опорной плиты, можно изменить размеры этого участка с помощью ребра толщиной 10 мм (рисунок 4.25 а);

при этом отношение закрепленной стороны к свободной 107/145 = 0,74; M2 = α3 × smax × 21 d = 0,092 × 11,87 × 10-1 × 14,52 = 22,96 кН × см; здесь α3 по таблице И.4 приложения И, d1 = 300/2 – 10/2 = 145 мм – длина свободной стороны участка;

a1 = 107 мм – длина стороны, перпендикулярной к свободной.

Толщину опорной плиты находим по максимальному моменту M3

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 25{,}08}{320 \cdot 10^{-1} \cdot 1{,}2}} = 1{,}98 \text{ см}.$$

Принимаем толщину опорной плиты 20 мм (сталь по ГОСТ 19903-74*).

Расчет траверсы.

Назначаем высоту траверсы htr = 300 мм и проверяем ее прочность на изгиб и срез, как прочность однопролетной балки с консолями, опирающимися на полки колонны:

$$\sigma = \frac{6 \cdot M_{tr}}{W_{tr}} = \frac{6 \cdot 1481{,}79 \cdot 10}{1 \cdot 30^2} = 98{,}79 \text{ Н/мм}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 320 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\tau = \frac{1{,}5 \cdot Q_{tr}}{A_{tr}} = \frac{1{,}5 \cdot 272{,}89 \cdot 10}{1 \cdot 30} = 136{,}45 \text{ Н/мм}^2 <$$

$$< R_s \cdot \gamma_c = 0{,}58 \cdot 320 \cdot 1 = 185{,}6 \text{ Н/мм}^2;$$

Здесь $Q_{tr} = 0{,}5 \cdot B \cdot b_1 \cdot (\sigma_{max} + \sigma_1) \cdot 0{,}5 =$

$$= 0{,}5 \cdot 45 \cdot 10{,}7 \cdot (11{,}87 + 10{,}8) \cdot 0{,}5 \cdot 10^{-1} = 272{,}89 \text{ кН};$$

$$M_{tr} = Q_{tr} \cdot y_o = 272{,}89 \cdot 5{,}43 = 1481{,}79 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

расстояние от центра тяжести эпюры напряжений под консолью базы до сечения 2-2

$$y_o = \frac{b_1 \cdot (\sigma_1 + 2\sigma_{max})}{3 \cdot (\sigma_1 + \sigma_{max})} = \frac{10,7 \cdot (10,8 + 2 \cdot 11,87)}{3 \cdot (10,8 + 11,87)} = 5,43 \text{ см.}$$

Катет швов, крепящих траверсу к полкам колонны принимаем kf = 8 мм (см. приложение Г, таблица Г.4);

$$\text{При} \quad \frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 211,5} = 0,87 < 1;$$

расчет ведем на срез по металлу шва; Rwz = 0,45 • Run = 0,45 • 470 = = 211,5 Н/мм2.

Прочность швов проверяем по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{M_{tr}}{W_{wf}}\right)^2 + \left(\frac{Q_{tr}}{A_{wf}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{1481,79 \cdot 10}{100,92}\right)^2 + \left(\frac{272,89 \cdot 10}{20,88}\right)^2} =$$
$$= 196,57 \text{ Н/мм}^2 < R_{wf} \cdot \gamma_c = 215 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\text{Здесь } W_{wf} = \frac{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}{6} = \frac{0,9 \cdot 0,8 \cdot 29^2}{6} = 100,92 \text{ см}^3;$$
$$A_f = \beta_f \cdot k_f \cdot l_w = 0,9 \cdot 0,8 \cdot 29 = 20,88 \text{ см}^2.$$

Прочность траверсы и прочность сварных швов, крепящих траверсу к полкам колонны обеспечена.

Торец колонны (после приварки траверс) и плиту фрезеруем. В этом случае швы приварки к плите принимаем конструктивно минимальной толщины. В рассматриваемом примере для уменьшения типоразмеров сварных швов, катет всех швов, крепящих стержень колонны к элементам базы, принимаем равным 8 мм.

Расчет анкерных болтов

Для расчета анкерных болтов в нижнем сечении колонны составляют дополнительную комбинацию усилий, способных создать растяжение в

фундаментных болтах. Если постоянная нагрузка разгружает анкерные болты, то ее следует принимать с коэффициентом 0,9.

В рассматриваемом примере анкерная комбинация усилий по таблице 4.5

$$N_{min} = \frac{-118{,}08 \cdot 0{,}9}{1{,}1} = -96{,}61\ кН; \quad M_s = 55{,}35\ кН \cdot м.$$

При загружениях 1,3 с коэффициентом надежности по нагрузке $g_f = 0{,}9$ (множитель 0,9/1,1).

Определяем краевые напряжения в бетоне фундамента при анкерной комбинации усилий и строим эпюру их распределения (рис. 4.25 б):

$$\sigma_{max} = \frac{N_{min}}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M_s}{B \cdot L^2} = \frac{-96{,}61 \cdot 10}{45 \cdot 51} - \frac{6 \cdot 55{,}35 \cdot 10^2 \cdot 10}{45 \cdot 51^2} = -0{,}42 - 2{,}84 =$$

$$= -3{,}26\ Н/мм^2;$$

$$\sigma_{min} = -0{,}42 + 2{,}84 = +2{,}42\ Н/мм^2.$$

Положение нулевой точки

$$x = \frac{\sigma_{min} L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} = \frac{2{,}42 \cdot 51}{3{,}26 + 2{,}42} = 21{,}7\ см.$$

Растягивающее усилие в анкерных болтах

$$Z = \frac{M_s - N_{min} \cdot a}{y} = \frac{55{,}35 \cdot 10^2 - 96{,}61 \cdot 15{,}7}{47{,}2} = 85{,}13\ кН,$$

где a = 157 мм – расстояние от центра тяжести эпюры сжатой зоны до геометрической оси колонны; y = 472 мм – расстояние от оси анкерных болтов до центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений.

Требуемая площадь сечения нетто одного анкерного болта

$$A_{bn} = \frac{Z}{n \cdot R_{ba}} = \frac{85{,}13}{2 \cdot 185 \cdot 10^{-1}} = 2{,}30 см^2.$$

Здесь Rba = 185 Н/мм2 – расчетное сопротивление растяжению анкерных

болтов из стали марки ВСт3 кп2 (см. приложение И, таблица И.5); n = 2 – количество анкерных болтов в растянутой зоне.

Принимаем болты диаметром 20 мм с площадью сечения нетто одного болта 2,45 см2 (см. приложение Г, таблица Г.9); тип болтов 1 по таблице И.6 приложения И.

4.5. Расчет и конструирование сопряжений

Узел примыкания ригеля перекрытия к колонне

На рис. 4.26 показано конструктивное решение шарнирного узла при опирании ригеля перекрытия на колонну сбоку. Опорная реакция ригеля передается с его опорного ребра на столик, приваренный к колонне и с него через сварные швы – на полку колонны. Торец опорного ребра ригеля и верхняя кромка столика пристрагиваются.

Толщина опорного столика

$$t_t \geq t_1 + t_{or} + (5 \div 10) \text{ мм.}$$

Здесь tl £ 10 мм – толщина монтажной прокладки между полкой колонны и опорным ребром; tor – толщина торцевого опорного ребра. Обычно этот размер столика принимают 30…40 мм. Если опорная реакция балки не превышает 200 кН, опорный столик делают из толстого уголка со срезанной полкой, при большей величине реакции столик делают из листа со строганным верхним торцом.

Ширина опорного столика bt ³ bor + 40 мм, где bor – ширина опорного ребра ригеля; 40 мм – размер, необходимый для рихтовки ригеля на монтаже.

Длину опорного столика определяют из условия размещения сварных швов, прикрепляющих его к полке колонны. Каждый из двух швов по боковымграням столика рассчитывается на 2/3 опорной реакции балки, чем учитывается возможная непараллельность торцов балки и столика вследствие неточностей при изготовлении и в связи с этим неравномерная передача давления между торцами.

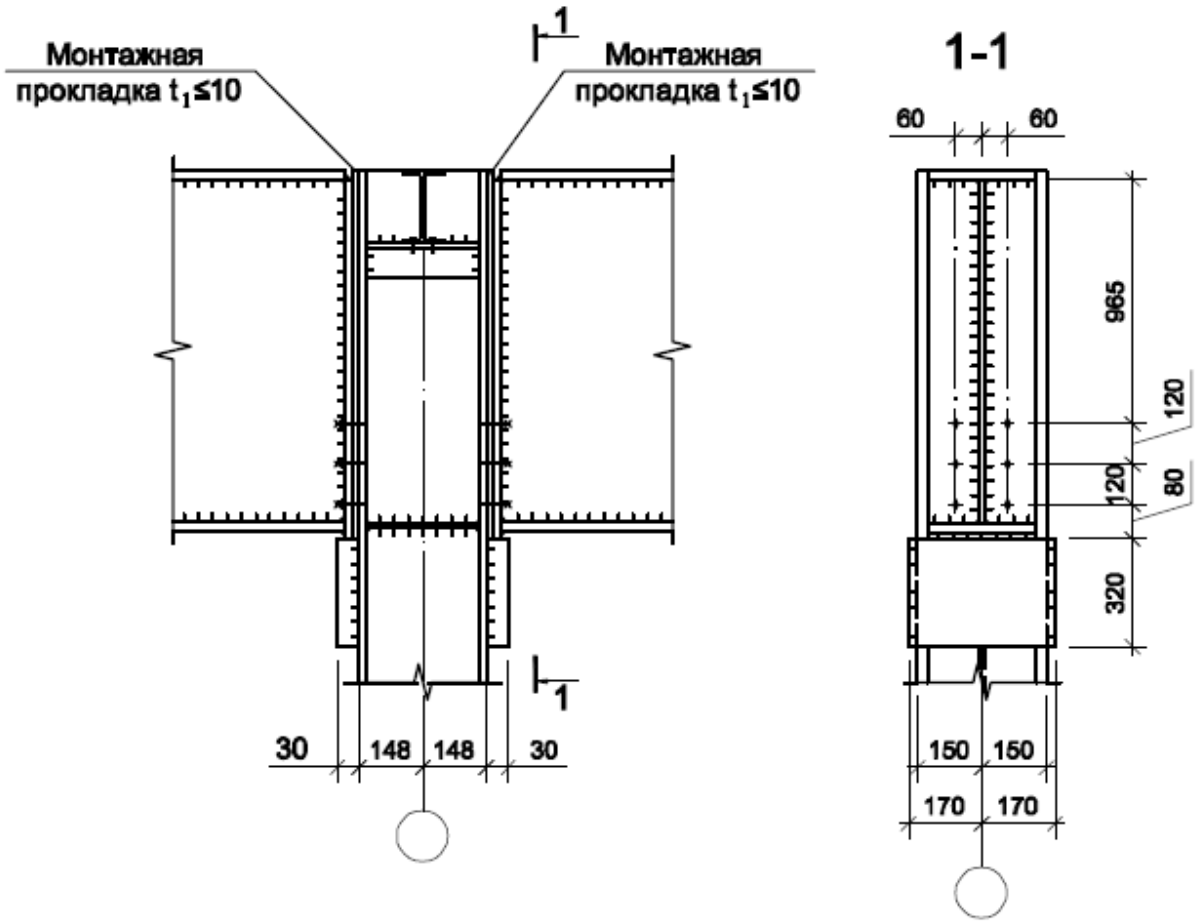


Рис. 4.26. Примыкание ригеля к колонне сбоку

Опорное ребро ригеля крепится к полке колонны на болтах нормальной точности (класс точности В), поставленных в отверстия на 3 мм больше, чем диаметр болтов, так как иначе, при небольших отклонениях отверстий при изготовлении, ригель может зависнуть на болтах и не касаться опорного столика.

Рассчитаем опорный столик из стали С345 по данным примера.

Толщина опорного столика tt = tl + tor +(5-10) мм = 10 + 10 + 10 = 30 мм.

Ширина по расчету bt ³ bor + 40 мм ³ 250 + 40 = 290 мм; принимаем bt = 340 мм. Длина столика при kf = 12 мм

$$\sum l_{tw} = \frac{2/3 \cdot R_A}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 10\,\text{мм} = \frac{2/3 \cdot 1067{,}04}{0{,}8 \cdot 1{,}2 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 34{,}47\,\text{см}.$$

Расчет ведем по металлу шва, так как f wf z wz _ ×R <_ ×R или 0,8 × 215 < (1,0× 0,45 × 470). Принимаем длину столика lt = 35 см.

Крепление опорного ребра к полке колонны выполняем на болтах нормальной точности (класс точности В) диаметром 20 мм (М20). Диаметр отвер-стий под болты 23 мм. Размещаем болты с учетом возможности их постановки [3, рисунок 4.34] и норм расстановки болтов в болтовых соединениях (см. приложение Г, таблица Г.10). Шаг болтов принят максимальный, так как соединение – конструктивное (связующее). Расположение болтов в нижней зоне опорного ребра допускает некоторый поворот опорного сечения балки, что обеспечивает шарнирность узла.

Узел сопряжения балок настила с ригелем

Конструкции сопряжения балок друг с другом могут быть различными.

Один из вариантов сопряжения в одном уровне показан на рисунке 4.27. Рас-считаем и законструируем этот узел, используя данные рассматриваемого примера.

Для крепления балки настила к ребрам жесткости ригеля перекрытия принимаем болты нормальной точности (класс точности В) М20 (Æ 20 мм), класс прочности 5.6 по приложению Г, таблица Г.5; Rbs = 210 Н/мм2, Rbp = 485

Н/мм2 при Run = 370 Н/мм2 для элементов из стали С245 (см. приложение Г, таблицы Г.7 и Г.8).

Расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом, при работе его на срез

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 210 \cdot 10^{-1} \cdot 3{,}14 \cdot 1 \cdot 0{,}9 \cdot 1 = 59{,}35 \text{ кН}.$$

Здесь γ_b = 0,9 – коэффициент условий работы болтового соединения [4, таблица 41]; Ab = 3,14 см2 – расчетная площадь сечения стержня болта по приложению Г, таблица Г.9; ns = 1 – число расчетных срезов одного болта.

Расчетное усилие в одноболтовом соединении при работе его на смятие

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum \cdot t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 485 \cdot 10^{-1} \cdot 2{,}0 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}9 \cdot 1 = 69{,}84 \text{ кН},$$

где d =2,0 см – наружный диаметр стержня болта; Σt = 0,8 см – наименьшая суммарная толщина листов, сминаемых в одном направлении.

Количество болтов в соединении

$$n \geq \frac{1,2 \cdot R_{бн}}{\gamma_c \cdot N_{b,min}} = \frac{1,2 \cdot 96,84}{1 \cdot 59,35} = 1,96;$$

здесь коэффициент 1,2 учитывает неравномерность вовлечения болтов в работу; Nb,min – наименьшее из значений расчетного усилия для одного болта.

Принимаем 2 болта и размещаем их в соответствии с таблицей Г.10 приложения Г.

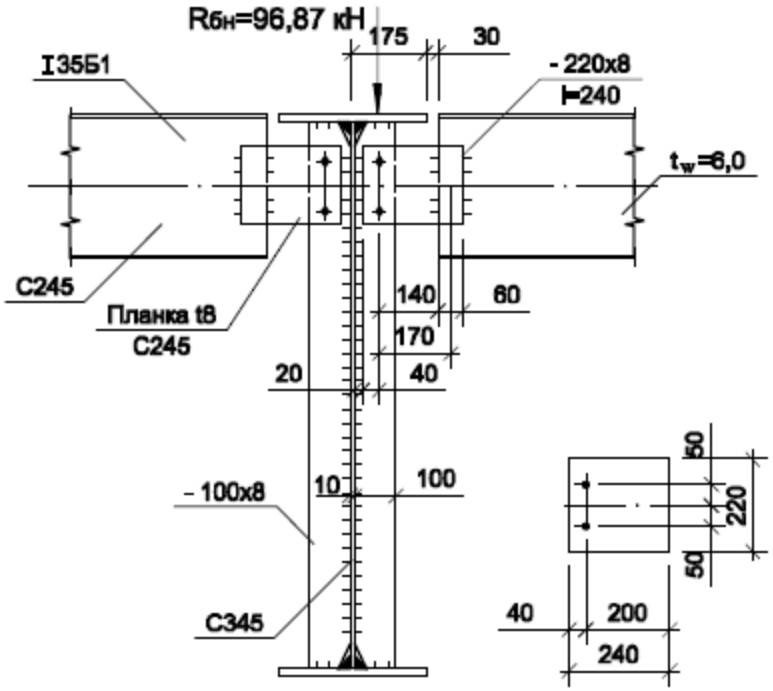


Рис. 4.27. Шарнирный узел сопряжения балки настила с ригелем

5. Рабочий проект КМД

На этом этапе студенту необходимо выполнить сборочнодеталировочный чертеж балки настила ригеля и колонны.

Сборочно-деталировочный чертеж должен содержать все необходимые данные для изготовления отправочного элемента на заводе и сборки конструкции:

- графическое изображение элемента в необходимых проекциях и разрезах со всеми размерами и указаниями для изготовления каждого;

- спецификацию металла на отправочный элемент (см. приложение Б);
- ведомость отправочных элементов (см. приложение Б);
- ведомость заводских сварных швов (см. приложение Б);
- текстовые указания (принятая сталь и дополнительные требования к ней, способы сварки; наиболее часто применяемые на данном чертеже размеры катетов швов, диаметры отверстий, обрезов и т.п.).

Размеры на чертежах должны быть проставлены в определенном порядке и должны быть трех видов (рисунок 4.28):

- увязочные, в число которых входят размеры и отметки, указывающие положение конструкции в здании или сооружении, а также размеры, определяющие примыкание одних элементов к другим (на рисунке 4.28 обозначены буквой а);
- для изготовления отдельных деталей конструкции (обозначены буквой б);
- для сборки конструкции (обозначены буквой в).

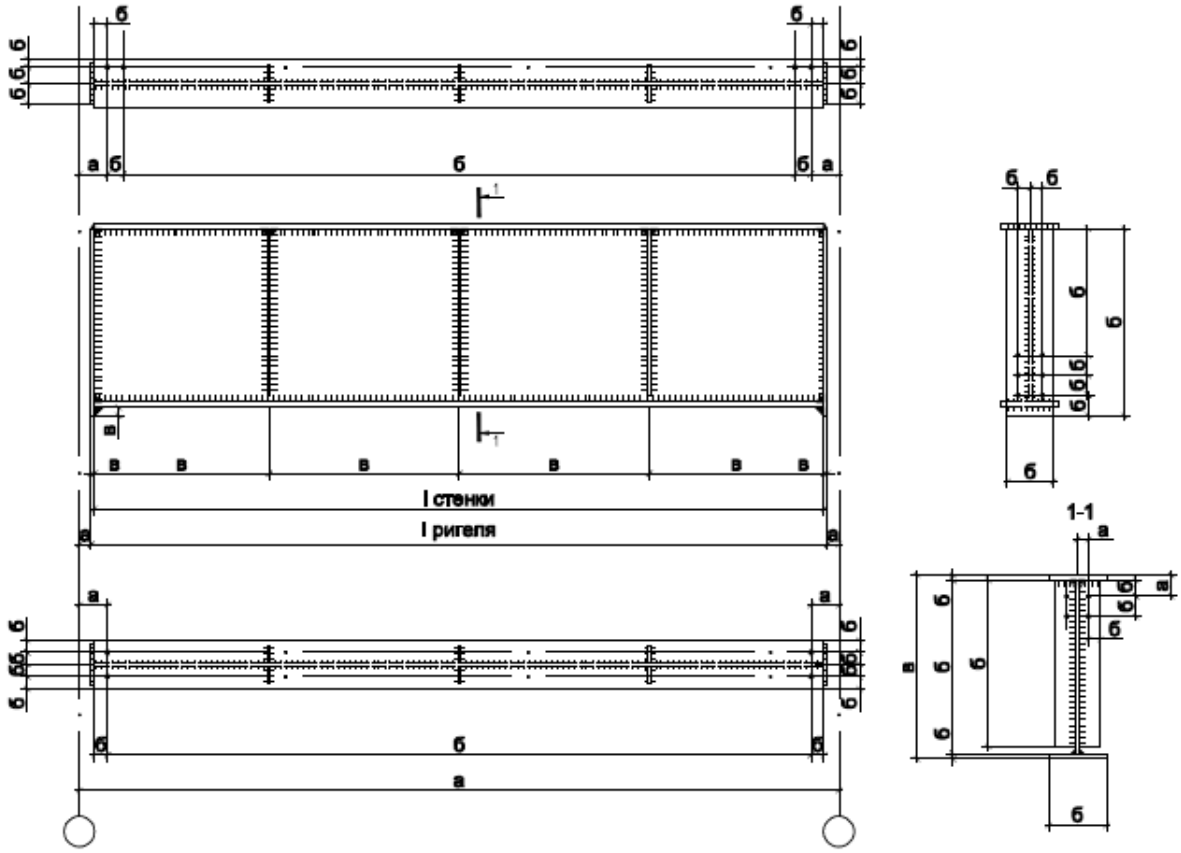


Рис. 4.28. Размеры на рабочем деталировочном чертеже

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Основные буквенные обозначения величин

A – площадь сечения брутто;

A_{bn} – площадь сечения болта нетто;

A_f – площадь сечения полки (пояса);

A_w – площадь сечения стенки;

A_{wf} – площадь сечения по металлу углового шва;

A_{wz} – площадь сечения по металлу границы сплавления;

I_x – момент инерции сечения относительно оси x - x;

R_{bp} – расчетное сопротивление смятию одноболтового соединения;

R_{bs} – расчетное сопротивление срезу одноболтового соединения;

R_s – расчетное сопротивление сдвигу;

R_{un} – нормативное сопротивление стали;

R_{wf} – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва;

R_{wz} – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления;

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

R_{yn} – предел текучести;

S – статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

W_x; W_y – моменты сопротивления сечения брутто относительно осей x - x и y - y соответственно;

b_{ef} – расчетная ширина; b_f – ширина полки (пояса);

b_r – ширина выступающей части ребра;

d – диаметр отверстия под болт;

d_b – наружный диаметр стержня болта;

h_w – высота стенки; h_{ef} – расчетная высота стенки;

i_x; i_y – радиусы инерции сечения относительно осей x - x и y - y соответственно;

k_f – катет углового шва;

l_{ef} – расчетная длина; l_w – длина сварного шва;

l_x; l_y – расчетные длины элемента в плоскостях, перепендикулярных осям x - x и y - y соответственно;

t_f – толщина полки (пояса);

t_w – толщина стенки;

β_f; β_z – коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления;

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности;

λ – гибкость $\lambda = l_{ef}/\, i$; $\bar{\lambda}$ – условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E}$;

$\bar{\lambda}_f$ – условная гибкость свеса пояса $\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y/E}$;

$\bar{\lambda}_w$ – условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w)\sqrt{R_y/E}$;

$\bar{\lambda}_{uf}$ – предельная условная гибкость свеса пояса (поясного листа);

$\bar{\lambda}_{uw}$ – предельная условная гибкость стенки;

λ_x; λ_y – расчетные гибкости в плоскостях, перепендикулярных осям x - x и y - y соответственно;

σ_{loc} – местное напряжение;

σ_x; σ_y – нормальные напряжения, параллельные осям x - x и y - y соответственно;

φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии;

φ_b – коэффициент устойчивости при изгибе.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Таблицы на чертежах КМ и КМД

Форма 1



Указания по заполнению ведомости элементов:

- в графе «Марка элемента» указывают марку элемента по схеме расположения элементов или общему виду;

- в графе «Сечение» указывают:

«эскиз» – расположение деталей сечения элемента, позиции деталей сечения, необходимые размеры,

«поз.» – порядковые номера позиций деталей,

«состав» – сокращенное обозначение профилей составляющих сечение, состоящее из условного обозначения профилей по ГОСТ 2.410 и номера или размеров профиля в соответствии со стандартами или техническими условиями

на конкретный вид профилей;

- в графе «Усилия для прикрепления» указывают:

A – реакцию в опорном сечении элемента, кН,

N – продольное усилие в элементе, кН,

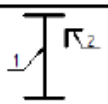
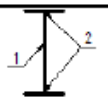
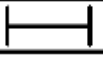
M – изгибающий момент в опорном сечении элемента, кН · м;

- в графе «Наименование или марка металла» указывают наименование

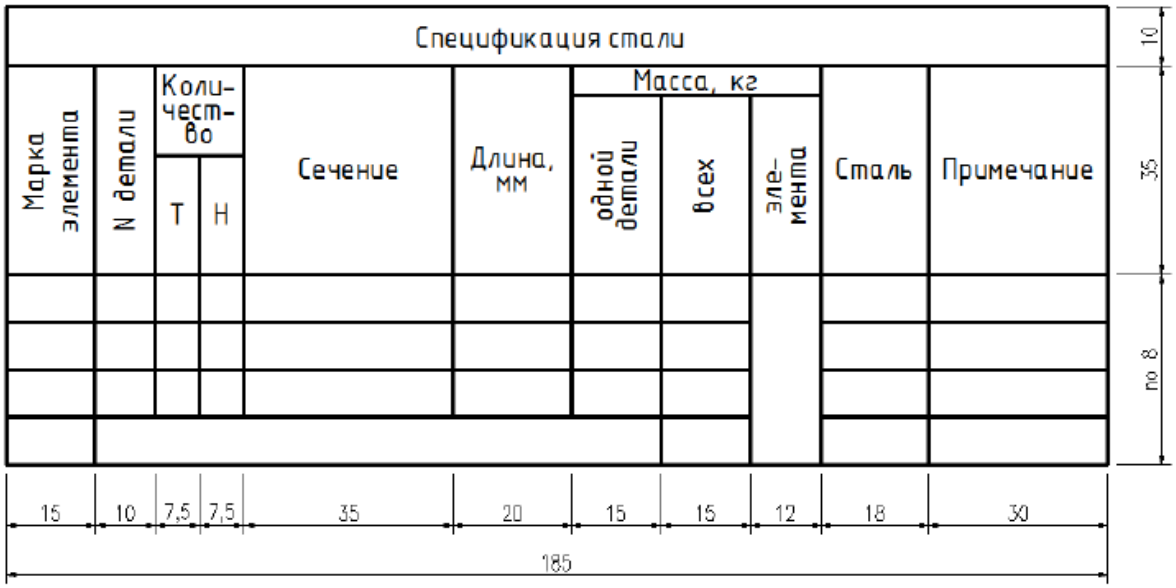
или марку металла для всего элемента, если все детали элемента выполнены из одного металла, и по позициям - если наименование или марки металла деталей различны;

- в графе «Примечание» указывают другие необходимые данные об элементе.

Пример заполнения формы 1

Ведомость элементов								
Марка элемента	Сечение			Усилия для прикрепления			Наименование или марка металла	Примечание
	Эскиз	Поз.	Состав	A, кН	N, кН	M, кН·м		
ФС1	Сложный							Лист 12
Б1		1	I 40Б1	200	–	–	С 345-3	
		2	∟ 100х8	–	–	–	С 245	
Б2		1	–900х8	300	–	800	С 345-3	
		2	–200х16					
К1			I 40Ш1	140	-380	-410	С 345-3	

Форма 2



Спецификацию располагают, как правило, в верхнем углу листа.

В графе «Марка элемента» указывают буквенно-цифровое обозначение

отправочного элемента.

В графе «№ детали» проставляют цифровое обозначение детали; сначала указывают детали, составляющие основное сечение, а затем все остальные детали с группировкой их по профилям проката (например, лист, уголки, двутав-ры и т.д.); в ригеле последовательность следующая: стенка, пояса, опорные ребра, промежуточные ребра.

В графе «Количество» указывают количество деталей «так» (т) и «наоборот» (н), т.е. деталей, изображения которых взаимно зеркальны; в случае отсутствия зеркальных деталей в соответствующей графе ставят прочерк.

В графе «Сечение» дают длину детали в мм.

В графе «Масса, кг» записывают массу одной детали, массу всех деталей и общую массу элемента с учетом массы сварных швов (заводских), которую принимают в размере 1% от массы всех деталей марки. Массу одной детали подсчитывают с точностью до 0,1 кг, всех деталей и отправочного элемента – с точностью до 1 кг. При подсчете массы листовых деталей, площадь которых более 0,1 мм, учитывают их фактическую площадь. Листовые фасонные детали (с прямыми и криволинейными срезами), площадь которых не более 0,1 м2, принимают прямоугольными (при толщине до 12мм). При толщине деталей более 12мм определяют их массу по фактической площади.

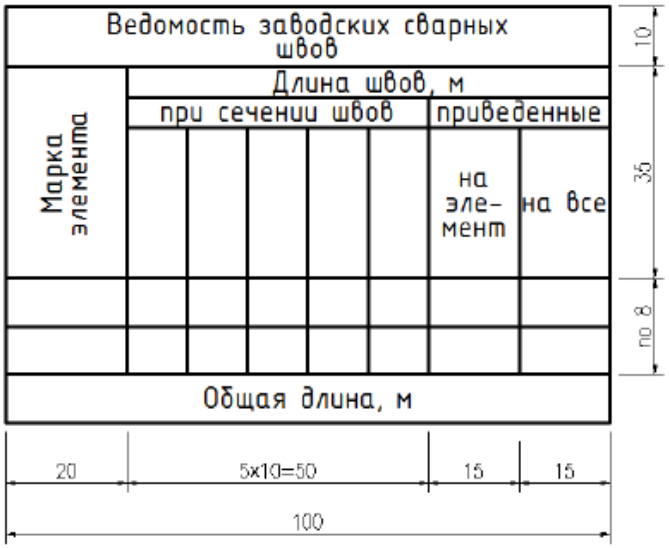
В графе «Сталь» указывают сведения о материале детали в соответствии с [4, приложение В], или см. приложение В.

В графе «Примечание» дают указания о требующихся специальных припусках в размерах на обработку технологических операций: при вальцовке, гнутье, строжке, фрезеровке, снятии фасок и др.

Форма 3



Форма 4



В ведомости отправочных элементов указывают количество и массу отправочных элементов, подлежащих изготовлению по рабочему чертежу.

В ведомости заводских сварных швов дают выборку сварных швов на каждый отправочный элемент.

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Материала для стальных конструкций

и их расчетные сопротивления

Группы стальных конструкций

Группа **1**. Сварные конструкции [4,прил.В] и их элементы, работающие в особо тяжелых условиях (согласно ГОСТ 25546), в том числе максимально стесняющие развитие пластических деформаций или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических, вибрационных или подвижных нагрузок [подкрановые балки; балки рабочих площадок; балки путей подвижного транспорта; элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающих нагрузки от подвижных составов; главные балки и ригели рам при динамической нагрузке; пролетные строения транспортерных галерей; фасонки ферм; стенки, окрайки днищ, кольца жесткости, плавающие крыши, покрытия резервуаров и газгольдеров; бункерные балки; оболочки параболических бункеров; стальные оболочки свободно стоящих дымовых труб;
сварные специальные опоры больших переходов линий электропередачи (ВЛ) высотой более 60 м; элементы оттяжек матч и отгяжечных узлов]

Группа **2**. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке при наличии растягивающих напряжений [фермы; ригели рам; балки перекрытий и покрытий; косоуры лестниц; оболочки силосов; опоры ВЛ, за исключением сварных опор больших переходов; опоры ошиновки открытых распределительных устройств подстанций (ОРУ); опоры транспортерных галерей; прожекторные мачты; элементы комбинированных опор антенных сооружений (АС) и другие растянутые, растянуто-изгибаемые и изгибаемые элементы], а также конструкции и их элементы группы 1 при отсутствии сварных соединений и балки подвесных путей из двутавров по ГОСТ 19425 и ТУ 14-2-427 при наличии сварных монтажных соединений.

Группа **3**. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке, преимущественно на сжатие [колонны; стойки; опорные плиты; элементы настила перекрытий; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование; вертикальные связи по колоннам с напряжениями в расчетных сечениях связей свыше 0,003 · Ry; анкерные, несущие и фиксирующие опоры (опоры, ригели жестких поперечин, фиксаторы)контактной сети транспорта; опоры под оборудование ОРУ, кроме опор под выключатели; элементы стволов и башен АС; колонны бетоновозных эстакад; прогоны покрытий и другие сжатые и сжато-изгибаемые элементы], а также конструкции и их элементы группы 2 при отсутствии сварных соединений.

Группа **4**. Вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, кроме указанных в группе 3; элементы фахверка; лестницы; трапы; площадки; ограждения; металлоконструкции кабельных каналов; вспомогательные элементы сооружений и т.п.), а также конструкции и элементы группы 3 при отсутствии сварных соединений.

П р и м е ч а н и я

1 При назначении стали для конструкции зданий и сооружений I уровня ответственности по ГОСТ 27751 номер группы конструкции следует уменьшать на единицу (для групп 2–4).

2 При толщине проката t > 40 мм номер группы конструкций следует уменьшать на единицу (для групп 2–4); при толщине проката 6 мм - увеличивать на единицу (для групп 1–3).

Таблица В.1 – Назначение стали в конструкциях и сооружениях

Марка стали по			Условия применения стали при расчетной температуре, °С											
			$t \geq -45$				$-45 > t \geq -55$				$t < -55$			
ГОСТ 27772	ГОСТ 535, ГОСТ 14637	ГОСТ 19281	Для групп конструкций											
			1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
С235	Ст3кп2, Ст3пс2		–	–	+	+	–	–	–	–	–	–	–	–
С245	Ст3пс5		–	+	х	–	–	–	–	+	–	–	–	+
С255, С285	Ст3сп5		+	х	х	–	–	–	–	+	–	–	–	+
С345,С375		09Г2С	3/12	1/4	1/4	–	3/12	3/12	1/4	–	4/15	4/15	2 *или* 3 / 7 *или* 12	–

Обозначения, принятые в таблице 1:

знак «+» означает, что данную сталь следует применять; знак «–» означает, что данную сталь не следует применять; знак «х» означает, что данную сталь можно применять при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Примечания

1 Для стали С345 и 09Г2С даны категории требований по ударной вязкости соответственно в числителе по ГОСТ 27772, в знаменателе – по ГОСТ 19281.

2 Прокат из стали с пределом текучести $R_{yn} \geq 390$ Н/мм^2 следует назначать согласно требованиям таблиц В.2 и В.3

Таблица В.2 – Нормируемые показатели ударной вязкости проката

Расчетная температура, °С	Группа конструкций	Предел текучести проката, Н/мм^2								
		$R_{yn} < 290$				$290 \le R_{yn} < 390$		$390 \le R_{yn} < 490$		$R_{yn} \ge 490$
		Показатели ударной вязкости, Дж/см^2								
		KCA	KCV			KCV		KCV		KCV
		При температуре испытаний на ударный изгиб, °С								
		+20	+20	0	-20	-20	-40	-40	-60	-60
$t \ge -45$	1, 2, 3	29	34	–	–	34	–	34	–	40
$-45 > t \ge -55$	1	29	–	–	34	–	34	34	–	40
	2, 3	29	–	34	–	34	–	34	–	40
$t < -55$	1, 2, 3	29	–	–	34	–	34	–	34	40

Примечания

1 KCA – ударная вязкость образцов типа 1 по ГОСТ 9454, испытанных при температуре +20 °С, с U-образным надрезом после деформационного старения; KCV – ударная вязкость образцов с V-образным надрезом (тип 11 по ГОСТ 9454).

2 В толстолистовом прокате испытываются поперечные образцы, в фасонном и сортовом – продольные.

Таблица В.3

Требования по химическому составу

Нормативные сопротивления стали, Н/мм^2	Содержание элементов, % (не более)			$C_э$, % (не более)
	C	P	S	
$R_{yn} < 290$	0,22	0,040	0,045	–
$290 \le R_{yn} < 390$	0,14	0,035	0,035	0,45
$390 \le R_{yn} < 490$	0,12	0,015	0,015	0,46
$490 \le R_{yn} < 590$	0,13	0,015	0,010	0,47
$R_{yn} \ge 590$	0,15	0,010	0,005	0,51
Примечания [4, табл. В.4]				

Таблица В.4

Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката

Сталь по ГОСТ 27772	Толщина проката*, мм	Нормативное сопротивление** проката, Н/мм^2		Расчетное сопротивление** проката, Н/мм^2	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С235	От 2 до 8	235	360	230/225	350/345
С245	» 2 »20	245	370	240/235	360/350
	Св.20 » 30	235	370	230/225	360/350
С255	От 2 » 20	245	370	240/235	360/350
	Св.20 » 40	235	370	230/225	360/350
С285	От 2 » 10	275	390	270/260	380/370
	Св.10 » 20	265	380	260/250	370/360
С345	От 2 » 20	325	470	320/310	460/450
	Св.20 » 40	305	460	300/290	450/440
	» 40 »80	285	450	280/270	440/430
	» 80 »100	265	430	260/250	420/410
С345К	От 4 » 10	345	470	335/330	460/450
С375	» 2 »20	355	490	345/340	480/465
	Св.20 » 40	335	480	325/320	470/455
С390	От 4 » 50	390	540	380/370	525/515
С440	» 4 »30	440	590	430/420	575/560
	Св.30 » 50	410	570	400/390	555/540
С590 С590К	От 10 » 40	590	685	575/560	670/650

* За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

** Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу. В числителе представлены значения расчетных сопротивлений проката при $\gamma_m = 1{,}025$, в знаменателе – расчетное сопротивление стального проката при $\gamma_m = 1{,}050$.

Таблица В.5

Расчетные сопротивления проката смятию торцевой поверхности, местному смятию в цилиндрических шарнирах, диаметральному сжатию катков

Временное сопротивление, Н/мм^2	Расчетное сопротивление, Н/мм^2		
	смятию		диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью) R_{cd}
	торцевой поверхности (при наличии пригонки) R_p	местному в цилиндрических шарнирах(цапфах) при плотном касании R_{lp}	
360	351/343	176/171	9 / 9
370	361/352	180/176	9 / 9
380	371/362	185/181	9 / 9
390	380/371	190/185	10 / 10
400	390/381	195/190	10 / 10
430	420/409	210/204	10 / 10
440	429/419	215/209	11 / 11
450	439/428	220/214	11 / 11
460	449/438	224/219	11 / 11
470	459/448	229/224	11 / 11
480	468/457	234/228	12 / 12
490	478/467	239/233	12 / 12
510	498/486	249/243	12 / 12
540	527/514	263/257	13 / 13
570	556/543	278/271	14 / 14
590	576/562	288/281	14 / 14

Примечание – В таблице указаны значения расчетных сопротивлений, вычисленные по формулам раздела 3 [4] при $\gamma_m = 1{,}025$ (в числителе) и $\gamma_m = 1{,}050$ (в знаменателе).

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

Материалы для расчета соединений стальных конструкций

Таблица Г.1

Материалы для сварки, соответствующие стали

<table>
<tr><td rowspan="4">Сталь</td><td colspan="5">Материалы для сварки</td></tr>
<tr><td>в углекислом газе (по ГОСТ 8050) или в его смеси с аргоном (по ГОСТ 10157)</td><td colspan="2">под флюсом (по ГОСТ 9087)</td><td>порошковой проволокой (по ГОСТ 26271)</td><td>покрытыми электродами (по ГОСТ 9467)</td></tr>
<tr><td colspan="4">Марка</td><td rowspan="2">тип электрода</td></tr>
<tr><td colspan="3">сварочной проволоки для автоматической и механизированной сварки (по ГОСТ 2246)</td><td>флюса</td><td>порошковой проволоки</td></tr>
<tr><td rowspan="2">R_{yn} < 290 Н/мм^2</td><td rowspan="3">Св-08Г2С</td><td>Св-08А</td><td rowspan="2">АН-348-А
АН-60*
ПФК-56С****</td><td rowspan="3">ПП-АН-3
ПП-АН-8</td><td>Э42*, Э42А</td></tr>
<tr><td>Св-08ГА</td><td>Э46*, Э46А</td></tr>
<tr><td>290 Н/мм^2 ≤ R_{yn} < < 590Н/мм^2</td><td>Св-10ГА**</td><td rowspan="2">АН-17-М
АН-43
АН-47
АН-348-А***
ПФК-56С***</td><td>Э50*, Э50А</td></tr>
<tr><td>R_{yn} ≥ 590 Н/мм^2</td><td>Св-08Г2С
Св-08ХГСМА</td><td>Св-10Г2**
Св-10НМА</td><td>Св-10НМА</td><td>ПП-АН-3</td><td>Э60</td></tr>
<tr><td></td><td>Св-10ХГ2СМА</td><td>Св-08ХН2ГМЮ</td><td>АН-17-М
ПФК-56С [г]</td><td>ПП-АН-8</td><td>Э70</td></tr>
<tr><td colspan="6">* Флюс АН-60 и электроды типа Э42, Э46, Э50 следует применять для конструкций групп 2, 3 при расчётных температурах t ≥ – 45 °С.
** Не применять в сочетании с флюсом АН-43.
*** Для флюса АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин при расчётных температурах t < – 45 °С и толщин свыше 32 мм – при расчётных температурах t ≥ – 45 °С.
****Керамический флюс по ТУ 59295-001-56315282-2004.</td></tr>
</table>

Таблица Г.2

Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		R_{wun}, Н/мм^2	R_{wf}, Н/мм^2
тип электрода (по ГОСТ 9467)	марка проволоки		
Э42, Э42А Э46, Э46А Э50, Э50А	Св-08, Св-08А Св-08ГА, Св-08Г2С, Св-10ГА, ПП-АН-8, ПП-АН-3	410 450 490	180 200 215
Э60	Св-08Г2С*, Св-10НМА, Св-10Г2	590	240
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685	280
Э85	–	835	340
*Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 Н/мм^2 и более.			

Таблица Г.3

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки сплошного сечения d, мм	Положение шва	Коэффициент	Значения коэффициентов β_f и β_z при нормальных режимах сварки и катетах швов, мм			
			3 – 8	9 – 12	14 - 16	Св. 16
Автоматическая при d = 3-5	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0
Автоматическая и механизированная при d = 1,4-2	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная и механизированная при d < 1,4 или порошковой проволокой	В лодочку	β_f	0,7			
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_z	1,0			

Таблица Г.4

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали, Н/мм^2	Минимальный катет шва k_f, мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов t, мм						
			4–5	6–10	11–16	17–22	23–32	33–40	41–80
Тавровое с двусторонними угловыми швами, нахлесточное и угловое	Ручная дуговая	До 285	4	4	4	5	5	6	6
		Св. 285 до 390	4	5	6	7	8	9	10
		» 390 » 590	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и механизированная	До 285	3	4	4	5	5	6	6
		Св. 285 до 390	3	4	5	6	7	8	9
		» 390 » 590	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная дуговая	До 375	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и механизированная		4	5	6	7	8	9	10

Примечания

1. В конструкциях из стали с пределом текучести свыше 590 Н/мм^2, а также для всех сталей при толщине элементов более 80 мм минимальный катет швов следует принимать по специальным техническим условиям.

2. В конструкциях группы 4 минимальный катет односторонних угловых швов следует уменьшать на 1 мм при толщине свариваемых элементов до 40 мм и на 2 мм - при толщине элементов свыше 40 мм.

Таблица Г.5

Требования к болтам при различных условиях их применения

Расчетная температура t, °С	Класс прочности болтов и требования к ним по ГОСТ Р 52627 в конструкциях			
	не рассчитываемых на усталость		рассчитываемых на усталость	
	при работе болтов на			
	растяжение или срез	срез	растяжение или срез	срез
≥ –45	5,6 – 8,8 10,9 –	5,6 5,8 8,8 10,9 12,9	5,6 – 8,8 10,9 –	5,6 – 8,8 10,9 12,9
–45 > t ≥ –55	5,6 8,8 10,9 –	5,6 8,8 10,9 12,9	5,6 8,8* 10,9* –	5,6 8,8 10,9 12,9
< –55	5,6 8,8* 10,9* –	5,6 8,8 10,9 12,9	– 8,8* 10,9* –	5,6 8,8 10,9 12,9
* С требованием испытания на разрыв на косой шайбе по 6.5 ГОСТ Р 52627				

Таблица Г.6

Марки стали фундаментных болтов и условия их применения

Конструкции	Нормативный документ	Марки стали при расчетной температуре t, °С		
		≥ – 45	–45 > t ≥ –55	< –55
Конструкции, кроме опор, воздушных линий электропередачи, распределительных устройств и контактной сети	ГОСТ 535 ГОСТ 1050 ГОСТ 19281	Ст3пс2, Ст3сп2, 20 –	Ст3пс4, Ст3сп4 – 09Г2С-4*	– – – 09Г2С-4*
Для U-образных болтов, а также фундаментных болтов опор воздушных линий электропередачи, распределительных устройств и контактной сети	ГОСТ 535 ГОСТ 19281	Ст3пс4, Ст3сп4 –	– – 09Г2С-4*	– – 09Г2С-6**
* Допускается применение других сталей по ГОСТ 19281 категории 4. ** Допускается применение других сталей по ГОСТ 19281 категории 6.				

Таблица Г.7

Нормативные сопротивления стали болтов и расчетные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению, Н/мм^2

Класс прочности болтов ГОСТ 52627	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5,6	500	300	210	225
5,8	500	400	210	–
8,8	830	665	330	450
10,9	1040	935	415	560
12,9	1220	1100	425	–

Таблица Г.8

Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали соединяемых элементов R_{un}, Н/мм^2	Расчетные сопротивления R_{bp}, Н/мм^2, смятию элементов, соединяемых болтами	
	класса точности А	класса точности В
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775
Примечание – Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам раздела 4 [4]с округление до 5 Н/мм^2		

Таблица Г.9

Площади сечения болтов

d, мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b, см^2	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn}, см^2	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72
Примечание - Размеры, заключенные в скобках, не рекомендуется применять в конструкциях, кроме опор ВЛ и ОРУ.										

Таблица Г.10

Характеристика расстояния и предела текучести соединяемых элементов	Расстояние при размещении болтов
1. Расстояние между центрами отверстий для болтов в любом направлении:	
а) минимальное:	
при $R_{yn} \le 375$ Н/мм^2	2,5d
при $R_{yn} > 375$ Н/мм^2	3d
б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	8d или 12t
в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:	
при растяжении	16d или 24t
при сжатии	12d или 18t
2. Расстояние от центра отверстия болта до края элемента:	
а) минимальное вдоль усилия:	
при $R_{yn} \le 375$ Н/мм^2	2d
при $R_{yn} > 375$ Н/мм^2	2,5d
б) то же, поперек усилия	
при обрезных кромках	1,5d
при прокатных кромках	1,2d
в) максимальное	4d или 8t
г) минимальное во фрикционном соединении при любой кромке и любом направлении усилия	1,3d
3. Расстояние минимальное между центрами отверстий вдоль усилия для болтов, размещаемых в шахматном порядке:	u + 1,5d

Обозначения, принятые в таблице:

d – диаметр отверстия для болта;

t – толщина наиболее тонкого наружного элемента;

u – расстояние поперек усилия между рядами отверстий.

Примечание - Диаметр отверстий следует принимать: для болтов класса точности А $d = d_b$; для ботов класса точности В в конструкциях опор ВЛ, ОРУ и КС $d = d_b$ + 1мм, в остальных случаях $d = d_b$ + (1; 2 или 3 мм), где d_b – диаметр болта.

Таблица Г.11

Характеристика		Предел текучести R_{yn} стали соединяемых элементов, Н/мм^2	Значения a/d, s/d	Значение коэффициента γ_b
болтового соединения	напряженного состояния			
Одноболтовое, болт классов точности А, В или высокопрочный	Срез	–	–	1,0
	Смятие	До 285	$1,5 \le a/d \le 2$; $1,35 \le a/d < 1,5$	$0,4a/d + 0,2$ $a/d - 0,7$
		Св. 285 до 375		$0,5a/d$ $0,67a/d - 0,25$
		Св. 375	$a/d \ge 2,5$	1,0
Многоболтовое, болты класса точности А	Срез	–	–	1,0
	Смятие	До 285	$1,5 \le a/d \le 2$ $2 \le s/d \le 2,5$	$0,4a/d + 0,2$ $0,4s/d$
		Св. 285 до 375		$0,5a/d$ $0,5s/d - 0,25$
		Св. 375	$a/d \ge 2,5$ $s/d \ge 3$	1,0 1,0

Обозначения, принятые в таблице:

a – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия;

s – расстояние вдоль усилия между центрами отверстий;

d – диаметр отверстия для болта.

Примечания

1. Для расчета многоболтового соединения на срез и смятие при болтах класса точности В, а также при высокопрочных болтах без регулируемого натяжения при всех значениях предела текучести R_{yn} стали соединяемых элементов значения коэффициента γ_b следует умножить на 0,9.

2. Для расчета многоболтового соединения на смятие следует принимать значение γ_b меньшее из вычисленных при принятых значениях d, a, s.

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Основные характеристики сэндвич-панелей

Таблица Д.1

Физико-механические показатели минераловатных плит

№	Наименование показателей	Нормативные значение для плит	
		стеновых	кровельных
1	Плотность, кг/м^3	90-130	110-140
2	Предел прочности на сжатие, кПа, не менее	60	80
3	Предел прочности на растяжение (отрыв слоев), кПа, не менее	100	100
4	Предел прочности на сдвиг (срез), кПа, не менее	50	75
5	Расчетное значение теплопроводности в сухом состоянии λ_0, Вт/(м*К), не более	0,048	0,050
6	Теплопроводность при (298±5)К, λ_{25}, Вт/(м*К), не более	0,044	0,046
7	Водопоглощение, при полном погружении, % по объему, не более	1,5	1,5
8	Влажность, % по массе, не более	0,5	0,5
9	Содержание органических веществ, % по массе, не более	4,5	4,5
10	Модуль кислотности, не менее	1,8	1,8

Таблица Д.2

Технические характеристики сэндвич-панелей

Толщина, мм	Масса 1 м. кв. панели, кг		Толщина, мм	Масса 1 м. кв. панели, кг	
	стеновой	кровельной		стеновой	кровельной
50	14,5	16,5	170	27,7	32,3
80	17,8	20,5	180	28,8	33,7
100	20,0	23,1	200	31,0	36,3
120	22,2	25,7	220	33,8	39,6
150	25,5	29,7	250	36,5	42,9

Таблица Д.3

Основные типы размеров сэндвич-панелей

№	Марки панелей	Длина, мм	Ширина, мм	Толщина, мм
1	ПМСМ (панель металлическая стеновая с минераловатным утеплителем)	2000-13000	1000; 1190	50; 80; 100; 120; 150; 170; 180; 200; 220; 250
2	ПМКМ (панель металлическая кровельная с минераловатным утеплителем)		1000	

ПРИЛОЖЕНИЕ Е

Материалы для подсчета нагрузок на поперечную раму каркаса здания

Таблица Е.1

Снеговые районы (принимаются по карте 1 приложение Ж [5])	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g, кПа (кН/м^2)	0,8	1,2	1,8	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6

Таблица Е.2

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

А – открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в том числе, с постройками, высотой меньше 10м, пустыни, степи.

В – городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10м;

С –городские районы с плотной застройкой зданиями высотой более 25м.

Таблица Е.3

Ветровые райны (принимаются по карте 3 приложения Ж [5])	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
W_0, кПа (кН/м^2)	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

Таблица Е.4

Значения K_{eq}

Высота, H^*, м	K_{eq} для типов местности			Высота, H^*, м	K_{eq} для типов местности		
	A	B	C		A	B	C
0 ÷ 5	0,750	0,500	0,400	23	1,117	0,750	0,489
6	0,758	0,505	0,400	24	1,131	0,762	0,497
7	0,776	0,516	0,400	25	1,145	0,773	0,506
8	0,799	0,530	0,400	26	1,158	0,784	0,514
9	0,826	0,545	0,400	27	1,171	0,795	0,523
10	0,854	0,563	0,400	28	1,183	0,805	0,531
11	0,882	0,579	0,401	29	1,195	0,815	0,540
12	0,907	0,596	0,405	30	1,206	0,825	0,548
13	0,930	0,611	0,410	31	1,217	0,835	0,557
14	0,951	0,626	0,416	32	1,228	0,845	0,565
15	0,972	0,641	0,422	33	1,239	0,855	0,573
16	0,992	0,655	0,430	34	1,249	0,864	0,582
17	1,012	0,669	0,437	35	1,259	0,874	0,590
18	1,031	0,684	0,445	36	1,269	0,883	0,599
19	1,049	0,698	0,454	37	1,279	0,892	0,607
20	1,068	0,711	0,463	38	1,289	0,901	0,616
21	1,085	0,725	0,471	39	1,299	0,910	0,624
22	1,102	0,736	0,480	40	1,309	0,920	0,632

H^* - расстояние от уровня земли до ригеля рамы в расчетной схеме.

ПРИЛОЖЕНИЕ Ж

Листовой и фасонный прокат

Таблица Ж.1

Толстолистовая сталь (ГОСТ 19903-74*)	
Толщина листов, мм (по сокращенному сортаменту)	Ширина листов, мм
3,4,5	От 600 до 1800
6	От 700 до 2000
8,10	От 700 до 2500
12	От 1000 до 2500
14,16,18,20,22,25	От 1000 до 2800
28,30,32,36,40	От 1250 до 3600
42,45,50,60,80,100	От 1250 до 3800

Градация ширины листов по сортаменту: 500, 510, 600, 670, 700, 710, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2400,2500, 2600, 2700, 2800, 2900, 3000, 3200, 3400, 3600, 3800.

Таблица Ж.2

Сталь листовая рифленая (ГОСТ 8568-77*)			
Ромбическая сталь		Чечевичная сталь	
Толщина основания листа	Масса 1 м^2, кг	Толщина основания листа	Масса 1 м^2, кг
6	51,0	6	48,5
8	66,0	8	64,9
10	83,0	10	80,9
12	99,3	12	96,8

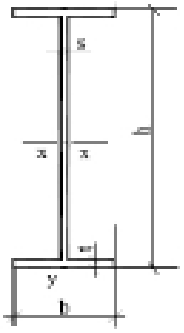
Таблица Ж.3

Параметры полосы	Широкополосная универсальная сталь (ГОСТ 82-70*)
	Значение параметров, мм
Толщина	6; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40
Ширина	200; 220; 240; 250; 280; 300; 360; 380; 400; 420; 450; 480; 500; 530; 560; 600; 630; 650; 670; 700; 750; 800; 850; 900; 100; 1050
Длина	От 5000 до 12000

Примечание - Ширина листов относится ко всем указанным толщинам.

Таблица Ж.4

Двутавры стальные горячекатные с параллельными гранями
типа Б, Ш и К по ГОСТ 26020-83



h – высота двутавра;
b – ширина полки; t – толщина полки;
s – толщина стенки;
I – момент инерции;
W – момент сопротивления;
S – статический момент полусечения;
i – радиус инерции

Номер профиля	Линейная плотность, кг/м	Размеры, мм				Площадь сечения, $см^2$	Справочные данные для осей						
							X-X				Y-Y		
		h	b	s	t		I_x, $см^4$	W_x, $см^3$	S_x, $см^3$	i_x, см	I_y, $см^4$	W_y, $см^3$	i_y, см
Нормальные двутавры													
10Б1	8,1	100,0	55	4,1	5,7	10,32	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
12Б1	8,7	117,6	64	3,8	5,1	11,03	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,42
12Б2	10,4	120,0	64	4,4	6,3	13,21	318	53,0	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
14Б1	10,5	137,4	73	3,8	5,6	13,39	43,5	63,3	35,8	5,7	36,4	10	1,65
14Б2	12,9	140,0	73	4,7	6,9	16,43	54,3	77,3	44,15	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1	12,7	157	82	4	5,9	16,18	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	15,8	160	82	5	7,4	20,09	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
18Б1	15,4	177	91	4,3	6,5	19,58	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,04
18Б2	18,8	180	91	5,3	8	23,95	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1	22,4	200	100	5,6	8,5	28,49	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23
23Б1	25,8	230	110	5,6	9	32,91	2996	260,3	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
26Б1	28	258	120	5,8	8,5	35,62	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	31,2	261	120	6	10	39,70	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70
30Б1	32,9	296	140	5,8	8,5	41,92	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	36,6	299	140	6,0	10	46,67	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
35Б1	38,9	346	155	6,2	8,5	49,53	10060	581,7	326,6	14,25	529,6	66,3	3,27
35Б2	43,3	349	155	6,5	10	55,17	11550	662,2	373,0	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	48,1	392	165	7	9,5	61,25	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	54,7	396	165	7,5	11,5	69,72	18530	935,7	529,7	16,30	865	104,8	3,52
45Б1	59,8	443	180	7,8	11	76,23	24940	1125	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	67,5	447	180	8,4	13	85,96	28870	1291	732,9	18,32	1269	141	3,84
50Б1	73,0	492	200	8,8	12	92,98	37160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16
50Б2	80,7	496	200	9,2	14	102,80	42390	1709	970,2	20,30	1873	187,3	4,27
55Б1	89	543	220	9,5	13,5	113,37	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61
55Б2	97,9	547	220	10	15,5	124,75	62790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4,70
60Б1	106,2	593	230	10,5	15,5	135,26	78760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83
60Б2	115,6	597	230	11	17,5	147,30	87640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92
70Б1	129,3	691	260	12	15,5	164,70	125930	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26
70Б2	144,2	967	260	12,5	18,5	183,60	145912	4187	2393	28,19	5437	418,2	5,44
80Б1	159,5	791	280	13,5	17	203,20	199500	5044	2917	31,33	6244	446,0	5,54
80Б2	177,9	798	280	14	20,5	226,60	232200	5820	3343	32,01	7527	537,6	5,76
90Б1	194	893	300	15	18,5	247,10	304400	6817	3964	35,09	8365	557,6	5,82
90Б2	213,8	900	300	15,5	22	272,40	349200	7760	4480	35,80	9943	662,8	6,04

Номер профиля	Линейная плотность, кг/м	Размеры, мм				Площадь сечения, $см^2$	Справочные данные для осей						
							X-X				Y-Y		
		h	b	s	t		I_x, $см^4$	W_x, $см^3$	S_x, $см^3$	i_x, см	I_y, $см^4$	W_x, $см^3$	i_y, см
Нормальные двутавры													
100Б1	230,6	990	320	16	21	293,82	446000	9011	5234	38,96	11520	719,9	6,26
100Б2	258,2	998	320	17	25	328,90	516400	10350	5980	39,62	13710	856,9	6,46
100Б3	285,7	1006	320	18	29	364,00	587700	11680	6736	40,18	15900	993,3	6,61
100Б4	314,5	1013	320	19,5	32,5	400,60	655400	12940	7470	40,45	17830	1114,3	6,67
Широкополочные двутавры													
20Ш1	30,6	193	150	6	9	38,95	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	36,2	226	155	6,5	10	46,08	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	42,7	251	180	7	10	54,37	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	49,2	255	180	7,5	12	62,73	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	53,6	291	200	8	11	68,31	10400	715	398	12,34	1470	147,0	4,64
30Ш2	61	295	200	8,5	13	77,65	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	68,3	299	200	9	15	87	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80
35Ш1	75,1	338	250	9,5	12,5	95,67	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	82,2	341	250	10,0	14	104,74	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	91,30	345	250	10,5	16	116,30	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1	96,1	388	300	9,5	14	122,40	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	111,1	392	300	11,5	16	141,60	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	123,4	396	300	12,5	18	157,20	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	114,4	484	300	11	15	145,70	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	138,7	489	300	14,5	17,5	176,60	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	156,4	495	300	15,5	20,5	199,20	84200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4	174,1	501	300	16,5	23,5	221,70	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	142,1	580	320	12	17	181,10	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	176,9	587	320	16	20,5	225,30	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	205,5	596	320	18	24,5	261,80	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
60Ш4	234,2	603	320	20	28,5	298,34	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	169,9	683	320	13,5	19	216,40	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	197,6	691	320	15	23	251,70	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	235,4	700	320	18	27,5	299,80	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	268,1	708	320	20,5	31,5	341,60	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
Колонные двутавры													
20К1	41,5	195	200	6,5	10	52,82	3820	392	216	8,50	1334	133	5,03
20К2	46,9	198	200	7	11,5	59,70	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23К1	52,2	227	240	7	10,5	66,51	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23К2	59,5	230	240	8	12	75,77	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26К1	65,2	255	260	8	12	83,08	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26К2	73,2	258	260	9	13,5	93,19	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26К3	83,1	262	260	10	15,5	105,90	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30К1	84,8	296	300	9	13,5	108,00	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,50
30К2	96,3	304	300	10	15,5	122,70	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30К3	108,9	300	300	11,5	17,5	138,72	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35К1	109,7	343	350	10	15,0	139,70	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35К2	125,9	348	350	11	17,5	160,40	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
35К3	144,5	353	350	13	20,0	184,10	42970	2435	1351	15,28	14300	817	8,81
40К1	138,0	393	400	11	16,5	175,80	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10
40К2	165,5	400	400	13	20,0	210,96	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40К3	202,3	409	400	16	24,5	257,80	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40К4	242,2	419	400	19	29,5	308,60	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,10
40К5	291,2	431	400	23	35,5	371,00	121570	5642	3217	18,10	37910	1896	10,11

ПРИЛОЖЕНИЕ И

Материалы для проектирования колонн

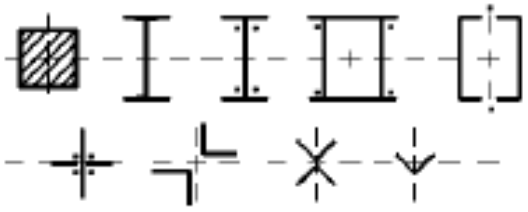
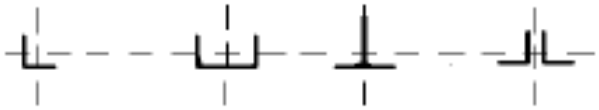
Таблица И.1

Коэффициенты устойчивости при центральном сжатии

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициенты φ для типа сечений по табл. И.2			Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициенты φ для типа сечений по табл. И.2		
	a	b	c		a	b	c
0,4	999	998	992	5,4	261		255
0,6	994	986	950	5,6	242		240
0,8	981	967	929	5,8	226		
1,0	968	948	901	6,0	211		
1,2	954	927	878	6,2	198		
1,4	938	905	842	6,4	186		
1,6	920	881	811	6,6	174		
1,8	900	855	778	6,8	164		
2,0	877	826	744	7,0	155		
2,2	851	794	709	7,2	147		
2,4	820	760	672	7,4	139		
2,6	785	722	635	7,6	132		
2,8	747	683	598	7,8	125		
3,0	704	643	562	8,0	119		
3,2	660	602	526	8,5	105		
3,4	615	562	492	9,0	094		
3,6	572	524	460	9,5	084		
3,8	530	487	430	10,0	076		
4,0	475	453	401	10,5	069		
4,2	431	421	375	11,0	063		
4,4	393	392	351	11,5	057		
4,6	359	359	328	12,0	053		
4,8	330	330	308	12,5	049		
5,0	304	304	289	13,0	045		
5,2	281	281	271	14,0	039		

П р и м е ч а н и е – Значения коэффициентов φ в таблице увеличено в 1000 раз.

Таблица И.2

Обозначение	Тип сечения Форма
a	
b	
c	

Примечание – Для прокатных двутавров высотой свыше 500 мм при расчете на устойчивость в плоскости стенки следует принимать тип сечения a .

Таблица И.3

Расчетные сопротивления бетона сжатию

Класс прочности	В 7,5	В 10	В 12	В 15	В 20
Расчетное сопротивление R_b, кН/см^2	0,45	0,60	0,75	0,85	1,15

Таблица И.4

Коэффициенты α_1, α_2, α_3 для расчета на изгиб прямоугольных плит, опертых по четырем сторонам

Плиты		При b/a											
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	>2
Опертые по четырем сторонам	α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125
	α_2	0,048	0,049	0,050	0,050	0,050	0,050	0,049	0,048	0,048	0,047	0,046	0,037
Опертые по трем сторонам	α_3	При a_1/d_1											
		0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	>2		
		0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133		

Обозначения, принятые в таблице И.4:
b- длинная сторона; a – короткая сторона; d_1 – длина свободной стороны; a_1 – длина стороны, перпендикулярной к свободной

Таблица И.5

Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Диаметр болтов, мм	Расчетные сопротивления, Н/мм^2, болтов из стали марок		
	ВСт3кп2 по ГОСТ 380-71** (с 1990 г. ГОСТ 535-73*)	09Г2С по ГОСТ 19281-73*	10Г2С1 по ГОСТ 19281-73*
12, 16, 20	185	235	240
24, 30	185	230	235
36, 42, 48, 56	185	225	225
64, 72, 80	185	220	215
90, 100	185	215	215
110, 125, 140	185	215	

*Расчетные сопротивления болтов из других марок сталей следует вычислять по формулам раздела 6 [4].

Примечания

1. Сталь по ГОСТ 535 должна поставляться по 1-й группе.

2. Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам пункта 6.6 [4] с округлением до 5Н/мм^2.

Таблица И.6

Типы фундаментных болтов

I тип	II тип	III тип	IV тип
D=20-36 см	D=42-90 см	D = 30-90 см	D=42-80 см
