

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Воронежский государственный архитектурно-строительный университет»

**РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА
ОДНОПРОЛЁТНОГО ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие

Воронеж 2015

УДК 624.014 (07)
ББК 38.54я73
Б447

Рецензенты:
кафедра металлических конструкций
Липецкого государственного технического университета;
Е.И. Скороходов, главный конструктор
ООО «Строительное управление – 255»

Беляева, С.Ю.

Расчёт и конструирование несущих элементов каркаса

Б447 однопролётного здания: учеб.-метод. пособие / С.Ю. Беляева,
Д.Н. Кузнецов; Воронежский ГАСУ. – Воронеж, 2015. – 137 с.

Изложены состав и правила выполнения курсового проекта «Расчёт и конструирование несущих элементов каркаса однопролётного здания». Рассмотрены вопросы расчёта и конструирования несущих элементов каркаса однопролётного здания без кранового оборудования.

Предназначено для студентов, обучающихся по направлению подготовки бакалавров 08.03.01 «Строительство» всех форм обучения.

Ил. 60. Табл. 7. Библиогр. 14 назв.

УДК 624.014 (07)
ББК 38.54я73

ISBN 978-5-89040-545-6

© Беляева С.Ю., Кузнецов Д.Н., 2015
© Воронежский ГАСУ, 2015

ВВЕДЕНИЕ

В практике современного городского строительства широкое применение находят однопролётные здания со стальным каркасом и легкими ограждающими конструкциями. Это связано с возможностью применения такого конструктивного решения при различном функционально-технологическом назначении здания. Под каркасом следует понимать комплекс несущих строительных конструкций, воспринимающих и передающих на фундаменты нагрузки от собственного веса, атмосферных воздействий, технологического оборудования (если таковое есть). Основу каркаса составляют плоские поперечные рамы, состоящие из колонн и ригелей в виде стропильных ферм. Устойчивость и жесткость каркаса в поперечном направлении обеспечивается самой рамой при соответствующем закреплении ее элементов, в продольном – системой связей. Рамно-связевая схема в большинстве случаев отвечает требованиям объёмно-планировочных решений однопролётных зданий и вместе с тем обеспечивает их высокую технологическую и экономическую эффективность. Проектирование стальных конструкций состоит из нескольких этапов: специализированная проектная организация выполняет расчёт и конструирование несущих элементов каркаса, проектную и рабочую документацию марки КМ (конструкции металлические), которая является основой для разработки рабочих детализованных чертежей марки КМД (конструкции металлические детализованные), проекта производства работ (ППР), заказа металла и содержит все необходимые данные для этих работ.

Курсовое проектирование является важной ступенью в освоении дисциплины «Металлические конструкции». Задача курсового проекта – получить навыки проектирования однопролётного здания на стадии КМ в соответствии с полученными исходными данными при строгом соблюдении нормативных документов. В ходе выполнения курсового проекта студенты закрепляют знания о статической работе поперечной рамы однопролётного здания без кранового оборудования, вырабатывают навыки расчёта и конструирования основных несущих элементов стального каркаса и их узловых сопряжений, а также осваивают принципы оформления рабочих чертежей КМ. Материал учебно-методического пособия предназначен студентам, обучающимся по направлению подготовки бакалавров 08.03.01 «Строительство», содержит теоретические положения и сведения, необходимые как в курсовом проектировании, так и при освоении отдельных тем курса «Металлические конструкции». Объем пособия рассчитан на изучение в течение одного семестра.

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СОСТАВЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

1.1. Описание проектируемого здания

Проектируемое здание – каркасное, выполненное по рамно-связевой схеме. Каркас состоит из однопролетных плоских поперечных рам, объединенных между собой системой связей. В состав плоской рамы входят колонны, жестко защемленные в фундаменты, и ригели, шарнирно опирающиеся на колонны.

Ригель выполнен в виде стропильной фермы с уклоном верхнего пояса 10 % и горизонтальным нижним поясом. Размер панелей верхнего пояса (расстояние между центрами узлов) – 3 м. Возможны три варианта стропильной ферменной конструкции, различающиеся геометрическими схемами (рис. 1.1) и пролетами: 18, 24 или 30 м. Тип фермы и ее пролет указываются в задании на курсовой проект. В зависимости от пролета и типа решетки фермы komponуются из двух полуферм или из двух полуферм и среднего элемента длиной 6 м (для ферм пролётом 30 м).

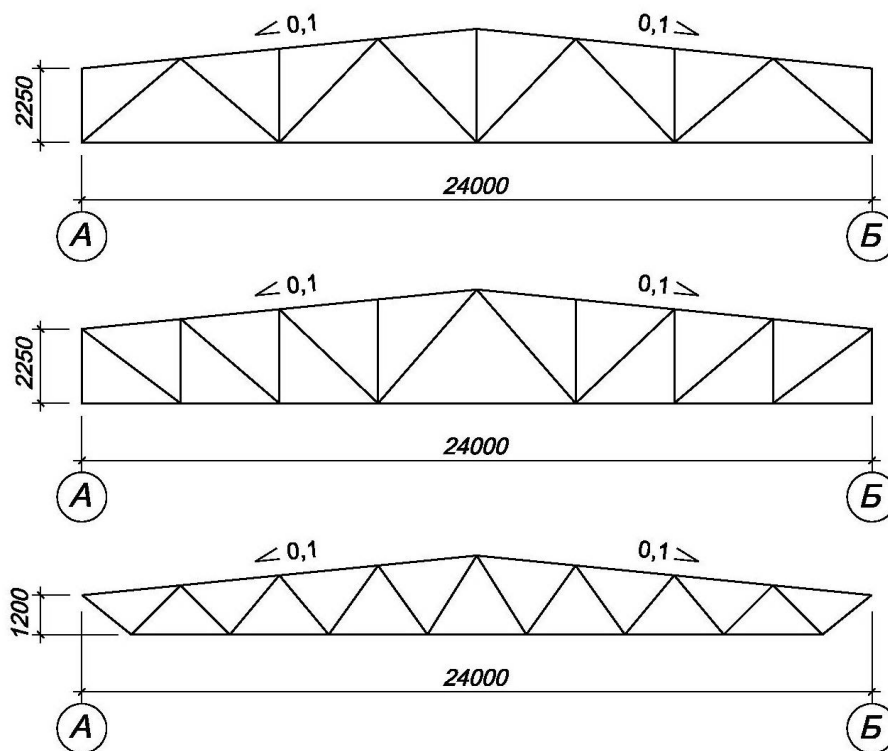


Рис. 1.1. Схемы вариантов стропильной фермы пролётом $l = 24$ м

Колонны каркаса могут быть сплошного или сквозного типа, причём как из прокатного профиля, так и сварные. Шаг ферм и колонн в продольном направлении составляет 6 м.

Режим эксплуатации строительных конструкций предполагает как отапливаемый, так и неотапливаемый вариант здания. Максимальная длина здания

составляет 140 м, что согласно прил. 26 не превышает наибольшей длины температурного блока для неотапливаемых зданий в любом климатическом районе. Внутренняя среда неагрессивная или слабоагрессивная при сухом или нормальном влажностном режиме.

В здании не предполагается установка кранового оборудования; нагрузки от технологического оборудования и сейсмические отсутствуют.

Поскольку расчеты, обосновывающие безопасность принятых конструктивных решений, должны быть проведены с учетом уровня ответственности, для проектируемого здания принят II – нормальный уровень ответственности (здания и сооружения массового строительства).

1.2. Задание на проектирование

Задание на проектирование представляет собой заполненный бланк (рис. 1.2), в котором содержится 11 пунктов.

Пункт №1 – «Назначение здания» - содержит информацию о функциональном назначении проектируемого здания, обычно это: «Арматурный цех», «Склад строительных материалов», «Рынок», «Выставочный павильон», «Автобаза» и др. Назначение здания определяет его уровень ответственности. Как было отмечено выше, для проектируемого здания принят II- нормальный уровень ответственности с коэффициентом надёжности по ответственности $\gamma_n = 1$ [2], на который следует умножать усилия и перемещения конструкций, вызываемые нагрузками и воздействиями. Кроме того, от назначения здания зависят: пролёт рамы, длина здания, тип кровли, отметка низа стропильной конструкции, режим эксплуатации (отапливаемое или неотапливаемое).

Пункт №2 – «Место строительства» - содержит название города на территории Российской Федерации – место планируемого строительства, для которого по картам 1* и 3 [3] определяют снеговой и ветровой районы. Этим районам соответствуют значения интенсивности нагрузки: для снеговой – величина нагрузки определяется по [3, табл. 4*], для ветровой – по [3, табл. 5].

Пункт №3 – «Размеры здания в плане» - содержит пролёт и длину проектируемого здания (значения кратны 6 м). Пролет – расстояние между координационными осями, к которым привязаны вертикальные несущие конструкции (колонны).

Пункт №4 – «Шаг колонн и ферм в продольном направлении» – составляет 6 м.

Пункт №5 – «Схема фермы покрытия» – указывает вариант стропильной ферменной конструкции с уклоном, типом решётки и высотой фермы на опоре. Как правило, высота фермы не должна превышать допустимый железнодорожный габарит (расстояние между крайними точками конструкции), равный 3850 мм.

Пункт №6 – «Отметка низа конструкций покрытия» – отсчитывается от уровня чистого пола («0,000») до нижнего пояса стропильной фермы H_{low} .

Министерство
образования
и науки РФ

Воронежский ГАСУ

Кафедра металлических
конструкций и сварки
в строительстве

Курс / группа _____ / _____

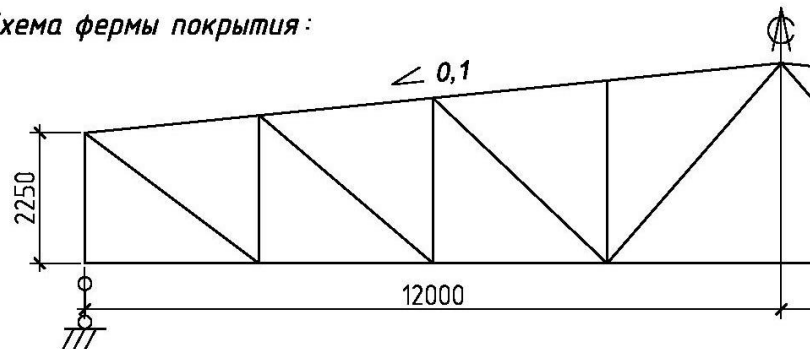
Дата выдачи задания _____

Студент _____

ЗАДАНИЕ

на курсовой проект однопролётного здания

1. Назначение здания: _____
2. Место постройки: _____
3. Размеры здания в плане: _____ / × _____ × _____ м
4. Шаг колонн и ферм в продольном направлении: $B = 6$ м
5. Схема фермы покрытия:



6. Отметка низа конструкций покрытия: $H_{low} =$ _____ м
7. Тип колонн: _____ сплошная / сквозная
8. Условия эксплуатации: _____ отапливаемое / неотапливаемое
9. Тип кровли: _____ Вариант № _____
10. Материал фундамента – бетон B _____ / F150 / W6
11. Материал конструкций – сталь C _____
- Задание выдал: _____ / _____ /
подпись Ф.И.О

Рис. 1.2. Пример бланка задания на проектирование

Пункт №7 – «Тип колонн» – допускает два варианта: сплошную колонну (прокатную или сварную) или сквозную (обычно состоящую из двух ветвей, соединённых решёткой).

Пункт №8 – «Условия эксплуатации» - предполагает два варианта: отапливаемое или неотапливаемое (холодное), выбор которого зависит от назначения здания (см. пункт №1).

Пункт №9 – «Тип кровли» - определяет номер варианта кровельного покрытия, развёрнутая форма вариантов представлена в прил. 3.

Пункт №10 – «Материал фундамента» - содержит информацию о классе прочности бетона фундамента на сжатие. Как правило, под каркас проектируются отдельно стоящие фундаменты, на обрез которых в процессе монтажа устанавливаются стальные колонны. Нижняя часть колонны, распределяющая давление от колонны на фундамент по площади опирания, а также обеспечивающая требуемые условия закрепления нижнего конца колонны, называется «базой». Передача нагрузки на фундамент происходит непосредственно через опорную плиту базы. Прочность бетонного фундамента под опорной плитой зависит как от конструкции базы и размеров опорной плиты в плане, так и от класса прочности бетона на сжатие. Конструкция базы более подробно будет рассматриваться в разделе 6 «Расчет базы колонны».

Пункт №11 – «Материал конструкций» - наименование стали, из которой изготавливаются все несущие элементы каркаса проектируемого здания.

По результатам изучения задания на проектирование у студента должно сложиться представление о конструктивной схеме поперечной рамы каркаса (рис. 1.3). Заглубление колонны ниже нулевой отметки принимается в пределах 0,4-0,6 м.

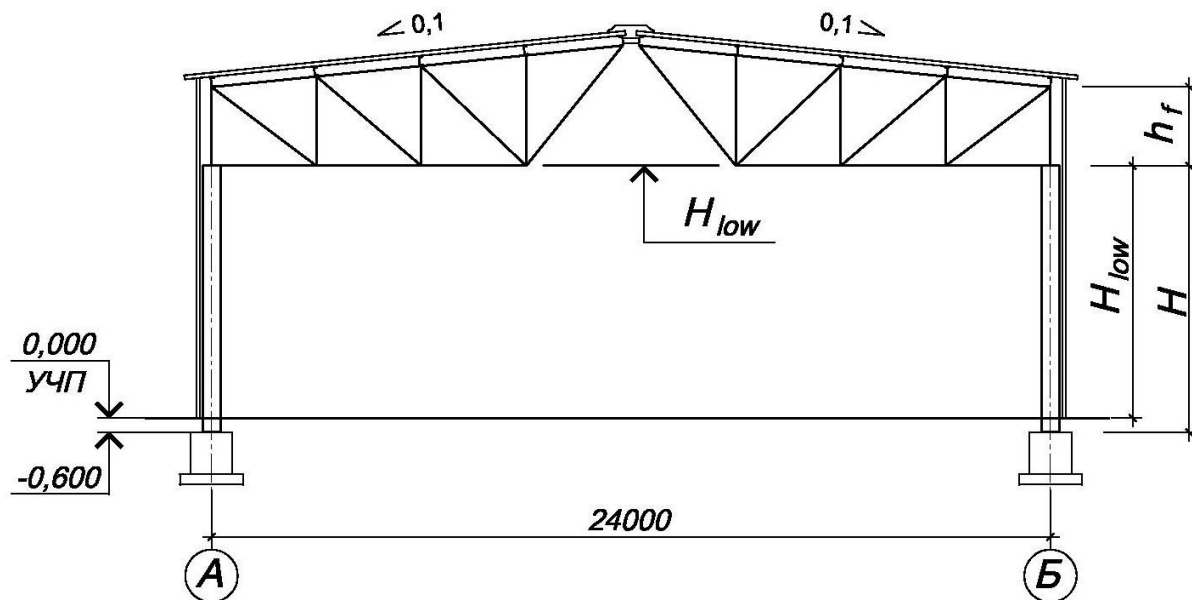


Рис. 1.3. Геометрическая схема поперечной рамы каркаса

2. СБОР НАГРУЗОК

2.1. Расчётная схема поперечной рамы каркаса

Пространственный каркас представляет систему, достаточно сложную для расчета при точном учете всех ее параметров. Поэтому для определения усилий в элементах каркаса с помощью известных методов строительной механики используют расчетную схему. К ее составлению приступают после того, как сформирована конструктивная схема здания. Расчетная схема представляет собой идеализированное изображение несущих конструкций и их опорных частей и должна быть максимально приближена к фактическим условиям работы сооружения. Расчетная схема учитывает только основные параметры конструкции: форму и размеры отдельных элементов рамы, условия примыкания элементов каркаса друг к другу и условия закрепления к фундаментам, значение, характер и расположение нагрузок. Пространственная многостержневая конструкция каркаса при замене ее расчетными схемами с достаточной степенью точности может быть разбита на плоские системы – поперечные рамы и продольные элементы. Поскольку длина несущих элементов каркаса значительно превышает поперечные размеры сечений, их в расчетной схеме заменяют стержнями, оси которых проходят через центры тяжести поперечных сечений. Расчётная схема поперечной рамы однопролётного здания, рассматриваемого в настоящем курсовом проекте, приведена на *рис. 2.1*. Анализируя расчетную схему, можно отметить, что:

- стропильная ферма шарнирно примыкает к колонне, а колонна – жёстко сопряжена с фундаментами;
- нагрузки на покрытие приведены к сосредоточенным силам в узлах верхнего пояса фермы, ветровая нагрузка – к равномерно распределенной по всей высоте стойки.

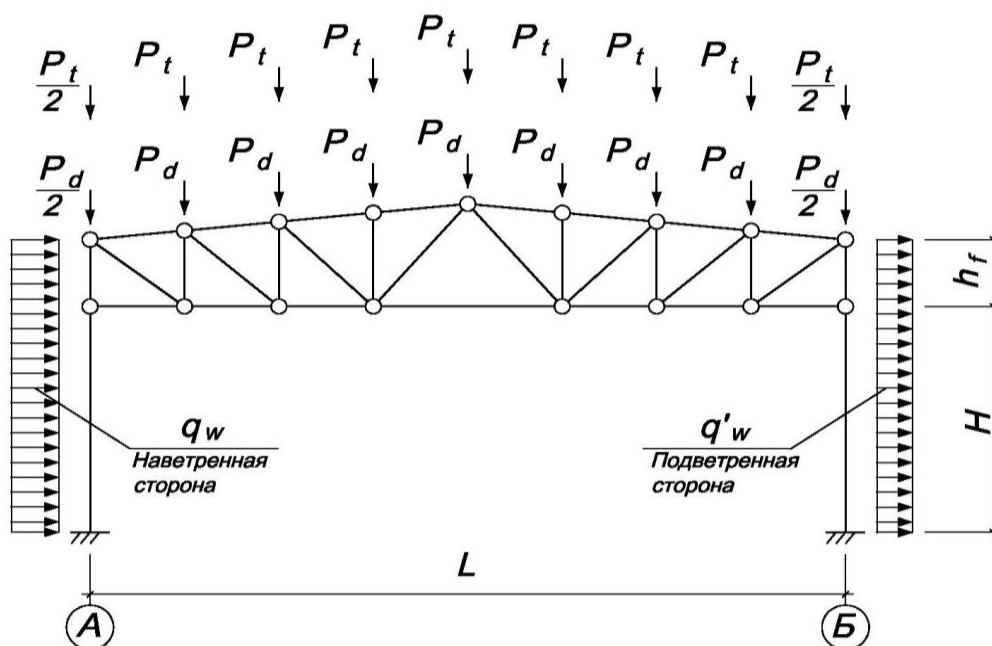


Рис. 2.1. Расчётная схема поперечной рамы каркаса

2.2. Сбор нагрузок на поперечную раму каркаса

Нагрузки – внешние активные силы, приложенные к конструкциям и вызывающие в них напряженное состояние, характеризуются в каждой точке числовым значением (интенсивностью) и направлением. Интенсивность может быть отнесена к единице объёма, единице площади или единице длины. Поскольку расчетная схема рамы представляет плоскую стержневую систему, интенсивность нагрузки может быть отнесена к единице длины стержней или приложена в виде сосредоточенных сил (см. *рис.2.1*).

В зависимости от продолжительности действия приложенные к раме нагрузки делятся на постоянные P_d и временные (длительные P_l , кратковременные P_t , особые P_s). По характеру изменения во времени различают статические и динамические нагрузки. В данном курсовом проекте все действующие на раму нагрузки приводятся к статическим.

Основными характеристиками нагрузок являются их нормативные величины, приведенные в [3]. Нормативные нагрузки климатического характера (ветровая, снеговая) установлены на основе статистического анализа данных длительного наблюдения за ними. Нормативные нагрузки от собственного веса конструкций определяются по проектным размерам и объемным массам материалов. В отдельные периоды эксплуатации нагрузка может быть превышена или занижена по сравнению с нормативной, что создает опасность для несущей способности конструкции. Эту возможную изменчивость нагрузки учитывают коэффициентом надежности по нагрузке γ_f . Нормативную нагрузку, умноженную на коэффициент γ_f , называют расчетной. Так как различные нагрузки изменяются не одинаково, коэффициенты γ_f для них также различны.

2.2.1. Постоянные нагрузки

К постоянным нагрузкам следует относить вес несущих и ограждающих строительных конструкций. Для варианта кровельного покрытия, указанного в задании, собрана нагрузка, распределённая на 1 м^2 кровли.

Поскольку нагрузка от кровли на стропильную ферму передается через балки покрытия – прогоны, прикрепляемые в узлах верхнего пояса фермы, необходимо перейти от равномерно распределённой нагрузки на м^2 к сосредоточенной в узлы верхнего пояса (*рис.2.1*). Для этого расчётная нагрузка g_0 , кгс/м^2 , собранная с ширины, равной шагу стропильных ферм $B_f = 6 \text{ м}$, проецируется на горизонтальную поверхность и умножается на расстояние между узлами фермы (*рис. 2.2*). Угол наклона кровли к горизонту – $\alpha = 6^\circ$ (при уклоне верхнего пояса 10 %).

$$P_d = \frac{g_0 B_f d}{\cos \alpha}. \quad (2.1)$$

В первый и последний узлы верхнего пояса стропильной фермы прикладывается сосредоточенная нагрузка $0,5P_d$, так как она собирается с половинной грузовой площади в сравнении с прочими узлами.

К постоянным нагрузкам относятся также нагрузки от собственного веса стенового ограждения, собственного веса колонн, инженерных систем и др. В курсовом проекте эти нагрузки на колонны учитываются увеличением продольной силы на 5 %. При этом эксцентриситет приложения перечисленных нагрузок не учитывается. Часто стеновое ограждение имеет самонесущее конструктивное решение, тогда его вес на колонну не передается.

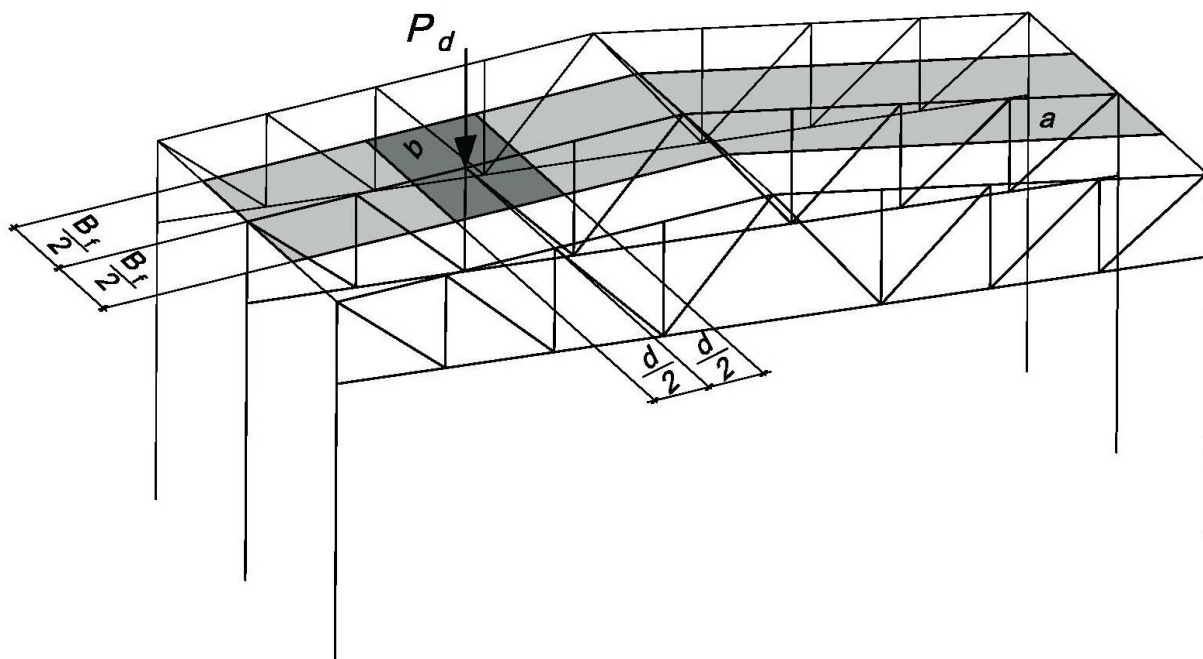


Рис. 2.2. Схема распределения грузовых площадей:
а – на верхний пояс фермы; б – в узел фермы

2.2.2. Временные нагрузки

Снеговая нагрузка

По продолжительности действия снеговая нагрузка относится к кратковременным нагрузкам. Нормативное значение снеговой нагрузки на m^2 покрытия согласно [3, п. 10.1] определяется выражением

$$S_0 = 0,7c_e c_t \mu S_g, \quad (2.2)$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с [3, п. 10.5];

для пологих покрытий однопролётных зданий с уклонами кровли до 12 %, проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца $V \geq 2 \text{ м/с}$ [3, прил. Ж, карта 2], коэффициент c_e :

$$c_e = (1,2 - 0,1V\sqrt{k})(0,8 + 0,002b), \quad (2.3)$$

k – коэффициент изменения ветрового давления по высоте здания по [3, табл. 11.2] для типа местности В;

V – скорость ветра за три наиболее холодных месяца согласно [3, прил. Ж, карта 2]; b – ширина покрытия, равная пролёту здания l (по заданию);

c_t – термический коэффициент, определяемый по [3, п. 10.10]; $c_t = 1$;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие [3, п. 10.4]. В соответствии с [3, прил. Г] при уклоне кровли к горизонту $\alpha = 6^\circ < 30^\circ$ - $\mu = 1$;

S_g – вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, в соответствии с [3, п. 10.2] и [3, прил. Ж, карта 1].

Расчётное значение снеговой нагрузки на м^2 с учетом коэффициента надёжности по снеговой нагрузке $\gamma_f = 1,4$ [3, п. 10.12]:

$$S = S_0 \gamma_f. \quad (2.4)$$

Сосредоточенная узловая нагрузка от снега на промежуточные узлы верхнего пояса стропильной фермы:

$$P_t = SB_f d. \quad (2.5)$$

Сосредоточенная нагрузка на первый и последний узлы верхнего пояса фермы составляет $0,5P_t$ в соответствии с их грузовыми площадями. Так как коэффициент μ учитывает угол наклона кровли к горизонту, при определении P_t (см. формулу (2.5)) делить на $\cos(\alpha)$ не нужно.

Ветровая нагрузка

Нормативное значение ветровой нагрузки w определяется согласно [3, п. 11.1.2] как сумма средней w_m и пульсационной w_p составляющих:

$$w = w_m + w_p. \quad (2.6)$$

Нормативное значение средней ветровой нагрузки w_m согласно [3, п. 11.1.3] в зависимости от эквивалентной высоты z_e :

$$w_m = w_0 k(z_e) c, \quad (2.7)$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления согласно [3, табл. 11.1] в зависимости от ветрового района, определенного по [3, прил.Ж, карта 3];

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте z_e [3, табл. 11.2]; для зданий при $h \leq d$ принимаем $z_e = h$ (h – высота здания, d – длина здания), тип местности – В;

s – аэродинамический коэффициент по [3, прил. Д.1.2]; для наветренной стороны $s = +0,8$, для подветренной стороны $s = -0,5$ (знак «+» указывает, что ветер направлен на плоскость стены, знак «-» указывает на направление ветра от плоскости стены).

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p на эквивалентной высоте z_e определяется согласно [3, п. 11.1.8]:

$$w_p = w_m \zeta(z_e) \nu, \quad (2.8)$$

где $\zeta(z_e)$ – коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по [3, табл. 11.4] для эквивалентной высоты $z_e = h$; ν – коэффициент корреляции пульсаций давления ветра по таблицам [3, табл. 11.6 и 11.7] для плоскости $zoу$, $\rho = b$ (b – длина здания), $\chi = h$ ($h = H_{low} + h_f$).

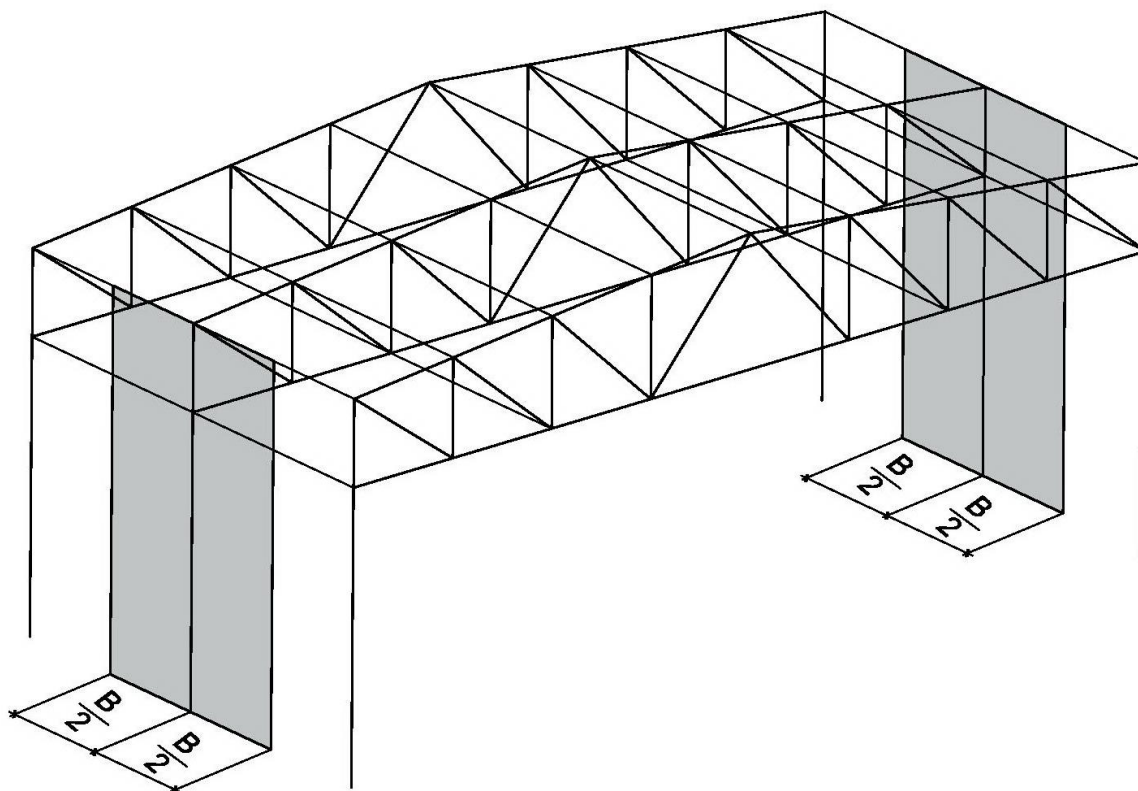


Рис. 2.3. Схема распределения грузовых площадей от ветровой нагрузки

Расчётное значение ветровой нагрузки, действующей на каркас с наветренной стороны (рис. 2.4):

$$q_w = wB\gamma_f, \quad (2.9)$$

где w – нормативное значение ветровой нагрузки с наветренной стороны, определенное по условию (2.6) при значении аэродинамического коэффициента $c = +0,8$;

B – шаг колонн;

$\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

Расчётное значение ветровой нагрузки, действующей на каркас с подветренной стороны (рис. 2.4):

$$q'_w = w'B\gamma_f, \quad (2.10)$$

где w' – нормативное значение ветровой нагрузки с подветренной стороны, определенное по условию (2.6) при значении аэродинамического коэффициента $c = -0,5$.

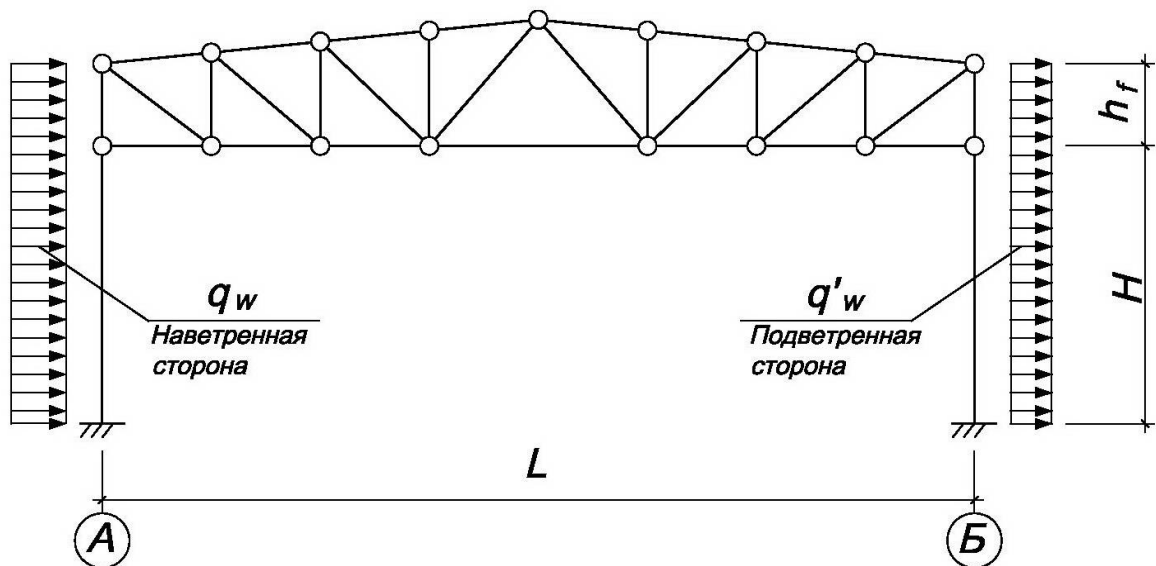


Рис. 2.4. Схема приложения ветровой нагрузки

Необходимо отметить, что ветер оказывает давление не только на вертикальные конструкции, но и на покрытие здания. Учитывая незначительный угол уклона кровли к горизонту, а также то обстоятельство, что обычно векторы интенсивности ветровой и снеговой нагрузок направлены в противоположные стороны, в запас несущей способности ветровая нагрузка на покрытие не учитывается.

3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ КАРКАСА

По результатам сбора нагрузок, действующих на сформированную расчётную схему, необходимо выполнить статический расчёт и определить усилия в характерных сечениях элементов рамы. Статический расчёт выполняется в современных сертифицированных программных комплексах, реализующих метод конечных элементов. Среди наиболее часто применяемых в практике расчёта строительных конструкций можно отметить такие проектно-вычислительные комплексы, как SCAD Office, LIRA, STARK, MicroFe и др. Статический расчёт можно также выполнять вручную методом сил или методом перемещений.

Расчёт конструкций следует выполнять исходя из наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок. Сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок с учетом отсутствия полностью или частично некоторых из них. В курсовом проекте рассматриваются основные сочетания, состоящие из постоянных и кратковременных нагрузок. Согласно [3, п. 6.2] основные сочетания можно представить в виде

$$C_m = P_d + (\psi_{t1}P_{t1} + \psi_{t2}P_{t2} + \psi_{t3}P_{t3} + \dots), \quad (3.1)$$

где C_m – нагрузка для основного сочетания;

P_d – постоянная нагрузка (расчётное значение нагрузки);

P_t – кратковременная нагрузка (расчётное значение нагрузки);

ψ_{ti} ($i = 1, 2, 3, \dots$) – коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок [3, п. 6.4]:

$$\psi_{t1} = 1, \quad \psi_{t2} = 0,9, \quad \psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots 0,7, \quad (3.2)$$

ψ_{t1} – коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния кратковременной нагрузке; ψ_{t2} – коэффициент сочетаний, соответствующий второй кратковременной нагрузке; ψ_{t3} , ψ_{t4} – коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

Рассмотрим возможные основные сочетания нагрузок:

1) $C_1 = P_d$ (Собственный вес) + P_{t1} (Снег);

2) $C_2 = P_d$ (Собственный вес) + P_{t2} (Ветер);

3) $C_3 = P_d$ (Собственный вес) + P_{t1} (Снег) + $0,9 P_{t2}$ (Ветер);

4) $C_4 = P_d$ (Собственный вес) + P_{t2} (Ветер) + $0,9 P_{t1}$ (Снег);

5) $C_5 = 0,9P_{dn}$ (Собственный вес) + P_{t2} (Ветер) – данное сочетание используется для расчёта анкерных болтов и содержит нормативное значение нагрузки от собственного веса (умноженное на коэффициент надёжности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$) и ветровую нагрузку.

В результате статического расчёта в элементах рамы от пяти сочетаний нагрузок необходимо получить эпюры внутренних усилий N , M_y и Q_z и включить их в пояснительную записку курсового проекта.

4. РАСЧЕТ КОЛОННЫ

4.1. Общие сведения

Колонна представляет собой вертикально расположенный стержневой элемент, по которому нагрузка от вышележащих конструкций передается на фундамент. Колонну условно можно разделить на 3 части (рис.4.1): оголовок – верхнюю часть, воспринимающую нагрузку от вышележащих конструкций, стержень – основную часть колонны, передающую нагрузку от оголовка, и базу – нижнюю часть, посредством которой нагрузка передается на фундамент.

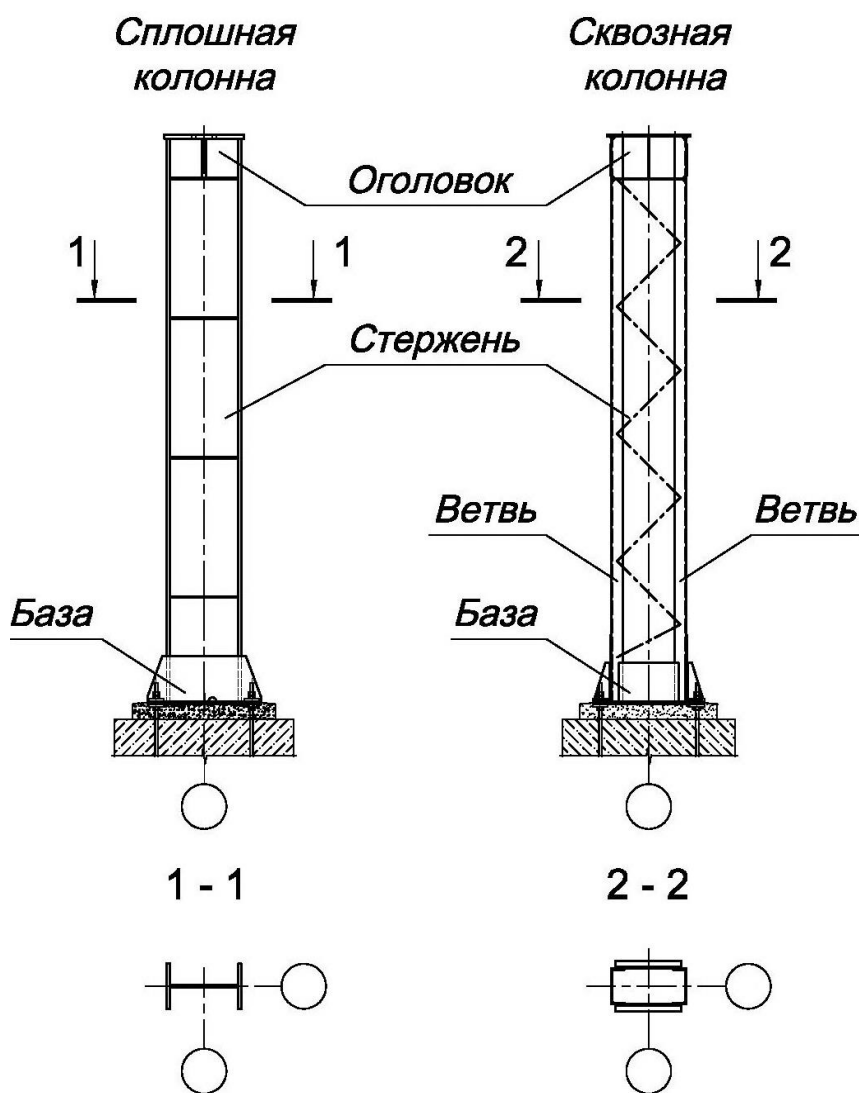


Рис. 4.1. Общий вид колонны

Сечение стержня колонны может быть сплошным или сквозным. Сквозное сечение может состоять из нескольких ветвей (чаще из двух), объединенных решеткой или планками. Сплошные сечения проще в изготовлении, однако

колонны со сплошной стенкой рекомендуется проектировать при высоте сечения $h \leq 1,2$ м. В остальных случаях применяют сквозные колонны как более экономичные.

Стержни сплошных и ветви сквозных колонн могут быть прокатными или сварными. Прокатные профили являются уже готовыми скомпонованными сечениями. Однако ограниченность сортамента может привести к перерасходу металла, а в случае необходимости сечений с большими характеристиками просто к отсутствию требуемого профиля.

4.2. Расчетные длины колонны

Устойчивость сжатых стержней в общем случае зависит от геометрических характеристик стержня и его сечения (длина, радиус инерции и др.) и от кинематических условий на концах стержня (вида опор, предусмотренных расчетной схемой, и узлов соединения с другими конструкциями).

Каждый стержень имеет свою геометрическую длину l . Известно, что при разных условиях закрепления и схемах загрузки стержни с равной геометрической длиной будут иметь разные расчётные (приведённые, свободные) длины. Расчётная длина l_{ef} представляет собой расстояние между точками перегиба полуволны синусоиды, выделенной на изогнутой оси стержня. Расчётная длина l_{ef} стержня определяется выражением

$$l_{ef} = l\mu, \quad (4.1)$$

где l – геометрическая длина стержня;

μ – коэффициент расчетной длины, который представляет собой отношение длины полуволны синусоиды, выделенной на изогнутой оси стержня и равной расстоянию между точками перегиба, к геометрической длине стержня.

Поскольку колонны входят в состав несущих элементов каркаса (т.е. редко бывают отдельно стоящими стержнями), деформации одного элемента рамы влекут за собой деформации другого. Для более точного определения расчетной длины колонны в плоскости поперечной рамы необходимо произвести расчет рамы на устойчивость в целом, что достаточно трудоемко. Поэтому при определении расчетной длины вводят ряд упрощений. В однопролетной раме обе колонны постоянного по высоте сечения считаются загруженными критическими силами и теряют устойчивость одновременно, поэтому верхний конец колонны, имеющей шарнирное сопряжение с ригелем, при потере устойчивости свободно перемещается, а жесткость ригеля не влияет на ее расчетную длину. Таким образом, в курсовом проекте колонну можно рассматривать как отдельно стоящий стержень с защемленным нижним концом и свободным верхним (рис.4.2), тогда коэффициент расчетной длины колонны в плоскости поперечной рамы $\mu_x = 2$.

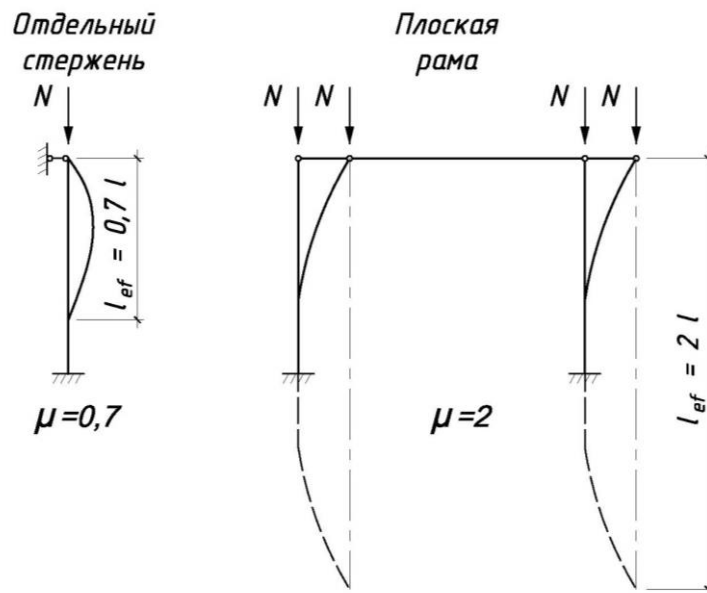


Рис. 4.2. Схема расчётных длин колонн в плоскости рамы

Расчетная длина колонны из плоскости рамы $l_{ef,y}$ принимается равной расстоянию между закрепленными от смещения вдоль здания точками (опорами колонн, узлами крепления связей и ригелей) (рис.4.3). Эти точки в расчетной схеме колонны могут быть приняты шарнирными опорами, т.е. коэффициент $\mu_y=1$. При необходимости расчетную длину $l_{ef,y}$ можно уменьшить, поставив дополнительные распорки.

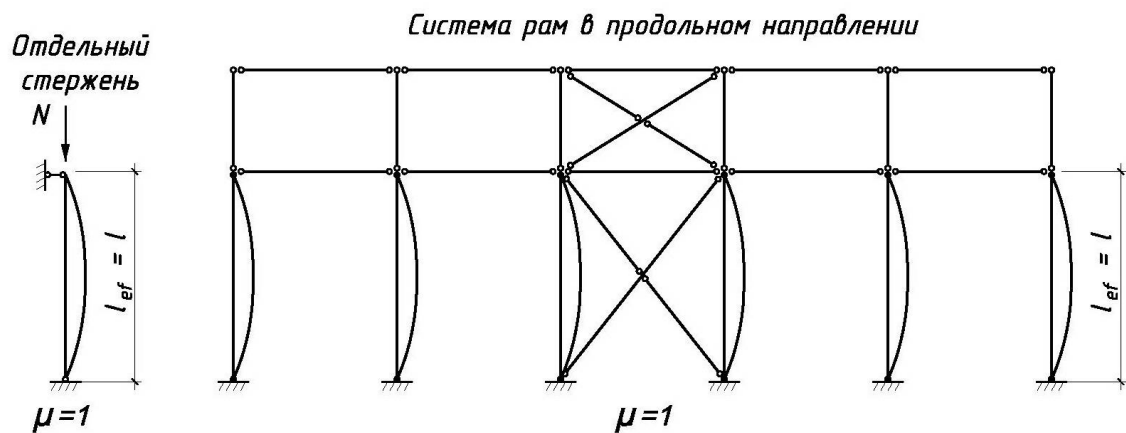


Рис. 4.3. Расчётная длина колонн из плоскости рамы

Таким образом, расчетная длина колонны:

- в плоскости поперечной рамы: $l_{ef,x} = \mu_x l = 2l$;
- из плоскости поперечной рамы: $l_{ef,y} = \mu_y l = 1l$.

$l = H$ – полная высота колонны от обреза фундамента до низа фермы (см. рис.2.1).

4.3. Сочетания усилий в колоннах

Для расчета колонны в ее характерных сечениях необходимо найти наиболее опасные сочетания внутренних усилий из пяти сочетаний, рассмотренных в разделе 3 настоящего пособия. Характерными являются сечения, где колонна сопрягается с ригелем, с фундаментом, а также сечения, где максимальных значений достигают изгибающие моменты. Учитывая особенности действующих нагрузок и условия закрепления стержня колонны, характерным будет сечение (обозначим его 1-1) в уровне ее сопряжения с фундаментом. Наиболее опасные сочетания усилий, действующие в сечении 1-1, сведём в табличную форму (табл. 4.1). При составлении таблицы необходимо учесть не только сочетания с наибольшими значениями M или N , но и такие, где эти усилия не максимальны, однако их совместное действие будет более опасным для элемента (сочетание № 4 в табл. 4.1). Таблица составляется только для одной стойки (левой или правой), а невыгодные сочетания внутренних усилий выбираются из значений, полученных для двух колонн однопролетной рамы.

Для расчета анкерных болтов составляют специальную комбинацию расчетных усилий в сечении 1-1, включающую наименьшую продольную силу от постоянной нагрузки с соответствующим ей наибольшим изгибающим моментом от ветра – сочетание № 5 в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Сочетания усилий в сечении 1-1 левой стойки рамы

Сочетания силовых факторов	Сечение 1-1		
	M_y, kNm	N, kN	Q_z, kN
1. $-M_{\max}, N_{\text{соотв.}}, Q_{\text{соотв.}}$			
2. $+M_{\max}, N_{\text{соотв.}}, Q_{\text{соотв.}}$			
3. $N_{\max}, M_{\text{соотв.}}, Q_{\text{соотв.}}$			
4. $M \rightarrow \max, N \rightarrow \max, Q_{\text{соотв.}}$			
5. $N_{\min}, M_{\text{соотв.}}, Q_{\text{соотв.}}$			

4.4. Подбор сечения сплошной колонны

4.4.1. Расчёт колонны на общую устойчивость

Колонна в поперечной раме работает на внецентренное сжатие. Несущую способность внецентренно-сжатых стержней определяют два вида предельных состояний первой группы: прочность и общая устойчивость. Считается, что на прочность необходимо рассчитывать жёсткие стержни, у которых длина элемента превышает меньший размер поперечного сечения не более чем в шесть раз. В практике проектирования такие колонны встречаются крайне редко, поэтому далее будет рассмотрен расчет колонны на устойчивость.

Наиболее распространенным сплошным сечением является двутавровое – составное (из трех листов) или прокатное.

Зададимся высотой сечения колонны из условия обеспечения ее жёсткости в плоскости поперечной рамы при $H \leq 15$ м высота сечения колонны:

$$h \geq \frac{1}{15} H. \quad (4.2)$$

Условно высотой сечения колонны h можно задаться в зависимости от значения H :

$$\begin{cases} h = 350 \text{ при } H \leq 5000; \\ h = 500 \text{ при } 5000 < H \leq 7000; \\ h = 700 \text{ при } 7000 < H \leq 10000; \\ h = 900 \text{ при } 10000 < H \leq 13500. \end{cases} \quad (4.3)$$

Область вокруг центра тяжести сечения, внутри которой приложение силы N вызывает во всех точках поперечного сечения напряжения одного знака, называется *ядром сечения* (рис. 4.4). Момент силы N относительно противоположной крайней точки контура ядра сечения называется *ядровым моментом*.

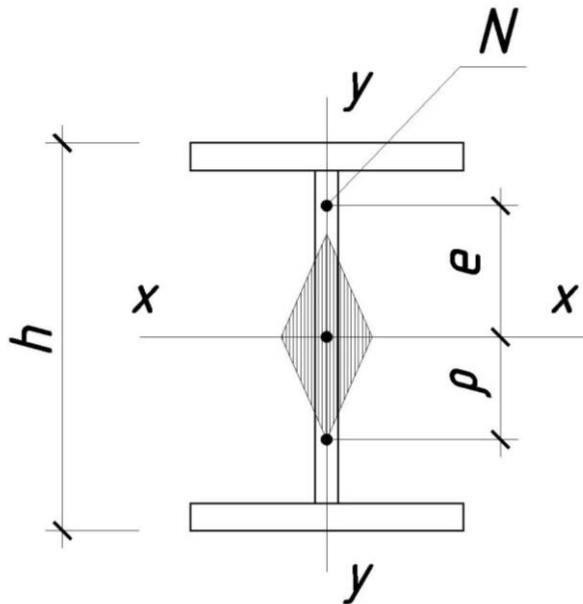


Рис. 4.4. Ядро сечения для двутавра

Наиболее опасное расчетное сочетание усилий, дающее максимальный ядровый момент (core moment), необходимо выбрать в табл. 4.1.

Ядровый момент определяется по формуле

$$M_{core} = N \left(\frac{\rho_x}{\varphi} + e \right) = N \left(\frac{\rho_x}{\varphi} + \frac{M}{N} \right). \quad (4.4)$$

Выразив радиус инерции симметричного двутавра через высоту сечения $i_x = 0,43h$, найдем ядровое расстояние:

$$\rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{I_x}{h/2 A} = \frac{2i_x^2}{h} = \frac{2(0,43h)^2}{h} = 0,37h. \quad (4.5)$$

Задавшись $\varphi=0,8$ и подставив его в выражение (4.5), получим:

$$M_{core} \approx N \left(\frac{0,37h}{0,8} + \frac{M}{N} \right), \quad (4.6)$$

здесь h – высота сечения, назначенная по условию (4.2);

M и N – сочетания усилий из табл. 4.1.

Затем находят значение условной гибкости:

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{2H}{0,43h} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (4.7)$$

где $E = 2,06 \times 10^5 \text{ МПа} = 2,1 \times 10^6 \text{ кгс} / \text{см}^2$ – модуль упругости стали, величина постоянная для любого наименования стали (прил. 25);

R_y – расчетное сопротивление по пределу текучести, принимается по прил. 7 в зависимости от заданного класса стали.

Определим относительный эксцентриситет:

$$m = \frac{eA}{W_c} = \frac{eA}{W_x} = \frac{e}{\rho_x} = \frac{M}{N} \frac{1}{0,37h}. \quad (4.8)$$

Значение приведённого относительного эксцентриситета:

$$m_{ef} = \eta m, \quad (4.9)$$

где η – коэффициент влияния формы сечения, для двутавра на стадии подбора сечения можно принять $\eta \approx 1,25$.

По рассчитанным значениям условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведённого относительного эксцентриситета m_{ef} находят значение коэффициента φ_e по прил. 28.

Необходимо помнить, что значения коэффициента φ_e увеличены в 1000 раз, то есть $\varphi_e < 1$. Для промежуточных значений выполняют линейную интерполяцию (прил. 2).

Требуемая площадь поперечного сечения колонны A_{req} из условия обеспечения ее устойчивости в плоскости поперечной рамы [1, (51)]:

$$A_{req} \geq \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c}. \quad (4.10)$$

где γ_c – коэффициент условий работы по прил. 10: для колонн общественных зданий $\gamma_c = 0,95$.

4.4.2. Подбор сечения колонны

Зная A_{req} , выполняют подбор прокатного профиля или компоновку составного сечения. Наиболее простая колонна получается из одного прокатного двутавра, однако вследствие небольшой боковой жесткости такая колонна рациональна, если из плоскости поперечной рамы есть дополнительные раскрепления. Более распространены составные двутавровые сечения, их можно компоновать достаточно жесткими в обоих направлениях, и, кроме того, они просты в изготовлении. Рассмотрим последовательность подбора сечения сплошной колонны:

1) колонна из прокатного двутавра.

При подборе сечения колонны из прокатного профиля по сортаменту (прил. 32) определяют номер колонного (с индексом “К”) или широкополочного (с индексом “Ш”) двутавра с площадью, ближайшей большей или равной требуемой A_{req} (4.10). Для подобранного двутавра из сортамента выписывают геометрические характеристики - A , I_x , I_y , W_x , i_x , i_y , а затем выполняют проверку устойчивости в плоскости рамы, используя выражения (4.18) – (4.21);

2) колонна составного двутаврового сечения.

Для сварных колонн двутаврового сечения (рис. 4.5), составленных из трех листов, необходимо выполнить компоновку сечения. Назначим следующие размеры поперечного сечения сварной колонны:

- толщину стенки $t_w = 8-10$ мм;
- высоту сечения h в соответствии с условием (4.2) и (4.3);
- ширину полки b_f можно принять $b_f = (0,5 \div 1)h$;
- высоту стенки h_w (предварительно задавшись толщиной полки в пределах 20-30 мм): $h_w = h - 2(20 \div 30)$ мм.

Причём b_f и h_w принимают равными стандартной ширине листа по ГОСТ 82-70* (прил. 31).

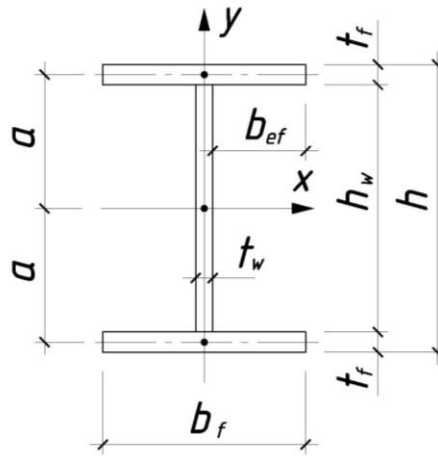


Рис. 4.5. Поперечное сечение колонны

Площадь поперечного сечения составного двутавра:

$$A = 2A_f + A_w = 2b_f t_f + h_w t_w. \quad (4.11)$$

Отсюда требуемая толщина полки:

$$t_f^{req} \geq \frac{A^{req} - h_w t_w}{2b_f}. \quad (4.12)$$

Полученное значение t_f необходимо согласовать с толщиной проката по ГОСТ 82-70 (прил. 31). Из конструктивных соображений t_f принимают не менее 12 мм и не более $2,5t_w$.

После подбора сечения следует выполнить проверку общей устойчивости колонны в плоскости действия момента с фактическими геометрическими характеристиками принятого сечения:

- площадь сечения:

$$A = 2A_f + A_w = 2b_f t_f + h_w t_w; \quad (4.13)$$

- моменты инерции:

$$I_x = 2I_x^f + I_x^w = 2 \left(\frac{b_f t_f^3}{12} + \left(\frac{t_f + h_w}{2} \right)^2 (b_f t_f) \right) + \frac{t_w h_w^3}{12}; \quad (4.14)$$

$$I_y = 2I_y^f + I_y^w = 2 \left(\frac{t_f b_f^3}{12} \right) + \frac{h_w t_w^3}{12}; \quad (4.15)$$

- радиусы инерции:

$$\left. \begin{aligned} i_x &= \sqrt{\frac{I_x}{A}}; \\ i_y &= \sqrt{\frac{I_y}{A}}; \end{aligned} \right\} \quad (4.16)$$

- момент сопротивления наиболее сжатого волокна сечения:

$$W_c = W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{2I_x}{h}. \quad (4.17)$$

Фактическая гибкость стержня колонны:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_{efx}}{i_x}; \\ \lambda_y &= \frac{l_{efy}}{i_y}. \end{aligned} \right\} \quad (4.18)$$

Фактический относительный эксцентриситет:

$$m = \frac{eA}{W_c} = \frac{eA}{W_x} = \frac{e}{\rho_x} = \frac{M}{N} \frac{A}{W_x}. \quad (4.19)$$

Условная гибкость в плоскости поперечной рамы:

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{2H}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (4.20)$$

Затем находят приведённый относительный эксцентриситет согласно выражению (4.9), причем коэффициент влияния формы сечения η принимают по прил. 24 для типа сечения № 5 в зависимости от значения условной гибкости $\bar{\lambda}$ и отношения площади полки к площади стенки $A_f/A_w = b_f t_f / h_w t_w$.

По найденным значениям условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведённого относительного эксцентриситета m_{ef} определяют значение коэффициента φ_e по прил. 28. Для промежуточных значений используют линейную интерполяцию (прил. 2).

Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента согласно [1, (51)]:

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c. \quad (4.21)$$

Если неравенство не выполнено, необходимо откорректировать сечение. Для составного двутавра обычно увеличивают толщину и (или) ширину полки, а при больших перенапряжениях – высоту сечения; в случае прокатного двутавра по сортаменту принимают ближайший больший профиль. Затем выполняют повторную проверку устойчивости колонны с новыми расчетными характеристиками.

4.4.3. Проверка общей устойчивости колонны из плоскости действия момента

В плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента, стержень должен был бы потерять устойчивость как центрально-сжатый (по изгибной форме). Однако за счет развития пластических деформаций от действия момента рабочая упругая часть сечения уменьшается, центр изгиба смещается и стержень теряет устойчивость досрочно по изгибно-крутильной форме. Расчет на устойчивость внецентренно-сжатой колонны постоянного сечения из плоскости действия момента при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$), совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по [1, (56)]:

$$\frac{N}{s\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.22)$$

где φ_y – коэффициент продольного изгиба в плоскости меньшей жесткости, определяется как для центрально-сжатых стержней по прил. 27 в зависимости от гибкости λ_y (4.18);

s – коэффициент, учитывающий влияние момента, действующего в плоскости рамы, на устойчивость колонны из ее плоскости. Значение s определяется в зависимости от величины относительного эксцентриситета m_x :

$$m_x = \frac{M_x A}{N W_c}, \quad (4.23)$$

где M_x – расчетный момент; для стержней с шарнирно опертыми концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента, M_x принимается равным максимальному моменту в пределах средней трети расчетной длины (но не менее половины наибольшего по длине стержня момента) (рис. 4.6);

$W_c = W_x$ – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна по условию (4.17).

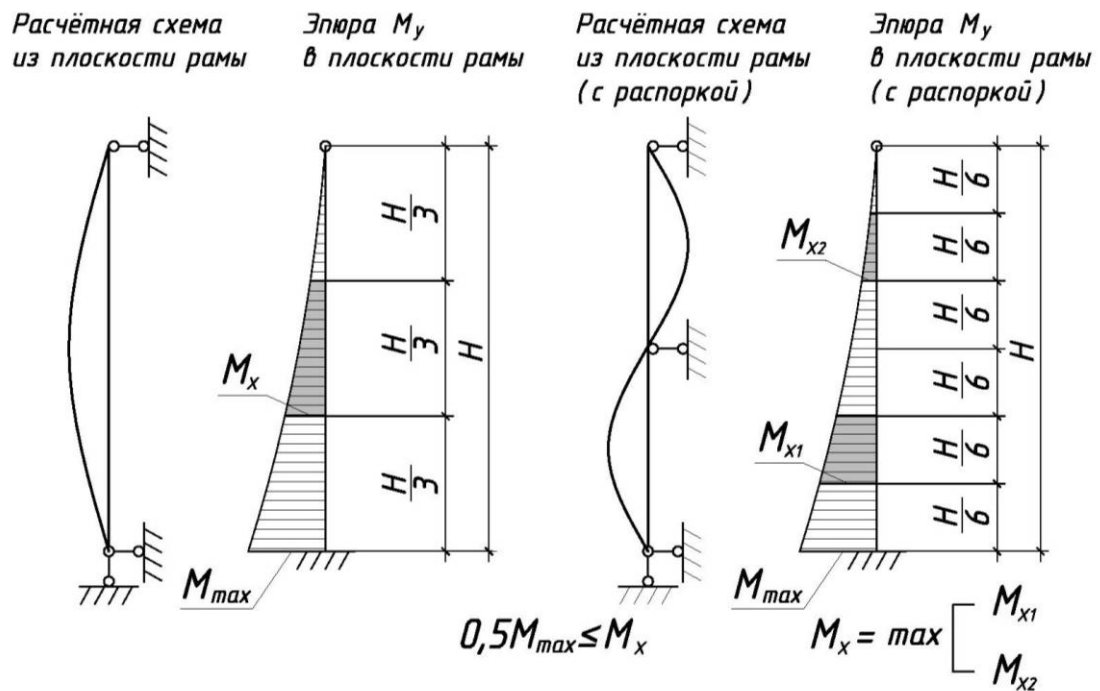


Рис. 4.6. Определение расчетного момента M_x в зависимости от схемы закрепления колонны из плоскости рамы

Согласно [1, п.5.31] значение коэффициента c :

- при $m_x < 5$ определяется по формуле

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}, \quad (4.24)$$

где α и β – коэффициенты, принимаемые по прил. 11 в зависимости от формы поперечного сечения и величины относительного эксцентриситета стержня:

- при $m_x \geq 10$ определяется согласно выражению

$$c = \frac{\beta}{1 + m_x \varphi_y / \varphi_b}, \quad (4.25)$$

где φ_b – коэффициент продольного изгиба при проверке общей устойчивости изгибаемых элементов, определяется в соответствии с прил. 30 как для балок с двумя и более закреплениями сжатого пояса;

- при значениях относительного эксцентриситета $5 < m_x < 10$ определяется линейной интерполяцией:

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2m_x - 1), \quad (4.26)$$

где c_5 – определяется по формуле (4.24) при $m_x = 5$, c_{10} – по формуле (4.25) при $m_x = 10$.

Если условие (4.22) не выполняется, обычно сокращают расчетную длину колонны из плоскости рамы в два или более раз постановкой дополнительных распорок (см. рис. 4.6). В тех случаях, когда при коэффициенте φ_y близком к 1 постановка распорки приводит к увеличению момента M_x , а следовательно к уменьшению коэффициента c , целесообразным становится изменение сечения колонны путём увеличения ширины полки b_f (иногда и ее толщины t_f). После внесенных изменений проверку устойчивости колонны из плоскости действия момента повторяют.

4.4.4. Проверка подобранного сечения по гибкости

Колонна должна иметь гибкость, не превышающую предельного значения в соответствии с [1, табл. 19*]:

$$\lambda_{\max} \leq [\lambda] = 180 - 60\alpha, \quad (4.27)$$

где $\lambda_{\max}$ – максимальное из значений λ_x или λ_y , полученных по условию (4.18);

α – коэффициент, определяемый по формуле

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c}. \quad (4.28)$$

Если полученное значение $\alpha < 0,5$, то при определении $[\lambda]$ следует принимать $\alpha = 0,5$.

Необходимо отметить, что достаточно часто именно гибкость определяет сечение колонны.

4.4.5. Проверка местной устойчивости полки

В прокатных сечениях предусмотрены такие отношения высоты и толщины стенки, а также величины свеса и толщины полки, которые удовлетворяют требованиям норм [1] по местной устойчивости. Кроме того, прокатные профили имеют плавные сопряжения элементов сечения по определённым радиусам. Данные обстоятельства позволяют считать, что в прокатных сечениях местная устойчивость полок обеспечена и не требует проверки.

При назначении размеров поперечного сечения составного двутавра необходимо учитывать возможность деформирования его полок и стенки до то-

го, как напряжения достигнут значений, соответствующих потере устойчивости колонны в целом (рис. 4.7). Такое явление деформирования отдельных элементов сечения принято называть потерей местной устойчивости.

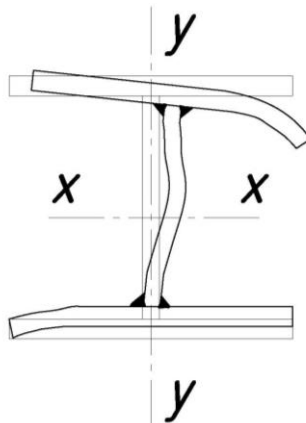


Рис. 4.7. Схема потери местной устойчивости полки и стенки

В целях недопущения потери местной устойчивости полки в соответствии с [1, п. 7.23*] отношение свеса полки к ее толщине не должно превышать значения, приведённого в [1, табл. 29*]:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,10\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (4.29)$$

где $b_{ef} = (b_f - t_w)/2$ — величина свеса полк;

$\bar{\lambda}$ — условная гибкость стержня, вычисляемая по формуле (4.20).

Если проверка местной устойчивости полки не выполняется, увеличивают толщину полки. При уменьшении свеса полки необходимо выполнить повторную проверку общей устойчивости колонны с учётом изменений, внесённых в сечение.

4.4.6. Проверка местной устойчивости стенки

Отношение расчётной высоты стенки к ее толщине должно удовлетворять условиям, установленным нормами [1, п.п. 7.14* и 7.16*]. Устойчивость стенки кроме всего прочего зависит от асимметрии загрузки сечения, которая характеризуется коэффициентом α :

$$\alpha = \frac{|\sigma| - \sigma_1}{|\sigma|}, \quad (4.30)$$

где σ – наибольшее сжимающее напряжение у расчётной границы стенки, принимаемое со знаком “плюс” (рис. 4.8) и вычисленное без учёта коэффициента φ_e :

$$\sigma = \frac{|N|}{A} + \frac{|M_y|}{I_x} \frac{h_w}{2}; \quad (4.31)$$

σ_1 – напряжение у противоположной границы стенки, принимаемое со своим знаком (рис. 4.8):

$$\sigma_1 = \frac{|N|}{A} - \frac{|M_y|}{I_x} \frac{h_w}{2}; \quad (4.32)$$

N и M – расчетные значения сжимающей силы и изгибающего момента, действующих в стержне;

A – площадь сечения стержня, определенная выражением (4.13);

J_x – момент инерции в плоскости изгиба по формуле (4.17).

В зависимости от значений α по [1, п. 7.16*] проверка устойчивости выполняется согласно условиям:

- при $\alpha \leq 0,5$:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (4.33)$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ – предельное значение условной гибкости стенки, которое определяется по прил. 12 в зависимости от гибкости колонны, принимаемой в расчете на устойчивость в плоскости действия момента:

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (4.34)$$

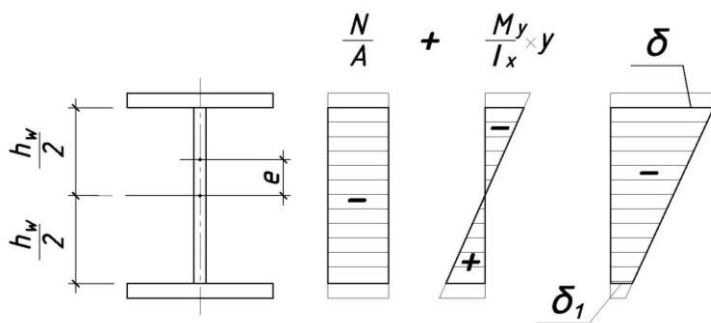


Рис. 4.8. Нормальные напряжения в стенке колонны

- при $\alpha \geq 1$ отношение расчётной высоты стенки h_{ef} к толщине стенки t_w не должно превышать значения, определённого по [1, (90)]:

$$\frac{h_{ef}}{t} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (4.35)$$

В условии (4.35) значение коэффициента β :

$$\beta = 1,4(2\alpha - 1) \frac{\tau}{\sigma}, \quad (4.36)$$

где $\tau = Q / t_w h_w$ – среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении;

Q – поперечная сила, соответствующая расчётному сочетанию усилий, по которому выполняется подбор сечения колонны;

- если $0,5 < \alpha < 1$, то предельное значение отношения расчётной высоты стенки h_{ef} к ее толщине t_w определяют линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при $\alpha = 0,5$ и $\alpha = 1$ с последующим сравнением фактического отношения h_{ef} / t_w с предельным.

Если проверка устойчивости стенки не выполняется, как правило, увеличивают ее толщину t_w .

4.4.7. Постановка поперечных рёбер жёсткости

В соответствии с [1, п. 7.21*] контур сечения и стенку сплошной колонны следует укреплять поперечными рёбрами жёсткости, располагаемыми с шагом $(2,5-3)h_{ef}$, если выполняется условие

$$\frac{h_{ef}}{t} = \frac{h_w}{t_w} \geq 2,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (4.37)$$

где h_{ef} – высота стенки (рис. 4.9).

Если неравенство (4.37) не выполняется, рёбра жёсткости по расчету не требуются, однако для колонн составного двутаврового сечения по конструктивным соображениям на каждом отправочном элементе устанавливают не менее двух рёбер.

Ширина выступающей части ребра b_h :

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм}. \quad (4.38)$$

Толщина t_s ребра жёсткости:

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{R_y / E} . \quad (4.39)$$

Обычно толщина ребра t_s составляет 6 мм или 8 мм.

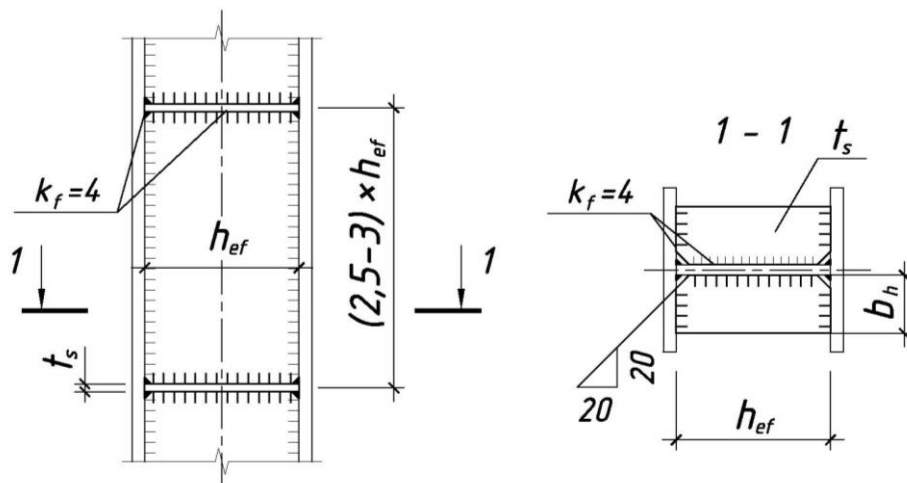


Рис. 4.9. Конструирование рёбер жёсткости

Катет k_f сварного шва крепления ребра жёсткости принимается из конструктивных соображений и, как правило, принимается равным 4 мм или 6 мм.

4.5. Расчет колонны сквозного сечения

Сечение сквозной колонны в курсовом проекте принимается симметричным и состоит из двух ветвей. Ветви соединяются между собой в двух параллельных плоскостях с помощью соединительной решетки, которая, обеспечивая совместную работу ветвей, значительно повышает их устойчивость и устойчивость колонны в целом. Для ветвей используются прокатные швеллеры или двутавры (обычно балочного типа с индексом «Б»), для решетки – прокатные равнополочные уголки (рис.4.10).

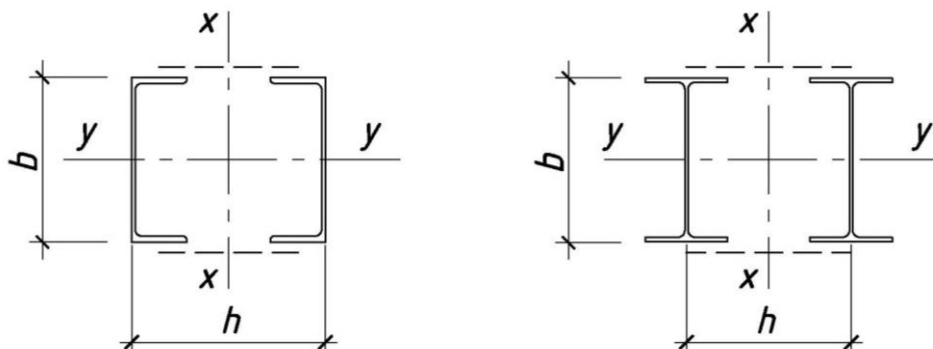


Рис. 4.10. Симметричные сечения сквозных колонн

Для повышения сопротивления колонны закручиванию и сохранения ее контура устанавливают диафрагмы, которые располагают у торцов отправочных элементов в плоскости раскоса решётки (рис. 4.11, а) или в горизонтальной плоскости (рис. 4.11, б).

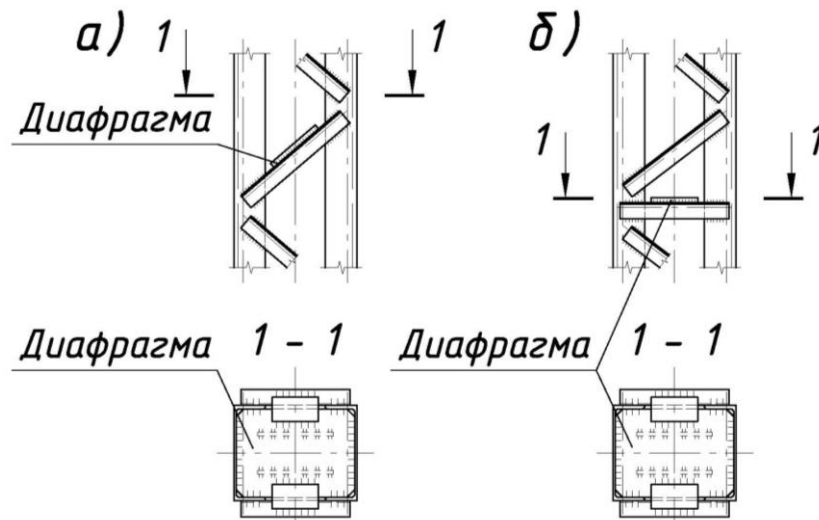


Рис. 4.11. Диафрагмы сквозных колонн:
а – в плоскости решётки; б – в горизонтальной плоскости

Внецентренно-сжатая сквозная колонна из двух ветвей работает как ферма с параллельными поясами: от совместного действия M и N в ее ветвях возникают только продольные усилия, а поперечная сила Q воспринимается решеткой. В общем случае колонна может утратить несущую способность в результате потери устойчивости отдельной ветви как центрально-сжатого элемента (в плоскости или из плоскости рамы) и в результате потери устойчивости колонны как единого сквозного внецентренно-сжатого стержня.

4.5.1. Подбор сечения ветвей

Подбор сечения сквозной колонны начинается с определения ее высоты h из условия (4.2), после чего высоту назначают кратной 10 мм. Для сечения из прокатных двутавров высота сечения определяется как расстояние между центрами тяжести ветвей, для сечения из двух швеллеров – как расстояние между их наружными гранями (см. рис. 4.10). Ось, проходящую через центр тяжести поперечного сечения колонны и пересекающую ветви, принято называть материальной ($y-y$), а ось, параллельную ветвям, – свободной ($x-x$).

Для расчета колонны необходимо выбрать расчетные сочетания усилий из табл. 4.1 с максимальными положительным и отрицательным моментами, дающие наибольшую продольную силу в ветвях. Принято считать, что момент

с положительным знаком вызывает растяжение во внутренней ветви, а с отрицательным знаком – в наружной.

Так как у симметричной колонны площади ветвей равны между собой, продольная сила будет распределяться между ветвями поровну, а момент преобразуется в пару сил, которые вызывают сжатие одной ветви и растяжение другой (рис. 4.12):

$$N_{1,2} = \frac{N}{2} \pm \frac{|M|}{h_0}, \quad (4.40)$$

где N и M принимаются из расчетных сочетаний, дающих наибольшие усилия в наружной и внутренней ветвях соответственно;

h_0 – расстояние между центрами тяжести ветвей; в первом приближении принимаем $h_0 = h$.

В формуле (4.40) знак « + » принимается для оси, которая догружается моментом, а знак « - » – для оси, которая моментом разгружается (рис. 4.12).

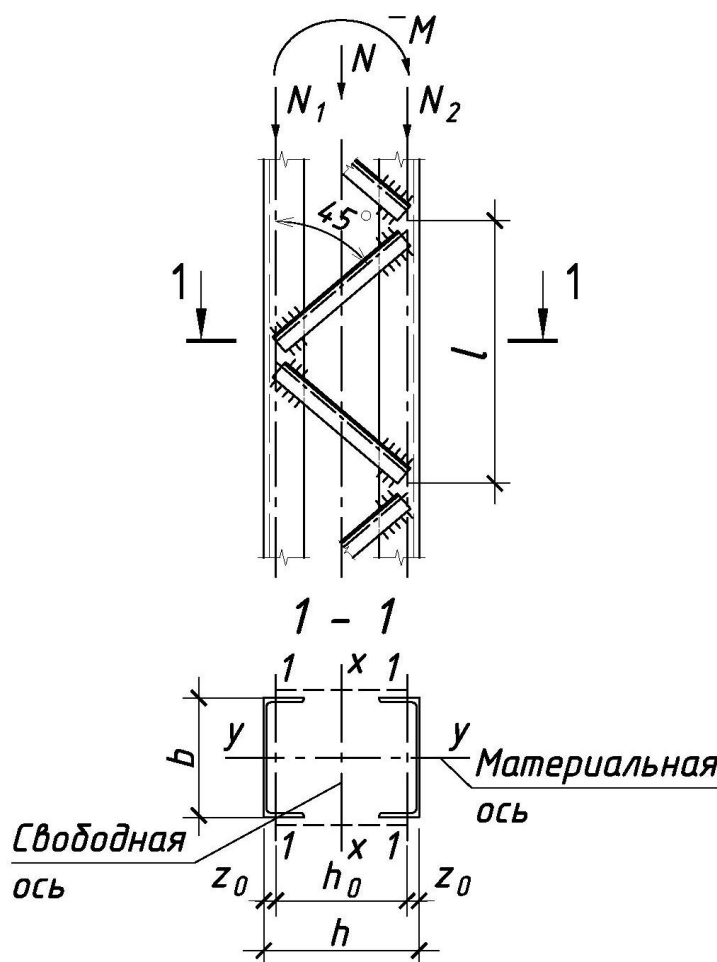


Рис. 4.12. Распределение усилий между ветвями решетчатой колонны симметричного сечения

Требуемая площадь ветви определяется как для центрально-сжатого стержня из условия его устойчивости из плоскости поперечной рамы:

$$A_{1req} = \frac{N_{max}}{\varphi R_y \gamma_c}, \quad (4.41)$$

где N_{max} – максимальное усилие во внутренней и наружной ветви. Для симметричного сечения из N_1 и N_2 нужно выбрать наибольшее значение и требуемую площадь ветви A_{req} рассчитать один раз;

φ – коэффициент продольного изгиба, предварительно задается в пределах $\varphi = 0,7 \div 0,9$.

В соответствии с полученной площадью назначают сечение по сортаменту прокатных двутавров (прил. 32) или швеллеров (прил. 33). Для обеспечения устойчивости колонны из плоскости рамы высота сечения ветви должна приниматься в пределах: $b \geq (0,3-0,5)h$ и $b \geq 1/30H$. Такие размеры отвечают гибкости ветви $\lambda = 70 - 90$. Принятая высота поперечного сечения колонны h после назначения размеров ветвей при необходимости должна быть откорректирована таким образом, чтобы расстояние между полками ветвей в свету было не менее 100 – 150 мм. Этот зазор необходим для возможности очистки и окраски внутренней поверхности ветвей. Затем определяют расстояние между центрами тяжести ветвей h_0 :

- для сечения из 2-х двутавров $h_0 = h$;
- для сечения из 2-х швеллеров $h_0 = h - 2z_0$, где z_0 – расстояние от грани швеллера до его центра тяжести по сортаменту (прил. 33), округлённое в большую сторону, кратно 5 мм.

После определения размеров ветвей и расстояния h_0 величину максимальной продольной силы в ветви необходимо пересчитать по условию (4.41).

4.5.2. Проверка устойчивости ветви

Проверка устойчивости каждой ветви выполняется в плоскости и из плоскости поперечной рамы как для центрально-сжатого стержня.

Проверка устойчивости ветви в плоскости рамы

Для проверки устойчивости ветви в плоскости соединительной решетки (в плоскости рамы) необходимо определить ее расчётную длину в этой плоскости в зависимости от принятой системы соединительных элементов. Расчетная длина ветви в плоскости рамы для двухветвевых колонн с решеткой принимается равной расстоянию между узлами крепления раскосов. Элементы решётки рекомендуется располагать под углом 45° к ветвям (рис. 4.12), тогда расчётная длина ветви в плоскости рамы:

$$l_1 \approx 2h_0, \quad (4.42)$$

где h_0 – расстояние между центрами тяжести ветвей (см. пп. 4.5.1).

При назначении расчетной длины следует учесть, что в решетчатых стержнях гибкость ветви на участке между узлами крепления раскосов не должна превышать 80. Отсюда следует, что максимальное расстояние между узлами решетки: $l_1 \leq 80i_1$, где i_1 – радиус инерции ветви относительно собственной оси 1-1 (для прокатных сечений относительно оси у-у в сортаменте). Окончательно расчетную длину ветви l_1 принимаем кратно 50 мм.

Расстояние между узлами – длина панели l (рис. 4.12) решетки – должно быть одинаковым по всей высоте колонны. Допускается изменение размера панели в меньшую сторону только в нижней части колонны, которая примыкает к базе. Окончательно количество панелей назначают после расчета и конструирования оголовка и базы колонны.

Зная расчетную длину, определяют гибкость ветви в плоскости рамы:

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_1}. \quad (4.43)$$

В зависимости от значения λ_1 по прил. 27 определяют коэффициент продольного изгиба ветви φ .

Проверка устойчивости ветви в плоскости поперечной рамы:

$$\frac{N_{\max}}{\varphi A_1} \leq R_y \gamma_c. \quad (4.44)$$

Если запас устойчивости превышает 15 %, следует рассмотреть возможность назначения меньшего профиля. Если в неравенстве (4.44) имеет место значительное перенапряжение, следует принять больший профиль для сечения ветви, а в случае необходимости заменить швеллер на двутавр и проверку по условию (4.44) повторить. Допускаются отклонения от 45° угла наклона раскоса к ветви (в интервале от 30° до 60°).

Проверка устойчивости ветви из плоскости рамы

Для проверки устойчивости отдельной ветви из плоскости поперечной рамы (относительно оси у-у) определяют гибкость ветвей:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef\ y}}{i_y}, \quad (4.45)$$

где l_{efy} – расчетная длина ветви из плоскости рамы; при расчете ветви на устойчивость из плоскости рамы считают, что соединительная решетка и поперечные диафрагмы не имеют достаточной поперечной жесткости и не обеспечивают совместную работу ветвей. Поэтому расчетная длина ветви равна расстоянию между точками, закрепляющими колонну от смещения вдоль здания: $l_{efy} = H$ (см. п. 4.2);

i_y – радиус инерции ветви относительно оси $y-y$ по сортаменту в зависимости от выбранного профиля, причем в сортаменте i_y соответствует радиусу инерции относительно оси $x-x$ (прил. 32 или прил. 33).

Устойчивость ветви из плоскости поперечной рамы считается обеспеченной, если выполняется условие

$$\frac{N_{\max}}{\varphi_y A_1} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.46)$$

где $N_{\max}$ – максимальное значение продольной силы, найденное по формуле (4.40); A_1 – площадь выбранного поперечного сечения ветви; φ_y – коэффициент продольного изгиба, который принимается по прил. 27 в зависимости от гибкости ветви λ_y при её выпучивании из плоскости рамы (относительно оси $y-y$).

Если условие (4.46) не выполняется, не меняя выбранное сечение, уменьшают расчетную длину ветвей в два раза постановкой распорок между колоннами из плоскости рамы (см. рис. 4.3) и проверяют устойчивость ветви по условию (4.46).

4.5.3. Расчет и конструирование соединительных элементов

Устойчивость сквозного стержня как единого целого проверяется с учетом конструкции и размеров решетки, поэтому вначале выполним расчет соединительных элементов. Наибольшее применение в сквозных колоннах получила раскосная система решетки из одиночных равнополочных уголков.

Стержни решетки рассчитывают на поперечную силу, принимаемую равной большей $Q_{\max}$ из двух величин:

- максимальной поперечной силе Q , полученной по наиболее невыгодному сочетанию после статического расчета рамы; в рассчитываемой раме поперечная сила достигает максимального значения в нижнем сечении колонны 1-1 от действия ветровой нагрузки (см. п.4.1);

- условной поперечной силе, вычисляемой по [1, (23*)]:

$$Q_{fc} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E / R_y) N / \varphi, \quad (4.47)$$

где $\varphi = \varphi_x$ – коэффициент продольного изгиба для составного стержня, определяемый по прил. 27 в зависимости от расчетного сопротивления R_y и гибкости колонны λ_x в плоскости соединительных элементов:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x}, \quad (4.48)$$

где l_{efx} – расчетная длина колонны в плоскости поперечной рамы (см.п.4.2);

i_x – радиус инерции колонны относительно оси x :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}, \quad (4.49)$$

A – площадь поперечного сечения колонны: $A = 2A_1$;

A_1 – площадь поперечного сечения ветви колонны;

I_x – момент инерции сечения относительно оси x - x :

$$I_x = 2I_{1x} + 2A_1 \left(\frac{h_0}{2} \right)^2, \quad (4.50)$$

I_1 – момент инерции ветви относительно собственной оси 1-1, параллельной оси y - y , определяется по сортаменту в зависимости от принятого сечения ветви (прил. 32 или прил. 33);

h_0 – расстояние между центрами тяжести ветвей (см.пп.4.5.1).

Расчет элементов раскосной решетки выполняется как расчёт элементов фермы с шарнирным закреплением в узлах на сжимающее усилие:

$$N_d = \frac{Q_{\max}}{2 \sin \alpha}, \quad (4.51)$$

где α – угол наклона раскоса решетки к ветви.

Требуемая площадь одного раскоса решётки:

$$A_d = \frac{N_d}{\varphi R_y \gamma_c}, \quad (4.52)$$

где $\gamma_c = 0,75$ – коэффициент условий работы уголка, прикрепляемого одной полкой;

φ – коэффициент продольного изгиба, предварительно может быть задан $\varphi \approx 0,8$.

По сортаменту (прил. 32) подбирают равнополочный уголок с площадью сечения не меньше требуемой и не менее $\angle 50 \times 5$, а затем выполняют проверку его устойчивости:

$$\frac{N_d}{\varphi A_r} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.53)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по прил. 27 в зависимости от фактической гибкости раскоса $\lambda = d/i_{min}$;

d – геометрическая длина раскоса, равная его расчётной длине (расстояние между узлами крепления к ветвям);

i_{min} – наименьший радиус инерции одиночного уголка по сортаменту (прил. 34);

A_r – площадь поперечного сечения подобранного уголка из сортамента (прил. 34).

Значение фактической гибкости λ раскоса решётки не должно превышать предельной величины:

$$\lambda \leq [\lambda] = 210 - 60\alpha, \quad (4.54)$$

где α – коэффициент, определяемый по формуле

$$\alpha = \frac{N_d}{\varphi A R_y \gamma_c}. \quad (4.55)$$

Если величина $\alpha < 0,5$, тогда при определении предельно допустимого нормами [1] значения $[\lambda]$ следует принимать $\alpha = 0,5$.

Раскосы решётки центрируют на оси, проходящие через центры тяжести ветвей (рис. 4.13), при изготовлении ветвей из швеллеров с узкой полкой возможно центрирование уголков на грань ветви.

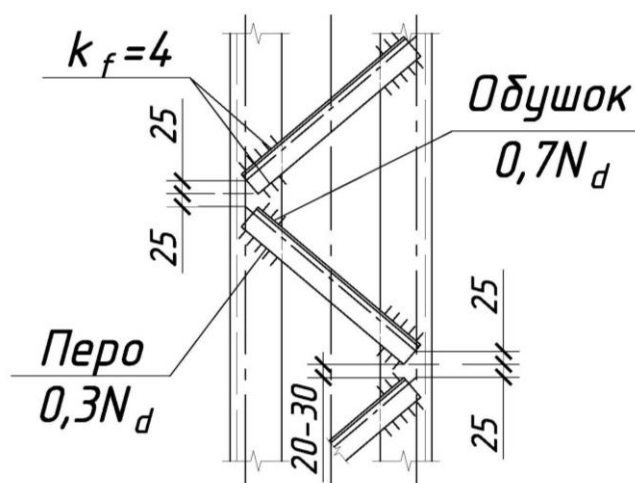


Рис. 4.13. Схема конструирования решётки

Если места для двух уголков в узле недостаточно, приходится «расцентровать» оси уголков с эксцентриситетом не более 50 мм. Решетку желательно располагать с внешней стороны полок ветвей (из условий удобства сварки), но возможно прикрепление их с внутренней стороны полок или в шахматном порядке. В случае невозможности прикрепления решетки непосредственно к ветви применяют узловые фасонки, которые приваривают к ветвям встык или внахлестку расчетными швами.

Усилия в сварных швах крепления уголков решетки к ветвям колонны распределяются обратно пропорционально расстояниям от «пера» и от «обушка» уголка до его центра тяжести. У равнополочных уголков $0,7N_d$ приходится на обушок и $0,3N_d$ приходится на перо уголка. Расчет сварных швов начинают с назначения катета шва k_f по прил. 12, а затем определяют требуемую длину шва у пера и обушка:

$$l_{w,req} = \frac{\alpha N_d}{k_f \left\{ \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \right\} \min \left\{ \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \right\}} + 10 \text{ мм}, \quad (4.56)$$

где $\alpha = 0,7$ для обушка сварного шва и $\alpha = 0,3$ для шва по перу;

β_f и β_z – коэффициенты глубины проплавления шва при расчетах по металлу шва и границы сплавления соответственно, принимаются в зависимости от вида сварки и положения шва по прил. 14;

γ_{wf} и γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва по металлу шва и границы сплавления соответственно, $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$, кроме климатических районов с наружными температурами ниже -40°C ;

γ_c – коэффициенты условий работы сварного соединения, принимаем $\gamma_c = 1$;

R_{wf} – расчётное сопротивление по металлу шва (прил. 9); в зависимости от вида сварки и выбранного согласно прил. 15 сварочного материала определяется по прил. 16;

R_{wz} – расчётное сопротивление по металлу границы сплавления (прил. 9):

$$R_{wz} = 0,45 R_{un}, \quad (4.57)$$

где R_{un} – нормативное сопротивление по временному сопротивлению разрыву стали свариваемых элементов; принимается по прил. 7.

Полученную по расчету длину шва по обушку и перу уголка при необходимости корректируют с учётом конструктивных требований к угловым швам, а именно: длина шва не должна быть менее $4k_f + 10 \text{ мм}$ и менее 50 мм.

4.5.4. Проверка устойчивости сквозной колонны как единого стержня

Колонна не теряет устойчивость из плоскости действия момента, если в этой плоскости обеспечена устойчивость ее ветвей. Поскольку условие (4.46) должно быть выполнено, проверка устойчивости колонны как единого стержня из плоскости рамы обеспечена и не требует проверки.

Относительно оси x - x (в плоскости поперечной рамы), вследствие деформативности решётки, сквозные колонны в меньшей степени сопротивляются продольной силе, чем сплошные. Это связано с тем, что на устойчивость стержня сквозной колонны влияет не только гибкость всего стержня, но и гибкость ветви на участке между узлами соединительных элементов, а также конструкция решетки, что учитывается приведенной гибкостью λ_{ef} :

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}}}, \quad (4.58)$$

где λ_x – гибкость колонны в плоскости соединительных элементов по формуле (4.48);

A_{d1} – площадь сечения раскосов решетки, лежащих в плоскостях, перпендикулярных осям ветвей. Так как решетка из одиночных уголков расположена в двух плоскостях, $A_{d1} = 2A_r$;

α_1 – коэффициент, определяемый по выражению

$$\alpha_1 = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}, \quad (4.59)$$

$d, b = h_0, l_b$ – размеры согласно рис. 4.14.

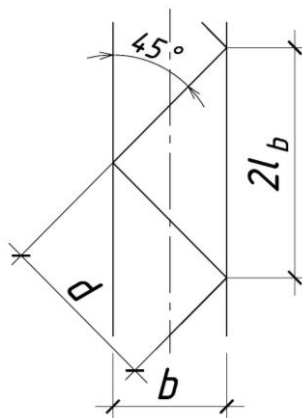


Рис. 4.14. Схема к определению коэффициента α

Гибкость отдельной ветви между узлами λ_1 (4.43) не должна превышать приведённую гибкость λ_{ef} :

$$\lambda_1 \leq \lambda_{ef}. \quad (4.60)$$

Условная приведённая гибкость стержня в плоскости рамы:

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (4.61)$$

Относительный эксцентриситет m :

$$m = e \frac{Aa}{I_x}, \quad (4.62)$$

где $a = h/2$ – расстояние от оси $x-x$ (перпендикулярной плоскости действия момента) до оси стенки наиболее сжатой ветви;

I_x – момент инерции сечения колонны относительно оси $x-x$ (4.50);

e – эксцентриситет приложения продольной силы:

$$e = \frac{M}{N}, \quad (4.63)$$

M и N – расчётное сочетание силовых факторов, соответствующее максимальному усилию в ветви.

Зная $\overline{\lambda_{ef}}$ и m , по прил. 29 определяют коэффициент изгиба при внецентренном сжатии сквозных стержней φ_e (для промежуточных значений $\overline{\lambda_{ef}}$ и m используют линейную интерполяцию – см. прил. 2).

Устойчивость колонны в плоскости действия момента считается обеспеченной, если выполнено условие

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c. \quad (4.64)$$

Если условие (4.64) не выполняется, необходимо увеличить расстояние между центрами тяжести ветвей h_0 и повторить проверку устойчивости колонны как единого стержня в плоскости рамы. Поскольку увеличение размера h_0 приводит к увеличению длины элементов решётки, необходимо проверить устойчивость раскосов по условию (4.53). Если условие устойчивости (4.64) выполняется, даже с большими недонапряжениями, сечение колонны считается подобранным.

5. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОГОЛОВКА КОЛОННЫ

5.1. Общие сведения

Верхний узел стальной колонны, на который опираются конструкции покрытия, называется оголовком. Оголовок предназначен для равномерной передачи опорных реакций конструкций покрытия на стержень колонны. Конструктивное решение оголовка колонны зависит от принятого в расчетной схеме сопряжения колонны и ригеля рамы, типа и высоты сечения колонны, решения опорного узла фермы.

В курсовом проекте ферма покрытия трапецидального очертания шарнирно сопряжена с колоннами. Возможные варианты конструктивного решения оголовка сплошной колонны при опирании фермы на колонну сверху приведены на *рис. 5.1*.

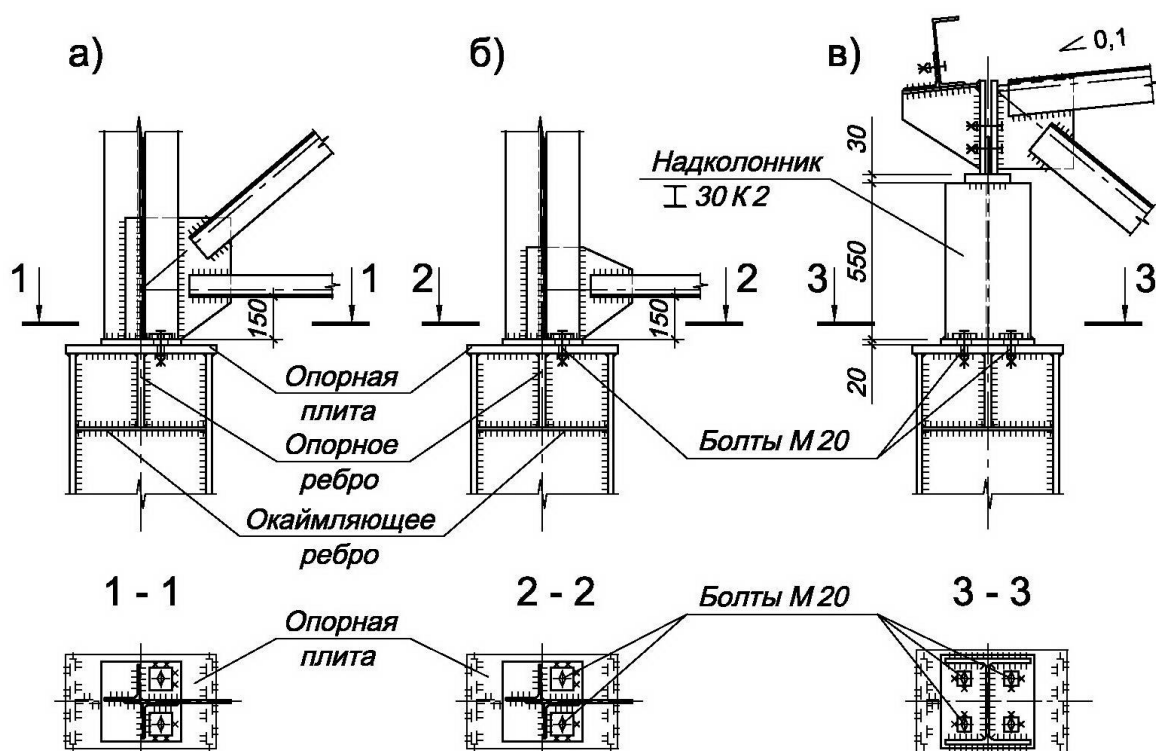


Рис. 5.1. Конструктивные решения оголовка сплошной колонны при опирании фермы трапецидального очертания с системой решетки: а – треугольной со стойками; б – раскосной; в – треугольной.

В состав оголовка сплошной колонны входят: опорная плита, верхний участок колонны, вертикальное опорное ребро, горизонтальное окаймляющее ребро. Необходимо отметить, что опорное ребро располагают под местом передачи опорной реакции фермы, т.е. не всегда по центру сечения, а окаймляющее ребро не является обязательной деталью. В случаях, когда поперечное сечение

колонны имеет значительную высоту (более 300 мм), с целью исключения возможного пересечения опорного раскоса фермы с полкой колонны узел опирания фермы решается с помощью дополнительного элемента - «надколонника» (рис. 5.1, в). «Надколонник» обычно изготавливается из прокатного двутавра, например 30К2, и имеет высоту около 600 мм.

Оголовок сквозной колонны решается аналогично оголовку сплошной, но, в отсутствии стенки, между ветвями сквозной колонны устраивается «листовая вставка» (рис. 5.2). В состав конструкции оголовка сквозной колонны могут не входить опорное и окаймляющее ребра.

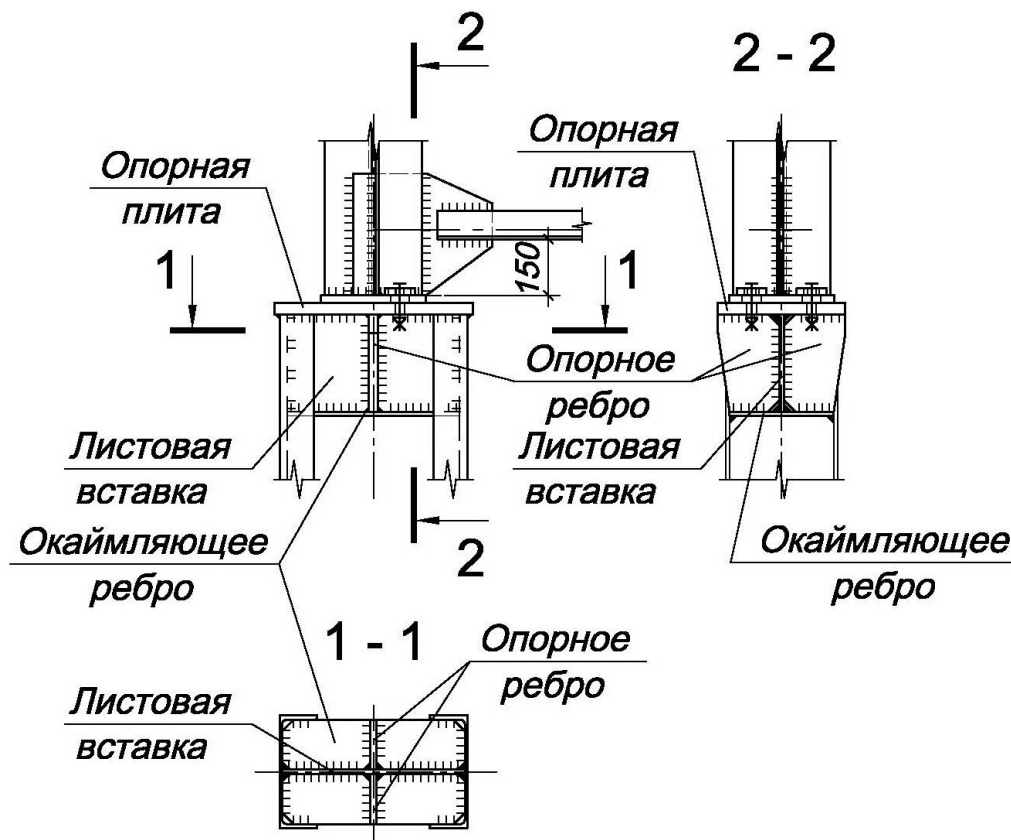


Рис. 5.2. Конструктивное решение оголовка сквозной колонны

На оголовок колонны действует вертикальная сила F , равная максимальной опорной реакции стропильной фермы, возможная неравномерность передачи которой учитывается введением в расчет коэффициента 1,2. Опорная реакция стропильной фермы передаётся через опорную плиту на опорные ребра оголовка, затем на стенку колонны и равномерно распределяется по её сечению. Считают, что опорная реакция полностью воспринимается опорными ребрами; такой подход в расчете оголовка дает некоторый запас прочности.

Толщину опорной плиты назначают из конструктивных соображений $t_{pl} = 20 - 30$ мм, а ее размеры в плане принимают таким образом, чтобы плита выходила за контур колонны на 15 – 20 мм.

Окаймляющее ребро препятствует деформированию стенки колонны из её плоскости в месте передачи значительных нагрузок и увеличивает сопротивляемость сечения кручению в пределах оголовка. Толщину поперечного ребра принимают из конструктивных соображений 8 -12 мм.

5.2. Расчёт опорного ребра оголовка

Ширина опорного ребра оголовка определяется в зависимости от ширины опорной части фермы:

$$b_r \geq (b_{pl,f} + 2t_{pl} - t_w) / 2, \quad (5.1)$$

где $b_{pl,f}$ – ширина плиты в опорном узле фермы; t_{pl} – толщина плиты оголовка; t_w – толщина стенки колонны.

Опорные рёбра крепят к плите оголовка колонны четырьмя угловыми сварными швами Ш1 (рис. 5.3). В случае фрезерованного торца стержня колонны и опорных ребер опорная реакция передаётся по площади их контакта со строганой поверхностью опорной плиты. При этом шов Ш1 не является расчётным, а его катет назначается из конструктивных соображений (прил. 17). Если торцы не фрезерованы, опорная реакция стропильной фермы передаётся через сварные швы Ш1 (рис. 5.3).

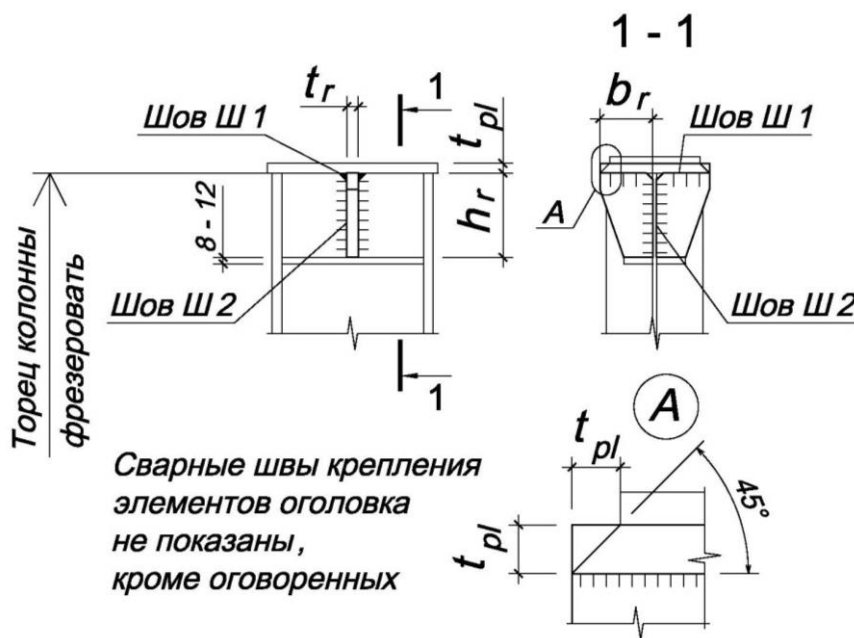


Рис. 5.3. Общий вид оголовка колонны

При известной ширине опорного ребра катет сварных швов Ш1 определяется из условия прочности сварного соединения:

$$\text{- по металлу шва: } k_{f1} = \frac{1,2F}{4b_r\beta_f R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c}; \quad (5.2)$$

$$\text{- по границе сплавления: } k_{f2} = \frac{1,2F}{4b_r\beta_f R_{wz}\gamma_{wz}\gamma_c}; \quad (5.3)$$

где R_{wf} , R_{wz} , β_f , β_z , γ_{wf} , γ_{wz} – расчетные величины углового шва, подробно описаны для условия (4.56).

Окончательно катет сварных швов k_f назначается в пределах:

$$k_{f,\max} = 1,2t_{\min} \geq k_f \geq \{k_{f1}; k_{f2}; k_{f,\min}\}, \quad (5.4)$$

где $t_{\min}$ – наименьшая толщина соединяемых элементов;

$k_{f,\min}$ – минимальный катет шва по табл. прил. 13.

Толщина опорного ребра определяется из условия его прочности на смятие:

$$t_r \geq \frac{1,2F}{2b_r R_p \gamma_c}, \quad (5.5)$$

где R_p – расчётное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (прил. 8):

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m}, \quad (5.6)$$

где R_{un} – нормативное сопротивление по временному сопротивлению разрыву, принимается по прил. 7;

$\gamma_m = 1,025$ – коэффициент надежности по материалу согласно [1, табл. 2*]; $\gamma_c = 1$ согласно прил. 10.

Толщина опорного ребра назначается не менее $t_r = 12$ мм и согласовывается с ГОСТ 82-70* (прил. 31).

Принятая толщина ребра должна удовлетворять условию

$$t_r \geq \frac{2b_r}{\sqrt{E/R_y}}. \quad (5.7)$$

Высота опорного ребра h_r диктуется требуемой длиной угловых сварных швов его крепления к стенке колонны. Назначив катет шва с учетом условия (5.4), требуемую длину шва $l_{ш2}$ определяют из условия прочности соединения:

- по металлу шва:
$$h_{r, \text{req1}} = \frac{1,2F}{4k_f \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 10\text{мм} + 40\text{мм}, \quad (5.8)$$

- по границе сплавления:
$$h_{r, \text{req2}} = \frac{1,2F}{4k_f \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 10\text{мм} + 40\text{мм}, \quad (5.9)$$

где R_{wf} , R_{wz} , β_f , β_z , γ_{wf} , γ_{wz} следует назначить в соответствии с условиями (5.2) и (5.3).

В выражениях (5.8) и (5.9) к расчетной длине шва добавляют 10 мм для учета дефектов, проявляющихся в начале и конце шва, 40 мм – для учета подрезки кромок опорного ребра.

Расчётная длина углового шва, а следовательно, и высота ребра h_r не должны превышать $l_{III2} \leq 85\beta_f k_f$. В случае превышения указанной длины увеличивают k_f , принимая его не более $k_{f \text{ max}} \leq 1,2t_{\text{min}}$.

Высоту опорного ребра оголовка из конструктивных соображений назначают не менее 150 мм и не менее $0,6h_w$, где h_w – высота стенки сплошной колонны или расстояние между внутренними стенками ветвей сквозной колонны.

Назначив высоту опорного ребра кратной 10 мм, выполняют проверку его прочности на срез:

$$\frac{1,2F}{2h_r t_r} \leq R_s \gamma_c, \quad (5.10)$$

где R_s – расчётное сопротивление стали сдвигу;

$$R_s = \frac{0,58R_{yn}}{\gamma_m}, \quad (5.11)$$

где R_{yn} – нормативное сопротивление по пределу текучести стали заданного класса по прил. 7.

Если проверка (5.10) не выполняется, необходимо увеличить высоту ребра h_r в пределах $h_r \leq 85\beta_f k_f$. Если и в этом случае прочность на срез не обеспечена, высоту ребра назначают равной максимальной длине углового шва $h_r = 85\beta_f k_f$, а требуемую толщину ребра оголовка t_r определяют из условия

$$t_r \geq \frac{1,2F}{2(85\beta_f k_f)R_s \gamma_c}, \quad (5.12)$$

после чего толщину ребра t_r согласовывают с сортаментом листовой стали по ГОСТ 82-70* (прил. 31).

5.3. Расчёт стенки колонны в пределах оголовка

Стенка колонны проверяется на срез по граням крепления опорных рёбер:

$$\frac{1,2F}{2h_r t_w} \leq R_s \gamma_c. \quad (5.13)$$

При невыполнении условия (5.13) участок стенки колонны в пределах оголовка вырезают и вваривают листовую вставку из более толстого металла (рис. 5.4). Толщину вставки определяют из условия

$$t_{w,req} = \frac{1,2F}{2h_r R_s \gamma_c}. \quad (5.14)$$

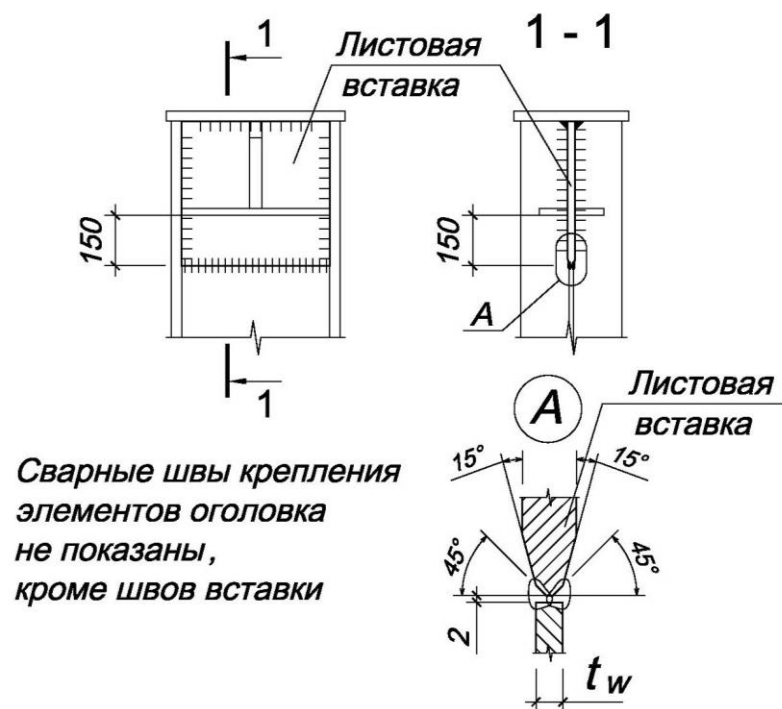


Рис. 5.4. Листовая вставка в оголовке сплошной колонны

5.4. Особенности расчёта и конструирования оголовка сквозной колонны

Назначение размеров опорной плиты и окаймляющего ребра, расчёт и конструирование опорных рёбер сквозной колонны выполняют в полном соответствии с расчетом оголовка сплошной колонны.

Работа листовой вставки оголовка сквозной колонны несколько отличается от работы стенки сплошной колонны. Считается, что листовая вставка работает как балка пролётом, равным расстоянию между стенками ветвей сквозной колонны. При проверке прочности вставки в запас несущей способности допускается не включать в поперечное сечение балки опорную плиту оголовка и окаймляющее поперечное ребро (рис. 5.5).

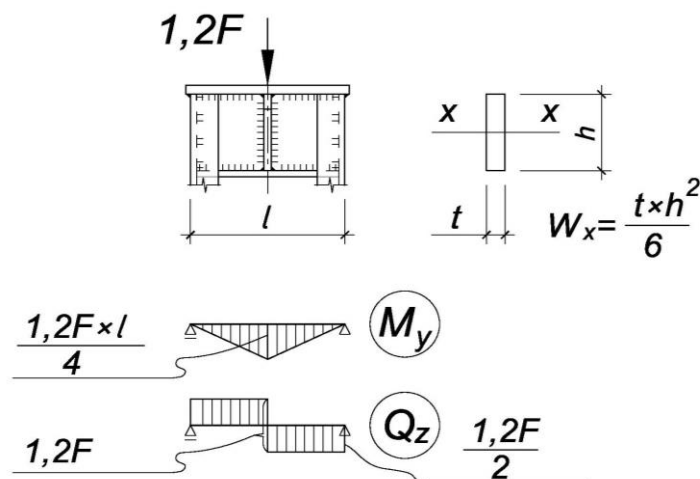


Рис. 5.5. Схема к расчёту листовой вставки оголовка сквозной колонны

Высота листовой вставки определяется высотой опорного ребра $h_{ls} = h_r$ согласно условиям (5.8) – (5.9). Толщину листовой вставки t_{ls} назначают из конструктивных соображений $t_{ls} = 10 - 16$ мм.

После назначения размеров листовой вставки проверяют ее прочность:

- на изгиб:
$$\frac{M_{ls}}{W_{ls}} = \frac{1,2F l_{ls} / 4}{t_{ls} h_{ls}^2 / 6} \leq R_y \gamma_c; \quad (5.15)$$

- на срез:
$$\frac{1,2F}{2 h_{ls} t_{ls}} \leq R_s \gamma_c. \quad (5.16)$$

Если условия прочности не выполняются, увеличивают высоту или толщину листовой вставки, руководствуясь теми же соображениями, что и при проверке прочности вертикального опорного ребра оголовка сплошной колонны.

Стенку ветви в пределах оголовка сквозной колонны проверяют на срез:

$$\frac{1,2F}{2 h_{ls} t_w} \leq R_s \gamma_c, \quad (5.17)$$

где t_w – толщина стенки ветви по сортаменту.

При невыполнении условия (5.17) увеличивают высоту листовой вставки в пределах $h_{ls} \leq 85 \beta_f k_f$.

6. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БАЗЫ КОЛОННЫ

6.1. Общие сведения о базах колонн

Базой колонны называется её опорная часть. Назначение базы – передача усилий с колонны на фундамент, закрепление нижнего конца колонны в соответствии с принятой расчетной схемой, обеспечение простоты и удобства монтажа. Конструктивное решение базы зависит от типа и высоты сечения колонны, способа её сопряжения с фундаментом и принятого метода монтажа колонн.

В курсовом проекте сечение сплошной колонны принято в виде симметричного двутавра (прокатного или сварного), для сквозной колонны в качестве ветвей используется два прокатных швеллера или двутавра. Согласно принятой расчётной схеме колонны имеют жёсткое сопряжение с фундаментом в плоскости рамы и шарнирное – из ее плоскости.

В общем случае база колонны состоит из опорной плиты, траверс, анкерных болтов и устройств для их крепления. Колонны устанавливают на стальные подкладки с последующей выверкой в проектное положение относительно заданных осей и отметок. Образующийся зазор заливают бетоном на мелком заполнителе или цементным раствором и затягивают анкерные болты. При таком решении уровень обреза фундамента не доводят до проектной отметки на 50 мм. Конструкция базы с траверсами, которые воспринимают нагрузку от стержня колонны и передают ее на опорную плиту, показана на *рис. 6.1*.

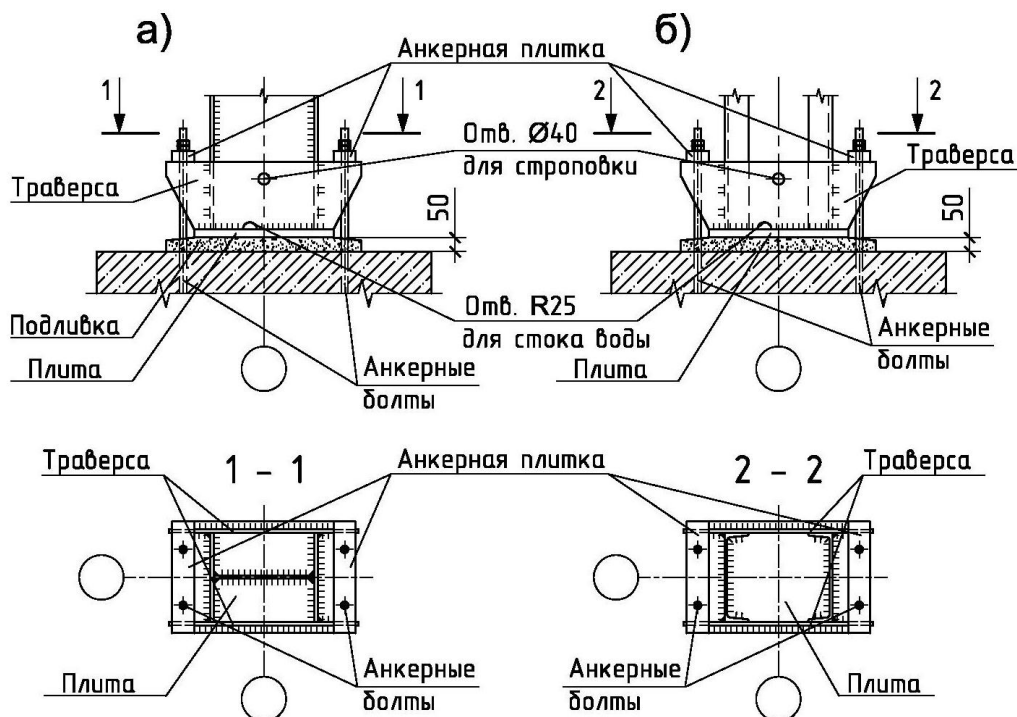


Рис. 6.1. Конструктивное решение базы с траверсами:
а – колонна сплошного типа; б – колонна сквозного типа

В зданиях, не оснащённых крановым оборудованием, при относительно небольших отметках низа стропильных конструкций возможны конструктивные решения баз колонн без сплошных траверс (только с «ребром») или только с опорной плитой (рис. 6.2). База колонны с траверсой менее технологична в изготовлении, однако в базах без траверс (рис. 6.2, б) опорная плита с целью более равномерной передачи нагрузки на фундамент должна иметь значительную толщину. Ниже рассмотрен расчет базы с траверсой (как получившей наибольшее применение).

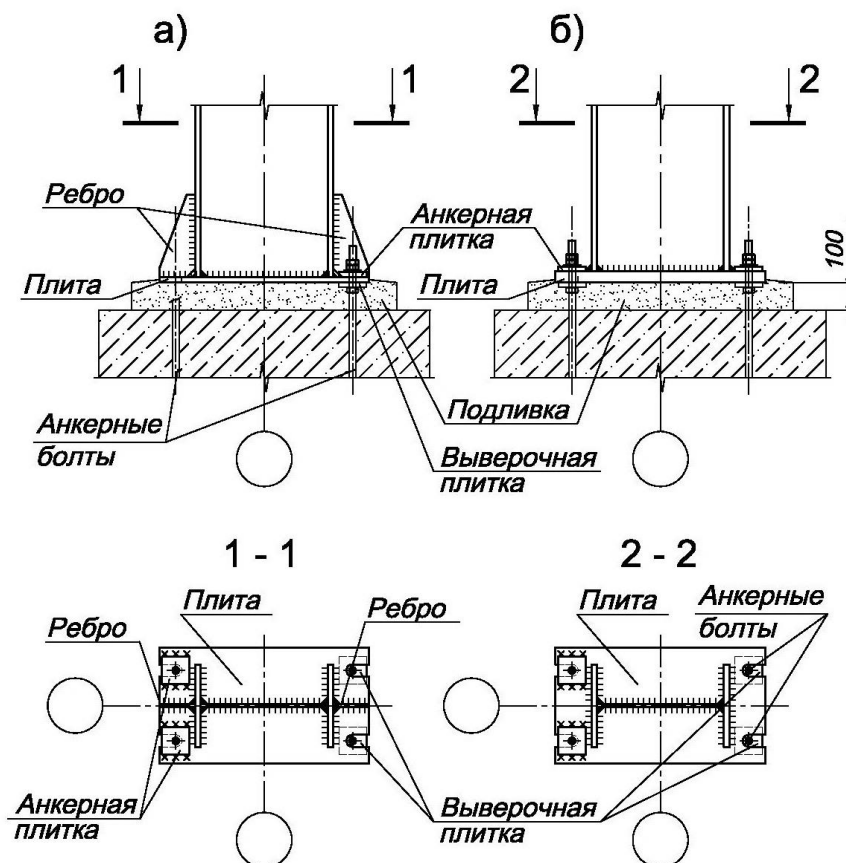


Рис. 6.2. Конструктивное решение базы без траверс:
а – база с ребром; б – база с опорной плитой

6.2. Определение размеров опорной плиты

Ввиду воздействия изгибающего момента под плитой базы внецентренно-сжатой колонны напряжения распределены неравномерно. Расчёт базы производят на комбинацию N и M , дающую наибольшее сжимающее напряжение в бетоне подливки у края плиты. Причём наибольшее сжимающее напряжение в бетоне не должно превышать расчётного сопротивления бетона смятию, которое определяется в зависимости от класса бетона фундамента (указан в задании – см. п. 1.2).

Расчётное сопротивление бетона фундамента смятию:

$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b = \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_{pl}}} R_b = \sqrt[3]{2} R_b = 1,26 R_b, \quad (6.1)$$

где R_b – расчётное сопротивление бетона сжатию [9, табл. 6.7], определяется классом прочности бетона фундамента по заданию и приведено в табл. 6.1;

A_f – площадь обреза фундамента;

A_{pl} – площадь плиты базы колонны.

Таблица 6.1

Призменная прочность бетона R_b

Класс бетона	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25
R_b , кН/см ²	0,45	0,6	0,75	0,85	1,15	1,45

Ширина плиты определяется из конструктивных соображений (рис. 6.3):

$$B_{pl} = b_f + 2t_{tr} + 2c_1, \quad (6.2)$$

где b_f – ширина полки колонны;

$t_{tr} = 10 - 12$ мм – толщина траверсы;

$c_1 = 30 - 50$ мм – консольный свес плиты.

Окончательно ширина B_{pl} назначается ближайшей к стандартной ширине листа согласно прил. 31.

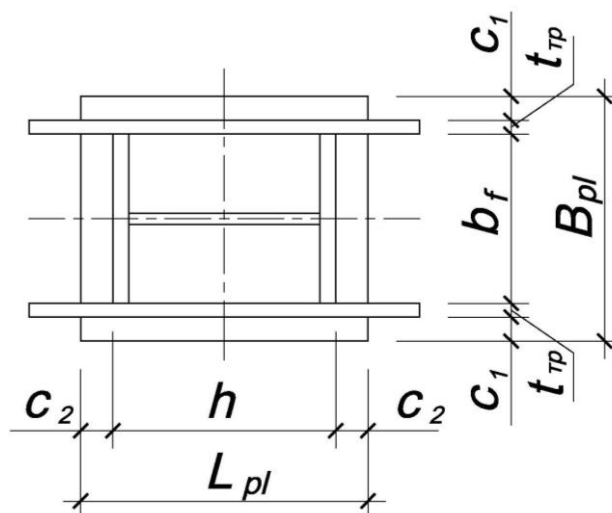


Рис. 6.3. Геометрическая схема опорной плиты колонны

Длина опорной плиты:

1) из условия прочности бетона фундамента на смятие под опорной плитой:

$$L_{pl} \geq \frac{N}{2B_{pl}R_{b,loc}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2B_{pl}R_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6M}{B_{pl}R_{b,loc}}}. \quad (6.3)$$

2) по конструктивным соображениям (рис. 6.3):

$$L_{pl} = h + 2c_2, \quad (6.4)$$

где h – высота сечения колонны;

$c_2 = 50-100$ мм - размер участка плиты.

Окончательно длину опорной плиты назначают, ориентируясь на большее из полученных значений, кратно 20 мм.

Величина напряжений под опорной плитой (рис. 6.4):

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{N}{B_{pl}L_{pl}} \pm \frac{6M_y}{B_{pl}L_{pl}^2}. \quad (6.5)$$

Максимальное напряжение под плитой не должно превышать расчётного сопротивления бетона фундамента смятию:

$$\sigma_{\max} \leq R_{b,loc} \quad (6.6)$$

Толщину опорной плиты определяют из условия ее прочности на изгиб, рассматривая расчетную полосу единичной ширины (например, 1 см). При этом плита рассматривается как пластина, загруженная снизу отпорным давлением фундамента и опертая на элементы сечения колонны и траверсы (рис. 6.4). Площадь плиты разбивают на участки по условиям опирания и определяют изгибающие моменты на каждом участке:

- на консольном участке № 1 согласно рис. 6.4:

$$M_1 = 0,5q_1c^2, \quad (6.7)$$

где $q_1 = \sigma_1 \times 1\text{ см}$ – реактивный отпор фундамента под участком № 1;

σ_1 – максимальное напряжение в бетоне фундамента на участке № 1;

c – фактическая величина свеса консольного участка №1;

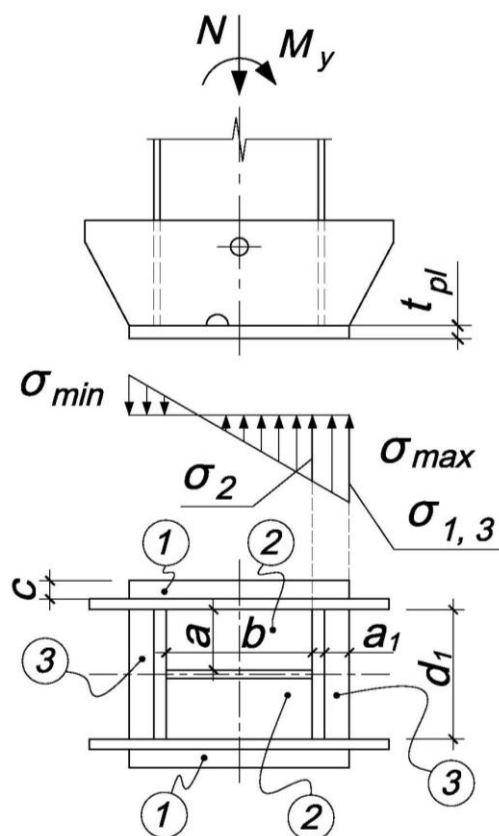


Рис. 6.4. Расчётная схема опорной плиты базы сплошной колонны

- на участке №2, опёртом на четыре стороны (рис. 6.4), моменты:

- в направлении короткой стороны:

$$M_a = \alpha_1 q_2 a^2, \quad (6.8)$$

где M_a – максимальный момент в направлении короткой стороны;

α_1 – коэффициент академика Б.Г. Галеркина по табл. 6.2, зависит от соотношения размеров участка;

$q_2 = \sigma_2 \times l_{cm}$ – реактивный отпор фундамента под участком №2;

σ_2 – максимальное напряжение в бетоне фундамента на участке №2;

a – короткая сторона участка №2;

- в направлении длинной стороны:

$$M_b = \alpha_2 q_2 a^2, \quad (6.9)$$

где M_b – максимальный момент в направлении длинной стороны;

α_2 – коэффициент академика Б.Г. Галеркина по [10, табл. Е2] или табл. 6.2, зависит от соотношения размеров участка;

$q_2 = \sigma_2 \times l_{cm}$ – реактивный отпор фундамента под участком № 2;

σ_2 – максимальное напряжение в бетоне фундамента на участке № 2;

a – короткая сторона участка № 2;
 - на участке № 3, опёртом на три стороны (рис. 6.4):

$$M_3 = \alpha_3 q_3 (d_1)^2, \quad (6.10)$$

где α_3 – коэффициент академика Б.Г. Галеркина по [10, табл. Е2] или табл. 6.2, зависит от соотношения размеров участка;

$q_3 = \sigma_3 \times l_{cm}$ – реактивный отпор фундамента под участком №3;

σ_3 – максимальное напряжение в бетоне фундамента на участке №3;

d_1 – длина свободной стороны участка № 3.

Таблица 6.2

Коэффициенты $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ для расчета на изгиб прямоугольных плит, опертых по четырем и трем 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		

Примечания: b – длинная сторона, a – короткая сторона, d_1 – длина свободной стороны, a_1 – длина стороны, перпендикулярной к свободной.

При резком отличии моментов на участках необходимо изменить условия опирания плиты путем постановки дополнительных ребер и диафрагм, чтобы по возможности выровнять величины моментов.

Толщину опорной плиты определяют по наибольшему из изгибающих моментов, действующих на всех участках:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}}. \quad (6.11)$$

Окончательно толщина опорной плиты назначается согласно сортаменту листовой стали (прил. 31). Минимальная толщина опорной плиты – 20 мм.

Расчёт опорной плиты базы сквозной колонны производится аналогично расчёту опорной плиты базы сплошной колонны (рис. 6.5).

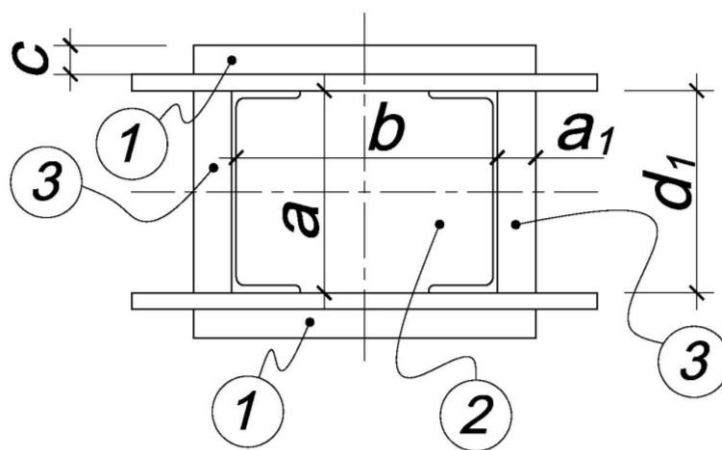


Рис. 6.5. Расчётная схема опорной плиты базы сквозной колонны

6.3. Расчёт траверсы

Расчёт траверсы производят на реактивный отпор фундамента. В запас прочности реактивный отпор фундамента принимают равномерно распределённым с интенсивностью, равной максимальному сжимающему краевому напряжению. Грузовая площадь траверсы показана на *рис. 6.6*.

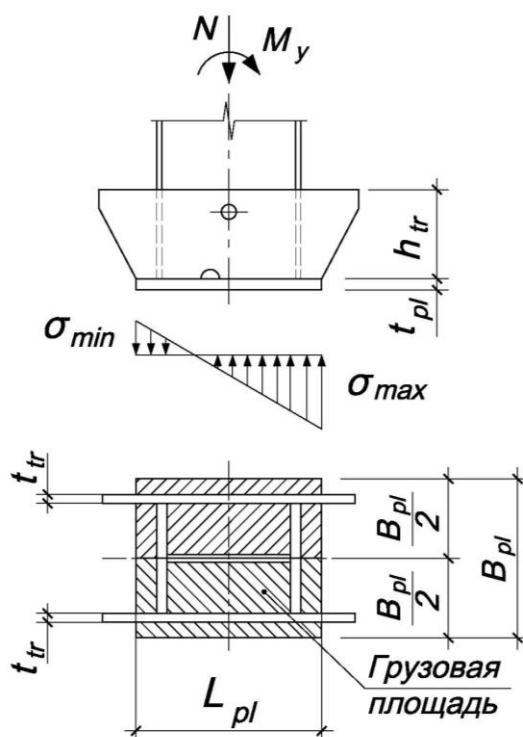


Рис. 6.6. Грузовая площадь траверсы

Траверсу можно рассматривать как балку с двумя консолями прямоугольного сечения (*рис. 6.7*).

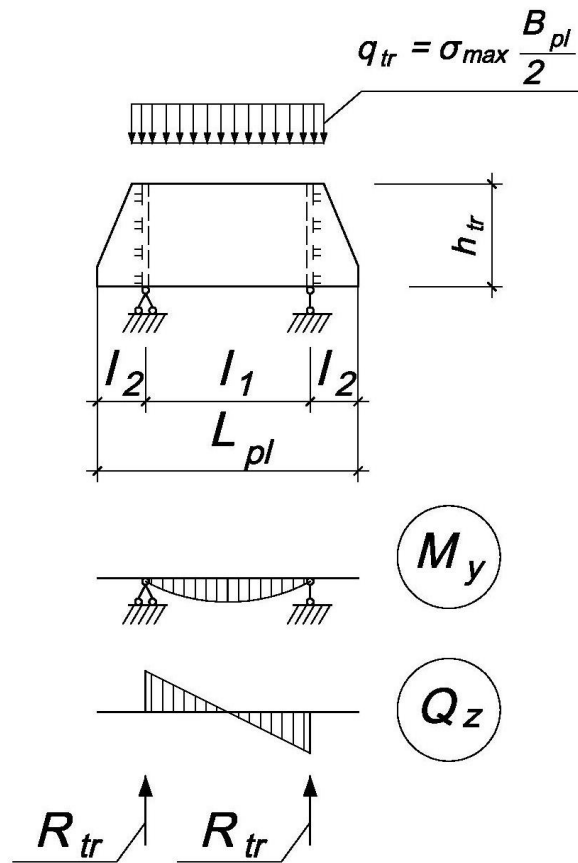


Рис. 6.7. Расчётная схема траверсы (повёрнуто на 180°)

Высота траверсы h_{tr} определяется требуемой длиной четырех угловых швов, которыми ее приваривают к стержню колонны:

- из условия прочности по металлу шва:

$$h_{tr, req1} = \frac{R_{tr}}{k_f \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 10 \text{ мм}; \quad (6.12)$$

- из условия прочности по границе сплавления:

$$h_{tr, req2} = \frac{R_{tr}}{k_f \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 10 \text{ мм}; \quad (6.13)$$

где R_{wf} , R_{wz} , β_f , β_z , γ_{wf} , γ_{wz} - расчетные величины углового шва, подробно описаны для условия (4.56);

k_f - катет шва, назначаемый согласно условию (5.4) и прил.17;

R_{tr} - опорная реакция траверсы равна:

$$R_{tr} = \frac{q_{tr} l_1}{2}, \quad (6.14)$$

$q_{tr} = \sigma_{max} B_{pl} / 2$ – линейная нагрузка на траверсу в соответствии с грузовой площадью.

Окончательно высоту траверсы назначают, ориентируясь на большее из полученных по условиям (6.12) и (6.13) значений, учитывая, что максимальная длина углового шва составляет $85\beta_f k_f$. Из конструктивных соображений h_{tr} принимают не менее 200 мм.

Толщина траверсы определяется из условия ее работы на изгиб:

$$t_{tr} = \frac{6M_{tr}}{R_y h_{tr}^2 \gamma_c}, \quad (6.15)$$

где $M_{tr} = 0,125 q_{tr} (l_1)^2$ (рис. 6.7).

Окончательно толщину траверсы назначают по сортаменту листовой стали (прил. 31) не менее расчётной толщины и не менее 8 мм.

Проверка прочности принятого сечения траверсы на срез

$$\tau = \frac{R_{tr}}{t_{tr} h_{tr}} \leq R_s \gamma_c. \quad (6.16)$$

6.4. Расчёт анкерных болтов

В базах внецентренно-сжатых колонн диаметр анкерных болтов определяют расчетом, для чего выбирается специальная комбинация расчетных усилий в сечении 1-1, включающая наименьшую продольную силу (от постоянной нагрузки) с наибольшими возможным моментом (обычно от ветровой нагрузки), – комбинация C_5 (см. п.3). Величину продольной силы в этой комбинации уменьшают, т.к. она разгружает анкерные болты.

Из уравнения равновесия сил относительно центра тяжести сжатой зоны бетона фундамента под опорной плитой базы (рис. 6.8)

$$M_y - N_{\min} a - (n N_a) y = 0 \quad (6.17)$$

определяют растягивающее усилие в анкерном болте:

$$N_a = \frac{M_y - N_{\min} a}{yn}, \quad (6.18)$$

где n – число болтов с одной стороны базы, обычно два ($n = 2$).
Значения a , c и y (рис. 6.8):

$$a = \frac{L_{pl}}{2} - \frac{c}{3}, \quad (6.19)$$

$$c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L_{pl}, \quad (6.20)$$

$$y = \frac{L_{pl}}{2} + a + z, \quad (6.21)$$

где z – расстояние от оси анкерного болта до края плиты, обычно $50 - 100$ мм.

Требуемая площадь поперечного сечения анкерного болта за вычетом резьбы (площадь нетто) определяется выражением

$$A_{bn} = \frac{N_a}{R_{bt} \gamma_c}, \quad (6.22)$$

где R_{bt} – расчётное сопротивление растяжению фундаментных болтов из стали СтЗпс2 по прил. 21.

Ориентируясь на требуемую площадь нетто болта A_{bn} , назначают диаметр анкерных болтов прил. 22. В случае малого значения требуемой площади или отсутствия зоны растяжения на эпюре напряжений под опорной плитой диаметр анкерных болтов назначают из конструктивных соображений, но не менее 20 мм.

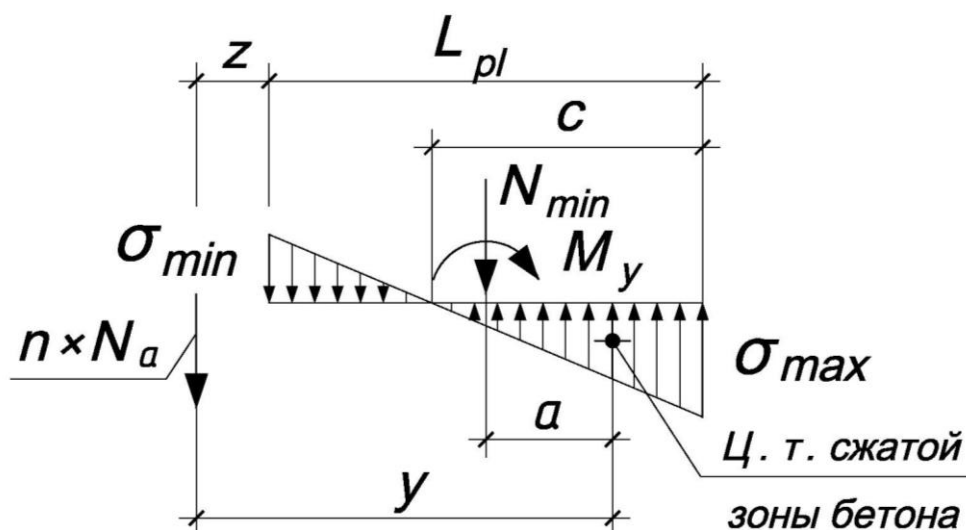


Рис. 6.8. Определение усилий в анкерных болтах

6.5. Расчёт анкерных плиток

Анкерную плитку изготавливают из полосы металла, ширину полосы назначают из конструктивных требований к болтовым соединениям, а толщину подбирают по расчёту. Анкерная плитка работает как балка на двух опорах (траверсах) и воспринимает нагрузку от усилия растяжения в анкерных болтах (рис. 6.8).

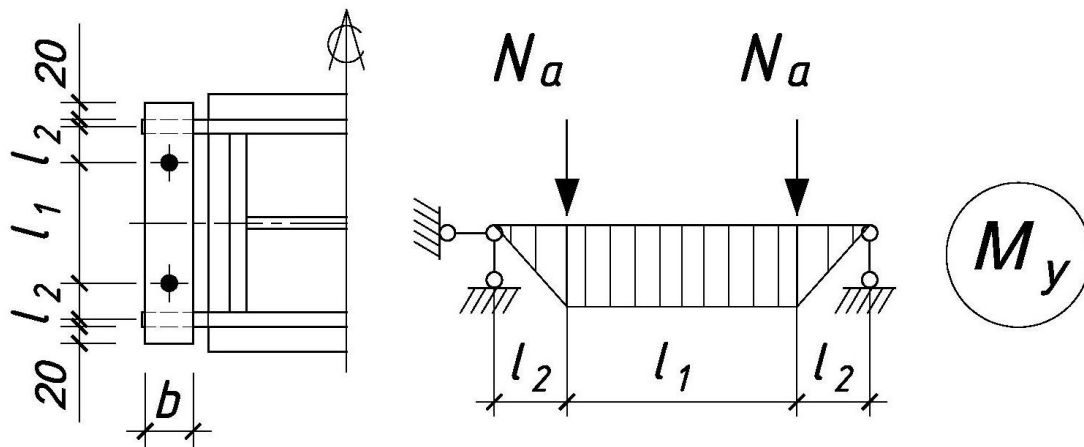


Рис. 6.9. Расчётная схема анкерной плитки

Диаметр отверстия в плитке под анкерный болт обычно на 2 мм больше диаметра болта, а ширина анкерной плитки принимается не менее трёх диаметров отверстия под болт. Причём значение ширины плитки округляют в большую сторону кратно 10 мм.

$$B = 3(d_a + 2 \text{ мм}), \quad (6.23)$$

где d_a – диаметр анкерного болта, мм.

Момент сопротивления сечения анкерной плитки с учетом ослабления отверстием под болты:

$$W_p = (b - (d_a + 2 \text{ мм}))t_p^2/6, \quad (6.24)$$

где t_p – толщина плитки, мм.

Условие прочности анкерной плитки :

$$\frac{M}{W_p} \leq R_y \gamma_c. \quad (6.25)$$

Подставив выражение (6.24) в выражение (6.25), найдем требуемую толщину анкерной плитки:

$$t_{req} = \sqrt{\frac{6M_p}{R_y \gamma_c (b - (d_a + 2 \text{ мм}))}}, \quad (6.26)$$

где $M_p = N_a l_2$ – изгибающий момент при двух анкерных болтах на одну плитку (рис. 6.9).

Окончательно толщина анкерной плитки назначается по сортаменту (прил. 31) не менее требуемой по расчёту и не менее 16 мм.

Если требуемая толщина анкерной плитки превышает 60 мм, тогда из выражения (6.25) находят требуемый момент сопротивления W_{req} и подбирают сечение из двух швеллеров по прил. 33, с общим моментом сопротивления относительно оси x-x не менее требуемого (рис. 6.10).

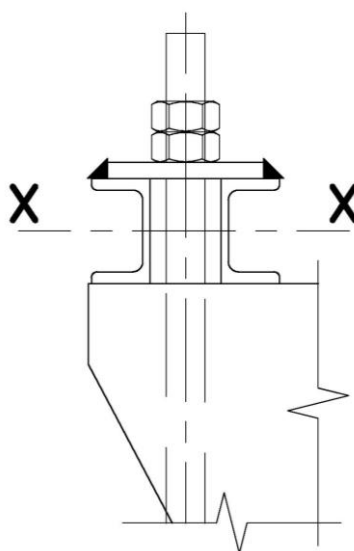


Рис. 6.10. Балка из швеллеров для крепления анкерных болтов

6.6. Конструктивные особенности базы колонны

Конструкция базы колонны должна не только отвечать расчётной схеме и условиям прочности, но и обеспечивать технологичность монтажа колонны. В данном курсовом проекте предложен способ монтажа колонны на стальные подкладки, которые укладываются между опорной плитой базы колонны и обрезом фундамента. Отметка обреза фундамента принимается на 50-150 мм ниже отметки низа опорной плиты базы. После установки колонны в проектное положение монтажный зазор заполняется тяжелым бетоном на мелком заполнителе (фракция не более 20 мм). Подливка должна выступать за габариты опорной плиты минимум на 100 мм. Базы колонн обычно замоноличивают (если в процессе эксплуатации не требуется контроль натяжения анкерных болтов), что обеспечивает защиту от коррозии и препятствует раскручиванию гаек фундаментных болтов.

Анкерные болты до установки в фундамент объединяют в пространственные каркасы – «анкерный блок», что существенно повышает точность их проектного положения. Анкерные болты не должны располагаться в фундаменте ближе чем на 150 мм к его краю.

Анкерные болты затягивают не менее чем в два обхода, в шахматном порядке. Окончательную затяжку болтов следует производить после достижения подливкой прочности не менее 70 % от проектной. Гайки болтов предохраняют от самоотвинчивания путём их стопорения с помощью контргаек или пружинных шайб (используют реже).

Базы связевых колонн обычно отличаются от рядовых: для передачи горизонтальных усилий от вертикальных связей их соединяют дополнительными ребрами с противосдвиговыми закладными элементами фундаментов (рис. 6.11).

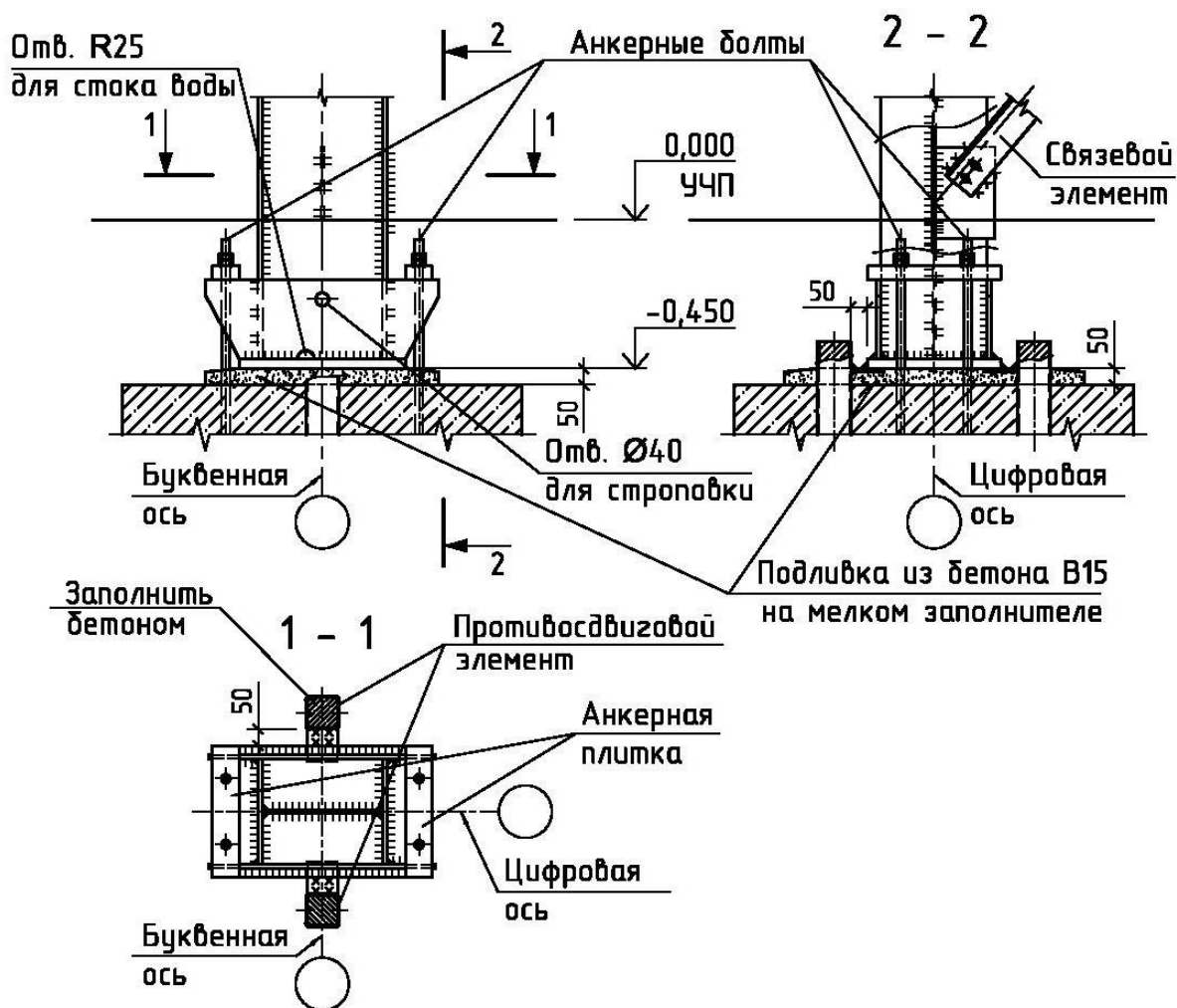


Рис. 6.11. База связевой колонны

7. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ

7.1. Общие сведения о стропильных фермах

Фермой принято называть геометрически неизменяемую стержневую систему с шарнирами в узлах. В действительности узлы ферм обладают определенной жесткостью. Дополнительные напряжения, вызываемые жесткостью узлов в фермах с длинными и гибкими стержнями, невелики, поэтому для упрощения расчетов этими напряжениями пренебрегают. При узловом приложении внешней нагрузки в стержнях фермы возникают только продольные сжимающие или растягивающие усилия.

Разрабатываемая в курсовом проекте стропильная ферма имеет трапециевидальное очертание с уклоном верхнего пояса 10 % и горизонтальным нижним поясом. Размер панелей верхнего пояса (расстояние между центрами узлов) – 3 м. В задании на проектирование указываются следующие параметры фермы: пролет – 18, 24 или 30 м; система решётки – треугольная, треугольная со стойками или раскосная (см. *рис. 1.1*); высота на опоре – для ферм пролётами 18 и 24 м принимается равной 2250 мм, для ферм пролётом 30 м – 3150 мм. Высота фермы представляет собой кратчайшее расстояние между наружными гранями поясов.

Ввиду симметричности фермы, достаточно подобрать сечения половины ее стержней. Пример условных обозначений элементов для фермы пролётом 24 м показан на *рис. 7.1*. Сечения элементов рассчитываемой фермы принимаются из спаренных равнополочных или неравнополочных уголков. Уголки, соединённые полками с помощью прокладок, образуют тавровое сечение. Сопряжение стержней фермы в узлах выполняется с помощью листовых элементов – фасонок, которые заводят между уголками.

7.2. Расчётные длины элементов стропильной фермы

Расчетные длины элементов ферм назначают с учетом влияния примыкающих к узлу стержней, которые препятствуют продольному изгибу теряющего устойчивость элемента. Расчетные длины стержней определяют в тех направлениях, где может произойти потеря устойчивости элемента: в плоскости $l_{ef,x}$ и из плоскости $l_{ef,y}$ фермы.

Теряющий устойчивость в плоскости фермы сжатый стержень вследствие жесткости фасонок вызывает изгиб и поворот других элементов, сходящихся в узле. Эти элементы, особенно растянутые, сопротивляются деформированию и тем самым препятствуют свободному изгибу сжатого стержня. Таким образом, чем больше растянутых элементов примыкает к узлу и чем они мощнее, тем больше степень защемления сжатого стержня и меньше его расчетная длина $l_{ef,x}$. Это условие учитывается при определении коэффициентов расчётной длины элементов в плоскости фермы (*табл. 7.1*).

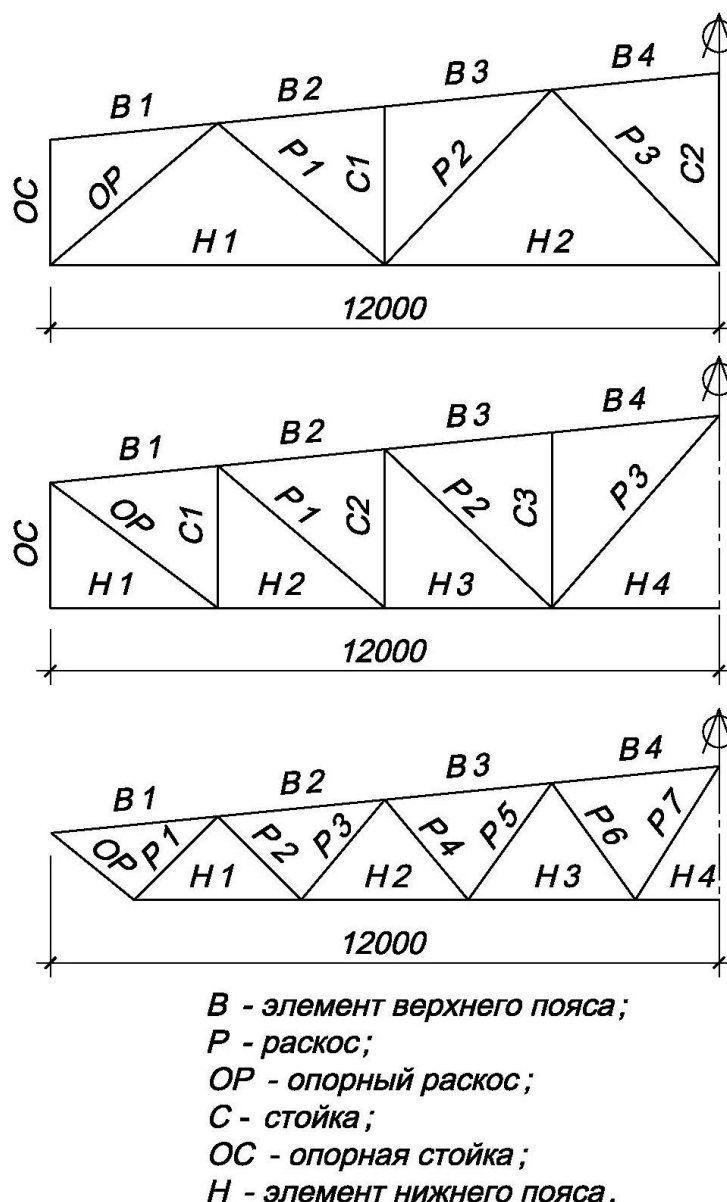


Рис. 7.1. Схема фермы пролетом 24 м с условными обозначениями элементов

Расчётная длина $l_{ef,y}$ из плоскости фермы:

- элементов решётки – принимается равной расстоянию между геометрическими центрами узлов (табл.7.1);

- элементов поясов – определяется расстоянием между узлами, закреплёнными от смещения из плоскости фермы (табл.7.1). Элементами, закрепляющими пояса фермы от смещения вдоль здания, являются:

- для верхнего пояса – горизонтальные связи по верхним поясам и прогоны, присоединяющие верхние пояса «В» всех ферм, не вошедших в связевую систему, к точкам крепления связевых диагоналей. Необходимым условием обеспечения устойчивости ферм является наличие общего узла у прогона с перекрестием связей. Таким образом, расчётная длина верхнего пояса из плоскости фермы $l_{ef,y}$ обычно составляет 6 м (длина двух панелей);

• для нижнего пояса – вертикальные связи между стойками ферм, вошедших в связевую систему, и распорки. Распорки должны примыкать к узлам стропильной фермы в местах крепления вертикальных связей и прикрепляют фермы, не вошедшие в связевый блок, к этому блоку. Таким образом, расчётная длина элементов нижнего пояса «Н» из плоскости фермы зависит от числа раскрепляющих распорок: для пролётов 18 и 24 м часто бывает достаточно одной или двух распорок, для пролёта 30 м обычно принимают не менее двух распорок.

Правила постановки связевых элементов подробно описаны в разделе 8 настоящего пособия. Значения расчётных длин элементов плоских ферм из спаренных уголков приведены в табл. 7.1.

Таблица 7.1

Расчётные длины l_{ef} элементов плоских ферм из спаренных уголков

Направление продольного изгиба	Расчётная длина l_{ef}					
	поясов		опорных раскосов, опорных стоек		прочих элементов решётки	
	<i>B</i>	<i>H</i>	<i>OP</i>	<i>OC</i>	<i>P</i>	<i>C</i>
1. В плоскости фермы	<i>l</i>	<i>l</i>	<i>l</i>	<i>l</i>	<i>0,8l</i>	<i>0,8l</i>
2. В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы)	<i>l₁</i>	<i>l₁</i>	<i>l₁</i>	<i>l₁</i>	<i>l₁</i>	<i>l₁</i>

Примечания: *l* – геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов);
l₁ – расстояние между узлами, закреплёнными от смещения из плоскости фермы.

При известных расчётных длинах и радиусах инерции сечений в двух плоскостях определяют значения гибкостей элементов фермы:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_{efx}}{i_x}; \\ \lambda_y &= \frac{l_{efy}}{i_y}, \end{aligned} \right\} \quad (7.1)$$

где λ_x, λ_y – гибкости элементов в плоскости и из плоскости фермы соответственно;

l_{efx}, l_{efy} – расчётные длины элементов в плоскости и из плоскости фермы соответственно;

i_x, i_y – радиусы инерции сечений элементов в плоскости и из плоскости фермы соответственно.

7.3. Подбор сечений элементов стропильной фермы

Статический расчет ферм выполняется отдельно от каждого нагружения (см. разделы 2, 3). При узловом приложении нагрузки к верхнему поясу фермы в ходе расчета получают только продольные усилия в ее элементах. Отрицательный знак усилия указывает на сжатие соответствующего стержня, а положительный – на растяжение. Для определения расчетных усилий N в элементах фермы находят наиболее невыгодные комбинации нагружений (см. раздел 3). Причем один и тот же элемент при различных сочетаниях усилий может работать как на растяжение, так и на сжатие, что необходимо учитывать в расчете. Принимая во внимание симметричный характер расчётной схемы, достаточно определить значения расчетных усилий для элементов половины фермы (см. рис. 7.1).

С целью снижения металлоемкости фермы сечения стержней необходимо назначать исходя из принципа равноустойчивости: $\lambda_x = \lambda_y$. Согласно этому принципу сечения элементов разрабатываемой фермы рационально компоновать следующим образом:

- опорного раскоса « OP » при $l_{efx} = l_{efy}$ – из неравнополочных уголков, составленных большими полками вместе ($i_x \approx i_y$) (рис.7.2, в);
- элементов верхнего « B » и нижнего « H » поясов при $2l_{efx} = l_{efy}$ – из неравнополочных уголков, составленных меньшими полками вместе ($2i_x \approx i_y$) (рис.7.2, б);

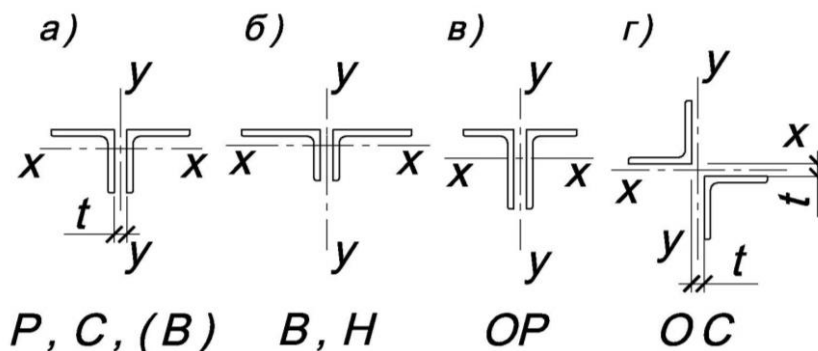


Рис. 7.2. Типы сечений элементов ферм из спаренных уголков

- опорной стойки « OC » при $l_{efx} = l_{efy}$ – из равнополочных накрест лежащих уголков ($i_x \approx i_y$), что отвечает также конструктивным требованиям (рис.7.2, г);
- элементов решётки – раскосов « P » и стоек « C » при $l_{efx} / l_{efy} = 0,8$ – из равнополочных уголков ($i_x / i_y \approx 0,8$) (рис.7.2, а).

В практике проектирования тавровое сечение из равнополочных уголков широко используется для всех элементов ферм, что связано с ограниченностью выпуска неравнополочных уголков.

При подборе сечения элементов из парных уголков для определения радиусов инерции сечения необходимо знать толщины узловых фасонок. Эта

толщина принимается по максимальному усилию в стержнях решётки в соответствии с табл.7.2. Причем в фермах допускают не более двух толщин фасонков с разницей не более 4 мм. В курсовом проекте целесообразно принять одну толщину фасонных элементов.

Таблица 7.2

Рекомендуемые толщины фасонных элементов

Максимальное усилие в стержнях решётки, кН	До 265	265-422	422-637	637-1069	1069-1500	1500-1932	1932-2471
Толщина фасонки t , мм	8	10	12	14	16	18	20
a , мм	30	40	50	65	75	80	80

7.3.1. Подбор сечений сжатых стержней

Несущую способность сжатых стержней определяет их устойчивость. Подбор сечения центрально-сжатого стержня выполняется в следующей последовательности:

- задаются гибкостью стержня в следующих пределах:
 - для элементов поясов $\lambda = 60 - 80$;
 - для элементов решётки $\lambda = 100 - 120$;
- по назначенной гибкости λ определяют коэффициент продольного изгиба φ согласно прил. 27;
- определяют требуемую площадь поперечного сечения элемента из условия обеспечения его устойчивости:

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}, \quad (7.2)$$

где $\gamma_c = 0,95$ – коэффициент условий работы [1, табл. 6*];

- назначив гибкость и расчетную длину стержня в двух плоскостях, из условия (7.1) выражают требуемые радиусы инерции сечения:

$$\left. \begin{aligned} i_{req,x} &= \frac{l_{efx}}{\lambda}; \\ i_{req,y} &= \frac{l_{efy}}{\lambda}; \end{aligned} \right\} \quad (7.3)$$

- в соответствии с требуемыми значениями площади и радиусов инерции подбирают подходящий профиль по сортаменту равнополочных (прил. 35) или неравнополочных (прил. 36) уголков. Если значения A_{req} и i_{req} оказываются близки разным профилям, выбирают уголок, у которого площадь больше, а радиус инерции меньше требуемого. При этом необходимо помнить, что требуемые геометрические характеристики соответствуют сечению из спаренных, а не одиночных уголков.

Для подобранного сечения из спаренных уголков по сортаменту определяют фактическую площадь и радиусы инерции с учетом толщины фасонки. Затем находят значения гибкостей согласно выражениям (7.1). По большей гибкости λ_{max} определяют коэффициент продольного изгиба φ_{min} согласно прил. 27 и выполняют проверку устойчивости элемента:

$$\frac{N}{\varphi_{min} A} \leq R_y \gamma_c. \quad (7.4)$$

Перенапряжения в элементе не допускаются, а недонапряжения не должны превышать 15 %:

$$\frac{R_y \gamma_c - \frac{N}{\varphi A}}{R_y \gamma_c} 100 \% \leq 15 \%. \quad (7.5)$$

Наибольшая гибкость стержня не должна быть выше предельной:

- для сжатых поясов (В), опорных раскосов (ОР) и опорных стоек (ОС):

$$\lambda_{max} \leq [\lambda] = 180 - 60\alpha, \quad (7.6)$$

где λ_{max} – максимальное из значений гибкостей λ_x или λ_y элемента, определяемых по условию (7.1) после назначения размеров сечения;

α – коэффициент, определяемый по формуле

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}. \quad (7.7)$$

Если значение $\alpha < 0,5$, то при определении предельно допустимого нормами [1] значения гибкости $[\lambda]$ следует принимать $\alpha = 0,5$;

- для промежуточных раскосов Р и стоек С:

$$\lambda_{max} \leq [\lambda] = 210 - 60\alpha, \quad (7.8)$$

где α – коэффициент, определяемый по формуле (7.7).

7.3.2. Подбор сечений растянутых стержней

Требуемая площадь поперечного сечения растянутого элемента фермы определяется из условия прочности:

$$A_{req} = \frac{N}{R_y \gamma_c}, \quad (7.9)$$

где $\gamma_c = 0,95$ – коэффициент условий работы по прил. 10.

По сортаменту равнополочных (прил. 35) или неравнополочных (прил. 36) уголков назначают сечение из двух уголков с площадью, значение которой является наиболее близким к требуемой. Проверку прочности центрально растянутого элемента фермы выполняют по площади «нетто» (за вычетом ослаблений):

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c. \quad (7.10)$$

Сечение элемента должно быть подобрано с недонапряжениями, не превышающими 15 %.

Длинные и тонкие растянутые стержни могут провисать под собственным весом, искривляться при транспортировке и монтаже, поэтому гибкости растянутых элементов ограничены. В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых стержней достаточно проверить только в вертикальной плоскости:

$$\lambda_x \leq [\lambda] = 400, \quad (7.11)$$

где $[\lambda] = 400$ – предельное значение гибкости для всех растянутых стержней плоской фермы при статических нагрузках [1, табл.20].

Для слабо нагруженных стержней фермы или даже при нулевом расчетном усилии в стержне определяющим критерием при подборе сечения оказывается гибкость. Подставив в выражения (7.3) предельное значение гибкости такого элемента и получив требуемые радиусы инерции, в сортаменте (прил. 35, 36) можно подобрать сечение стержня фермы.

При выборе номера профиля руководствуются следующими соображениями:

- 1) с целью обеспечения технологичности конструкции необходимо унифицировать сечения, получая количество типоразмеров в пределах 5 – 6;
- 2) фермы пролетом до 30 м выполняют, как правило, с поясами постоянного сечения по длине. Если в элементах поясов усилия отличаются на 30 % и более, можно изменить сечение пояса. При этом смещение оси профиля

относительно центра тяжести пояса не должно превышать 5 % высоты уголка, в противном случае необходим учёт моментов, возникающих в узлах. Наиболее рациональным может быть изменение сечения пояса за счёт перехода от неравнополочного профиля к равнополочному;

3) промежуточные раскосы и стойки обычно имеют 1-2 типоразмера, а стойки выполняют одинаковыми;

4) не следует использовать в фермах профили одного типоразмера, которые отличаются только толщиной или классом стали – это может привести к случайной замене одного элемента другим в процессе изготовления;

5) в фермах не применяют равнополочные уголки менее $\angle 50 \times 5$ и неравнополочные менее $\angle 63 \times 40 \times 5$, что связано с обеспечением требуемой жесткости при транспортировке и монтаже, удобством выполнения сварных соединений.

Подбор сечений элементов ферм удобно выполнять в форме таблицы, пример заполнения которой приведен ниже (табл. 7.3).

Таблица 7.3

Подбор сечений элементов стропильной фермы

Элемент	Расч. усилие N, kH		Сечение	Площадь, $см^2$	Расчетная длина, $см$		Гибкость		Предельная гибкость $[\lambda]$	Проверка, $kH/см^2$		$R_{y/c}, \frac{kH}{см^2}$
	-	+			l_{efx}	l_{efy}	λ_x	λ_y		$\frac{N}{\varphi A}$	$\frac{N}{A_n}$	
<i>PI</i>		470	$2\angle 90 \times 7$	24,56	315	394	113	97	400		20,6	22,8

7.4. Расчёт и конструирование узлов стропильной фермы

7.4.1. Общие положения конструирования узлов фермы

Стержни таврового сечения из двух уголков в узлах объединяют фасонками, которые заводят между уголками. Уголки решетки крепят к фасонке угловыми швами. При выборе стали для конструкции и отдельных элементов в зависимости от условий их работы, вида напряженного состояния, способа соединения элементов необходимо учитывать группу конструкций [1, табл. 50*]. В стропильной ферме согласно [1, табл. 50*]:

- стержневые элементы относятся к «Группе 2» и могут выполняться из сталей от класса *C235* и выше;

- узловые фасонки относятся к «Группе 1», что обуславливает назначение для них сталей не ниже, класса *C255*. Если класс стали, назначенный для фермы в задании на курсовой проект, ниже *C255*, фасонки принимают из стали класса *C255*.

Конструирование фермы начинают с вычерчивания геометрических осей, к которым привязывают центры тяжести подобранных уголков. Причем расстояние от центра тяжести уголка до обушка z_0 принимают по сортаменту с округлением до 5 мм в большую сторону.

Обушком уголка называют внешнюю часть сопряжения полков, край полки называют пером. В месте опирания на верхний пояс прогонов фасонки не доводят до обушков поясных уголков на 10 мм (рис. 7.3). Для нижнего пояса фасонку можно выпустить за обушки на 10-20 мм или утопить на 10 мм, как для верхнего пояса.

Резку уголков решётки производят перпендикулярно к оси стержня, для больших уголков допускают косой рез.

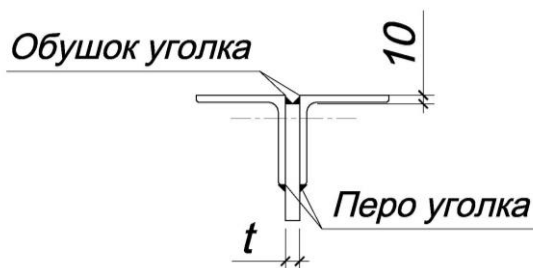


Рис. 7.3. Схема привязки фасонного элемента

Для снижения сварочных напряжений стержни решеток не доводят до поясов на расстояние $a \geq bt - 20$ мм, но не более 80 мм, здесь t – толщина фасонки в мм по табл. 7.2. Значение a следует округлять в большую сторону кратно 5 мм – см. табл. 7.2. Между торцами стыкуемых элементов поясов, перекрываемых накладками, следует оставлять зазор не менее 50 мм. Площадь сечения накладок должна быть больше или равна площади стыкуемых элементов. Стык обычно устраивают, продолжив фасонный элемент за узел фермы не менее чем на 300 мм.

Для совместной работы уголков их соединяют прокладками шириной 60 мм, длиной на 20-30 мм больше ширины уголка и толщиной, равной толщине фасонки (рис. 7.4).

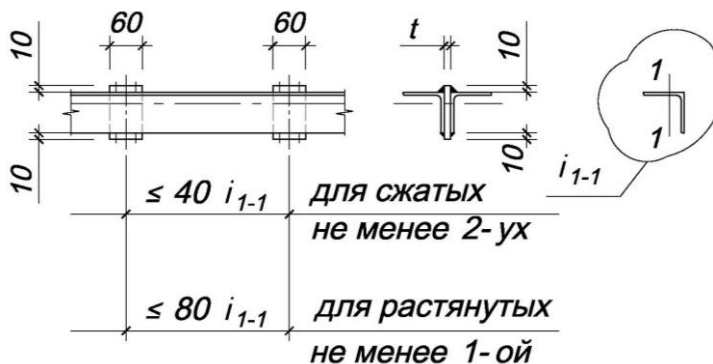


Рис. 7.4. Схема привязки соединительных прокладок

Шаг соединительных прокладок принимается:

- не более $40i$ для сжатых элементов, на один элемент ставится не менее двух прокладок;

- не более $80i$ для растянутых элементов, в одном элементе ставится не менее одной прокладки; здесь i – радиус инерции одного уголка относительно оси параллельной плоскости соединительной прокладки для таврового сечения и минимальный для крестового сечения.

При конструировании узловой фасонки следует стремиться к прямоугольному или трапециевидальному её очертанию с длиной l и высотой h , кратными 10 мм. Фасонка должна быть как можно более компактной при минимальном числе плоскостей реза при изготовлении. Геометрия фасонки определяется расчётной длиной сварных швов примыкающих элементов, однако для получения более рациональной геометрии фасонки часто приходится конструктивно увеличивать длины сварных швов. Силовые линии от сварных швов должны переходить плавно на фасонный элемент, для чего угол между краем фасонки и стержнем решетки должен быть не менее 15° .

Последовательность конструирования узла фермы показана на *рис.7.5*.

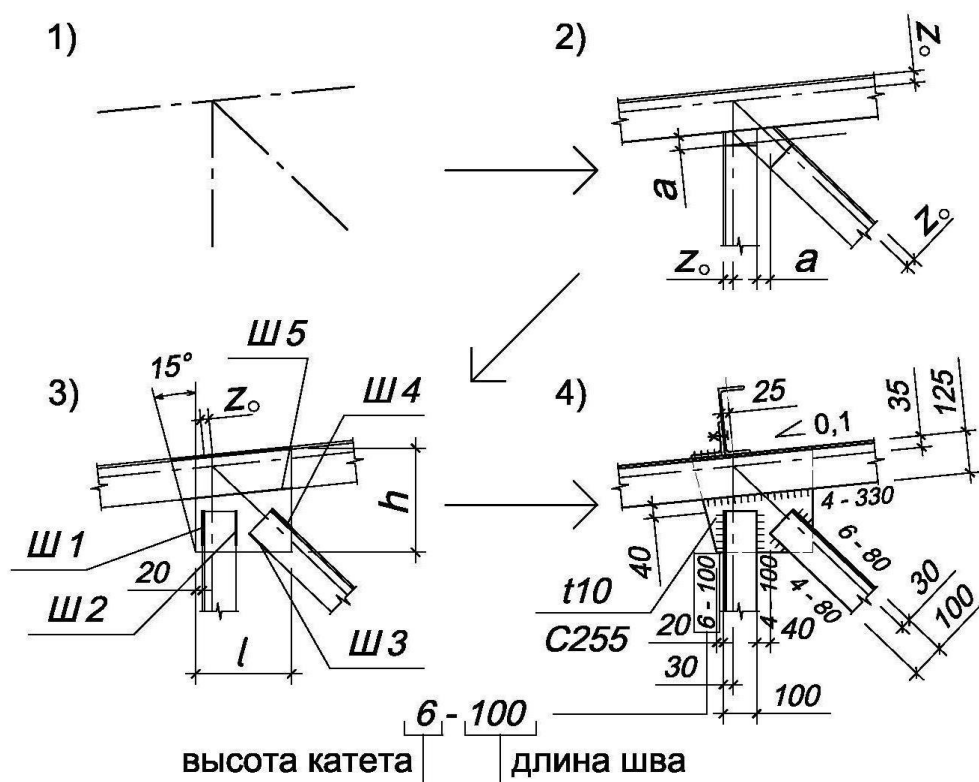


Рис. 7.5. Последовательность конструирования узла фермы

Расчетная длина сварных швов должна быть не менее $4k_f$ и не менее 40 мм. К расчетным длинам сварных швов добавляют 10 мм для учета дефектов, проявляющихся в начале (5 мм) и в конце сварного шва (5 мм). Ввиду

скругления полки уголка для шва по перу высота катета не должна превышать $0,9t$, где t – толщина полки уголка. Максимальный катет шва у обушка уголка: $k_f \leq 1,2t$, где t – наименьшая толщина свариваемых элементов. Предпочтение следует отдавать небольшим и чётным (4 мм, 6 мм, 8 мм) катетам. Не стоит часто менять катет сварных швов – это усложняет процесс изготовления, поэтому швов с разным катетом в одном отправочном элементе должно быть не более трех – четырех. Стоит избегать швов «потолочного» положения. Количество монтажных швов необходимо минимизировать.

Плиту в опорном узле фермы обычно задают толщиной 20-25 мм.

7.4.2. Расчёт узлов фермы

В элементах ферм, выполненных из уголков, усилия, приходящиеся на сварные швы по обушку и перу, обратно пропорциональны расстояниям от обушка и пера до центра тяжести уголка:

$$\begin{aligned} N_{об} &= N(b-z_0)/b = \alpha_1 N; \\ N_n &= Nz_0/b = \alpha_2 N, \end{aligned} \quad (7.12)$$

где b – ширина полки уголка;

z_0 – расстояние от центра тяжести уголка до его обушка;

α_1 и α_2 – коэффициенты, определяющие долю усилий, приходящихся на швы у обушка и пера уголка, принимаются по табл. 7.4.

Предварительно задавшись катетом k_f шва, определяют требуемую длину углового сварного шва из условий прочности соединения:

- по металлу шва:

$$l_{w,req1} = \frac{\alpha N}{2k_f \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 10 \text{ мм}; \quad (7.13)$$

- по границе сплавления:

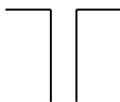
$$l_{w,req2} = \frac{\alpha N}{2k_f \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 10 \text{ мм}; \quad (7.14)$$

где 2 – коэффициент, учитывающий, что сечение состоит из двух уголков, а усилие N воспринимается двумя швами по обушку и двумя – по перу уголков;

R_{wf} , R_{wz} , β_f , β_z , γ_{wf} , γ_{wz} – расчетные величины углового шва, подробно описаны для условия (4.56).

Длина сварного шва не должна быть меньше $(4k_f + 10 \text{ мм})$ и 50 мм.

Распределение усилий между швами по обушке и перу

Тип сечения	α_1	α_2
	0,7	0,3
	0,75	0,25
	0,65	0,35

В действительности усилия между сварными швами в узлах фермы могут распределяться более сложно, что будет показано на примере расчёта трёх характерных узлов (рис. 7.6).

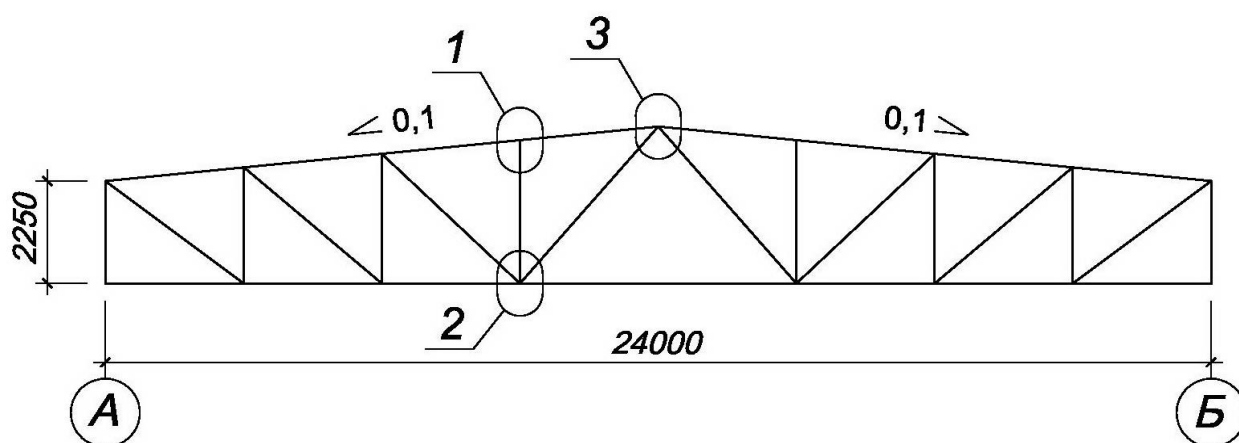


Рис. 7.6. Схема стропильной фермы с маркировкой рассчитываемых узлов

Рассмотрим расчёт сварных швов узла 1 (рис. 7.7):

1) если стойка выполнена из равнополочных уголков, длина шва III крепления стойки к фасонке у обушка уголка составит:

$$l_{III} = \frac{0,7N_1}{2k_f \left\{ \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \right\} \min} + 10 \text{ мм}, \quad (7.15)$$

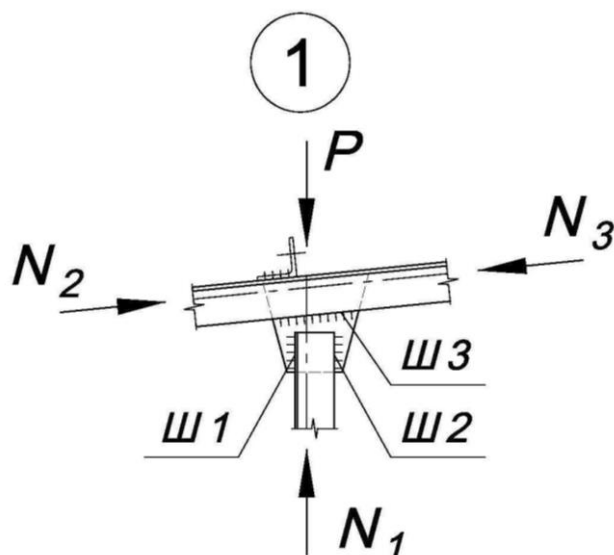


Рис. 7.7. Схема узла 1 стропильной фермы

Тогда длина шва Ш2 крепления стойки к фасонке у пера уголка:

$$l_{Ш2} = \frac{0,3N_1}{2k_f \left\{ \begin{matrix} \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{matrix} \right\} \min} + 10 \text{ мм.} \quad (7.16)$$

Длины швов Ш1 и Ш2 должны быть приняты не менее расчетных по условиям (5.15) и (5.16) и не менее 50 мм.

2) усилие, действующее на шов Ш3, определяется как геометрическая сумма узловой нагрузки P и разности усилий в соседних панелях верхнего пояса ($N_2 - N_3$). Причём считается, что шов Ш3 крепления поясов к фасонке по перу уголков воспринимает полное расчетное усилие (коэффициент $\alpha=1$), так как при утопленной узловой фасонке швы по обушкам принято считать конструктивными:

$$l_{Ш3} = \frac{\sqrt{(N_2 - N_3)^2 + P^2}}{2k_f \left\{ \begin{matrix} \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{matrix} \right\} \min} + 10 \text{ мм.} \quad (7.17)$$

Если расчётная длина шва Ш3 не превышает его конструктивной длины, определённой при назначении размеров фасонки из условия примыкания стойки (см. пп.7.4.1), то шов Ш3 принимается конструктивной длины.

Фермы перевозят автомобильным или железнодорожным транспортом в виде двух полуферм, которые перед установкой объединяют. Узлы 2 и 3 представляют укрупнённые (или монтажные) узлы фермы, которые выполняются на стройплощадке и должны быть не только надёжными, но и простыми в изго-

товлении. Пояса ферм в монтажных стыках соединяют горизонтальными листовыми накладками (рис. 7.8-7.9). Монтажный стык нижнего пояса – узел 2 – выполняют на сплошной фасонке, в стыке верхнего пояса – узел 3 – фасонка разрезная. Для выполнения монтажных швов отправочные элементы вначале объединяют болтами.

Рассмотрим расчёт сварных швов монтажного стыка нижнего пояса – узел 2 (рис. 7.8):

1) длины сварных швов Ш1-Ш6 крепления элементов решетки к узловой фасонке определяются согласно условиям (7.15) и (7.16) при соответствующих расчетных усилиях;

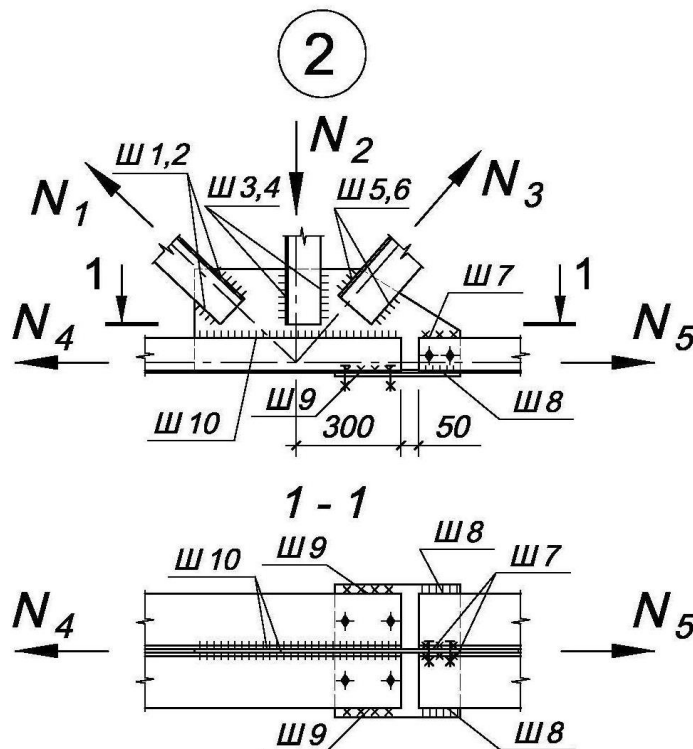


Рис. 7.8. Схема узла 2 стропильной фермы

2) для элементов нижнего пояса из неравнополочных уголков, составленных меньшими полками вместе, длина шва крепления уголков пояса к узловой фасонке по перу Ш7:

$$l_{Ш7} \geq 1,2 \frac{0,25N_5}{2k_f \left\{ \begin{matrix} \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{matrix} \right\} \min} + 10 \text{ мм}, \quad (7.18)$$

где 1,2 – коэффициент повышения расчетных усилий в стыковых соединениях, учитывающий возможные неточности при сборке отправочных элементов фермы;

3) сварные швы Ш8 – крепления пера поясных уголков к горизонтальной стыковой накладке – передают часть продольной силы N_5 , которая приходится на обушки уголков нижнего пояса. Длина швов Ш8:

$$l_{Ш8} \geq 1,2 \frac{0,75N_5}{2k_f \left\{ \begin{matrix} \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{matrix} \right\} \min} + 10 \text{ мм}, \quad (7.19)$$

4) сварной шов Ш9, которым уголки нижнего пояса крепятся к узловой фасонке, воспринимает такое же усилие, что и шов Ш8. Длина шва Ш9 определяется согласно условию (7.19) с учетом того, что монтажный шов Ш9 имеет расчетные параметры R_w и β_f , отличные от параметров заводского шва Ш8. В заводских условиях обычно используют полуавтоматическую сварку в среде защитных газов (Ar, CO₂ и др.), а для монтажных швов – ручную электродугую сварку, в связи с чем монтажный шов получается длиннее заводского.

5) длина шва Ш10 – крепления нижнего пояса к узловой фасонке по перу уголков – рассчитывается на разность усилий в соседних панелях нижнего пояса:

$$l_{Ш10} = \frac{N_5 - N_4}{2k_f \left\{ \begin{matrix} \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{matrix} \right\} \min} + 10 \text{ мм}. \quad (7.20)$$

Расчетная длина шва Ш10 получается обычно меньше конструктивной, которая определяется длиной примыкания уголков нижнего пояса к фасонке.

Рассмотрим расчёт сварных швов узла 3 – монтажного стыка верхнего пояса (рис. 7.9) – при условии, что элементы пояса состоят из неравнополочных уголков, скомпонованных меньшими полками вместе, а раскосы выполнены из равнополочных уголков:

1) длины сварных швов Ш1 и Ш2 – крепления раскосов к полуфасонке – рассчитываются из условий (7.15) и (7.16);

2) сварной шов у пера поясных уголков Ш3, которым верхний пояс отправочного элемента крепится к полуфасонке, рассчитывается на равнодействующее усилие от сосредоточенной силы $P/2$ и части усилия N_1 , приходящегося на перо уголка:

$$l_{Ш3} = \frac{\sqrt{(P/2)^2 + (0,25N_1)^2}}{2k_f \left\{ \begin{matrix} \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{matrix} \right\} \min} + 10 \text{ мм}; \quad (7.21)$$

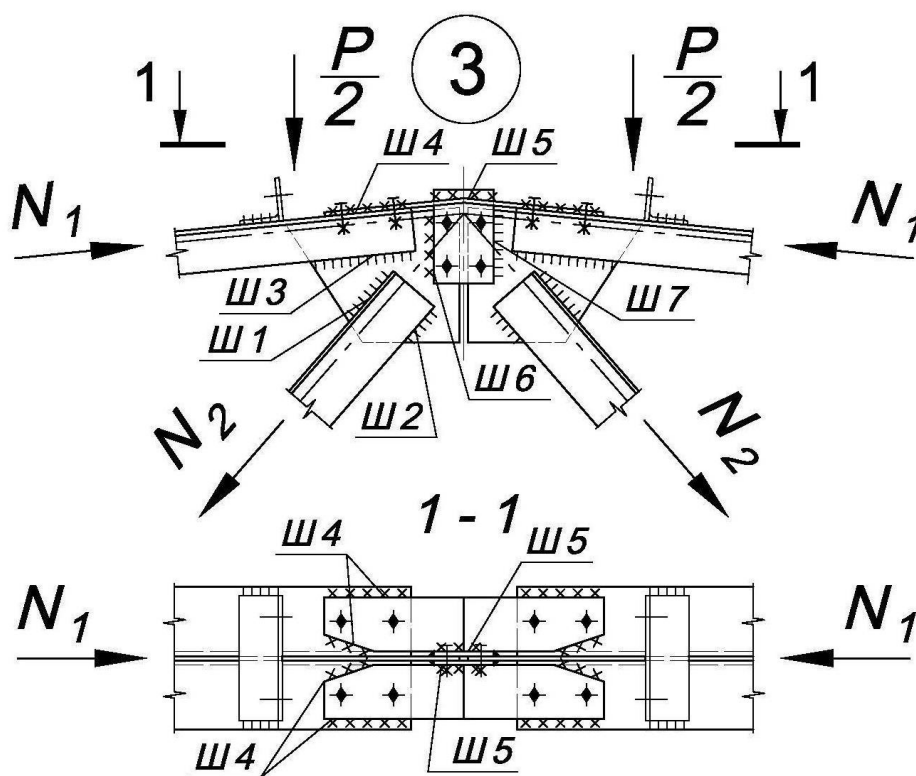


Рис. 7.9. Схема узла 3 стропильной фермы

3) шов Ш4, которым верхний пояс полуфермы крепится к гнутой листовой накладке, рассчитывают на равнодействующее усилие от сосредоточенной силы $P/2$ и части усилия N_1 , приходящегося на обушок уголка:

$$l_{Ш4} = \frac{1,2\sqrt{(P/2)^2 + (0,75N_1)^2}}{2k_f \left\{ \begin{matrix} \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{matrix} \right\} \min} + 10 \text{ мм.} \quad (7.22)$$

Полученная длина шва Ш4 – это суммарная длина швов на половине соединительной накладки верхнего пояса, т. е. для одного отправочного элемента;

4) с достаточной точностью можно принять, что сварной шов Ш5 крепления вертикальной накладки полуфасонки к гнутой соединительной накладке верхних поясов воспринимает такое же усилие, что и шов Ш4. Следовательно, требуемые расчётные длины сварных швов Ш4 и Ш5 равны;

5) сварной шов Ш6 (рис. 7.10) крепления вертикальной накладки к полуфасонкам отправочных элементов рассчитывается на равнодействующее усилие от сумм проекций на ось абсцисс (X) и ось ординат (Y) усилия N_2 , действующего в раскосе, и усилия, воспринимаемого швом Ш3 (числитель выражения (7.21)).

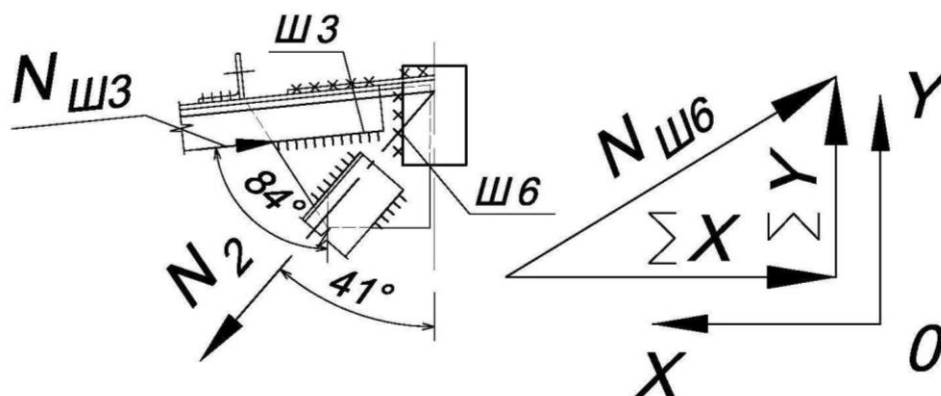


Рис. 7.10. Схема усилий, воспринимаемых швом Ш6

Сумма проекций на ось абсцисс (X):

$$\sum X = -N_2 \sin 41^\circ + N_{Ш3} \sin 84^\circ = -0,66N_2 + 0,99N_{Ш3}. \quad (7.23)$$

Сумма проекций на ось ординат (Y):

$$\sum Y = -N_2 \cos 41^\circ + N_{Ш3} \cos 84^\circ = -0,75N_2 + 0,1N_{Ш3}. \quad (7.24)$$

Длина сварного шва Ш6:

$$l_{Ш6} = \frac{1,2\sqrt{(-0,66N_2 + 0,99N_{Ш3})^2 + (-0,75N_2 + 0,1N_{Ш3})^2}}{2k_f \left\{ \begin{matrix} \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{matrix} \right\} \min} + 10 \text{ мм}; \quad (7.25)$$

б) сварной шов Ш7, как и шов Ш6, рассчитывается согласно выражению (7.25). Так как шов Ш7 – заводской, а шов Ш6 – монтажный, расчетные параметры швов R_w и β_f могут отличаться.

Если сечения элементов фермы будут скомпонованы иначе, чем в рассмотренных узлах, например, для поясов применены равнополочные уголки, в выражениях для расчёта сварных швов узлов 1, 2, 3 необходимо выполнить корректировку коэффициентов α_1 и α_2 в соответствии с принятым сечением.

Размещение болтов в монтажных стыках верхнего и нижнего поясов фермы выполняют согласно требованиям прил.18.

8. ПРОДОЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ КАРКАСА

8.1. Общие сведения

В разделе 2 пособия описана расчётная схема плоской поперечной рамы. Рамы объединяются в пространственную систему при помощи продольных элементов каркаса, к которым относятся прогоны, связи, подстропильные фермы, стеновые ригели (*рис.8.1*) и др. При рамно-связевой схеме статический расчёт и подбор сечений продольных элементов каркаса можно выполнять для каждого элемента отдельно.

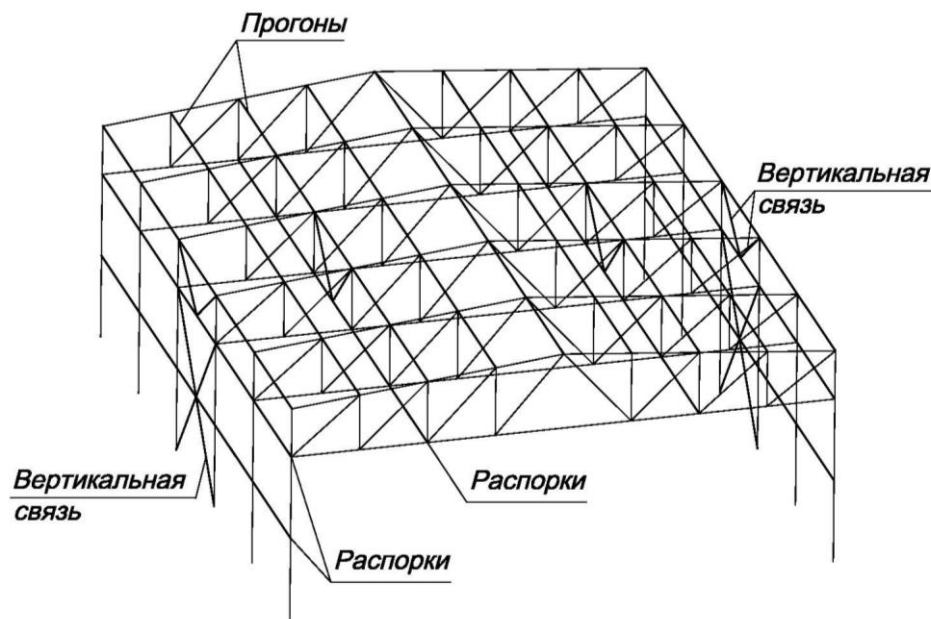


Рис. 8.1. Схема из шести рам с продольными элементами каркаса

8.2. Расчёт и конструирование прогонов

8.2.1. Конструктивные особенности прогонов

Прогоны монтируются на верхний пояс стропильных ферм и воспринимают нагрузку от кровли. Прогоны, как правило, устанавливают в узлы верхнего пояса, чтобы избежать возникновения в нем дополнительного изгибающего момента. Шаг прогонов зависит не только от расстояния между узлами, но и от несущей способности кровельного настила. Так как в курсовом проекте настил выполнен из профилированного листа с высотой гофра 57, 60 или 75 мм (см. вариант состава кровли по прил. 3), шаг прогонов можно назначить 3 м, что соответствует длине панели верхнего пояса.

Принимаем разрезные прогоны как наименее трудоемкие при монтаже. Пролёт прогона равен шагу стропильных ферм $B_f = 6 \text{ м}$.

Типы сечений сплошных прогонов показаны на *рис.8.2*. При пролете прогона до 6 м наиболее часто используют швеллер, его и примем в расчет.

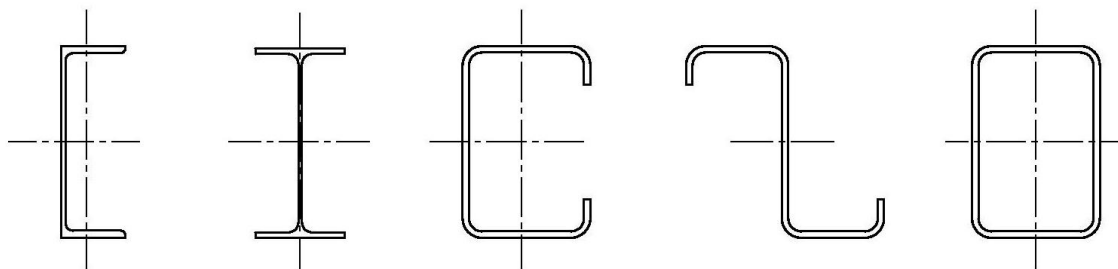


Рис. 8.2. Типы сечений сплошных прогонов

Расчет прогонов выполняют на нагрузки от веса кровли, собственного веса прогонов, снега и ветра. Обычно в одноэтажных промышленных зданиях кровля имеет уклон для отвода осадков. При кровле с уклоном меньше 20° нагрузка от ветра действует снизу вверх и разгружает прогоны.

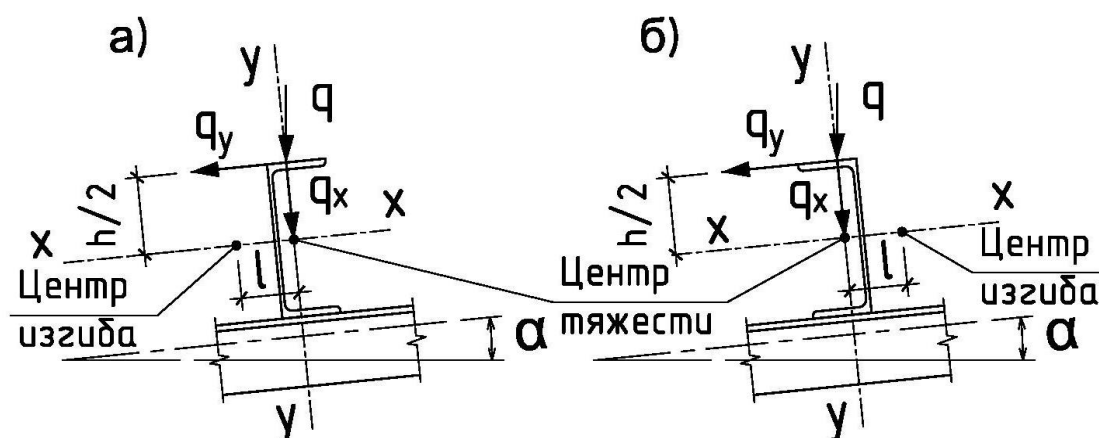


Рис. 8.3. Варианты ориентации прогонов из швеллера:
а – стенкой в направлении ската (предпочтителен);
б – стенкой против направления ската

При скатных кровлях прогон работает на изгиб в двух плоскостях (косой изгиб). В этом случае суммарная вертикальная нагрузка q от собственного веса и снега может быть разложена на две составляющие: нормальную к скату – q_x и параллельную скату q_y – скатную составляющую (*рис.8.3*). Поскольку кровля опирается на верхний пояс прогона от составляющей q_y , приложенной с плечом $h/2$, возникает ещё и крутящий момент M_t . Причём закручивание профиля прогона происходит вокруг оси, проходящей через так называемый центр изгиба сечения. Центр изгиба не совпадает с центром тяжести для сечений с одной

осью симметрии. Для того, чтобы уравновесить момент M_t , прогоны из швеллера следует устанавливать стенкой по направлению ската. В этом случае крутящий момент от составляющей q_y уравнивается крутящим моментом от составляющей q_x и воздействием M_t можно пренебречь.

8.2.2. Расчёт прогонов как элементов, изгибаемых в одной плоскости

Наиболее часто при двухскатной кровле в коньковом узле прогоны соединены и скатная составляющая нагрузки q_y воспринимается профилированным листом кровельного настила. Тогда расчёт прогонов выполняется как элементов, изгибаемых в одной плоскости, на нормальную к скату составляющую постоянной и снеговой нагрузки:

$$q_x = q \cos \alpha = \left(\left(\frac{g_0}{\cos \alpha} + S \right) d \right) \cos \alpha, \quad (8.1)$$

где g_0 – расчётное значение нагрузки на прогоны от собственного веса кровли без учёта веса стропильной фермы, распорок, вентиляции и др. по заданному варианту (прил. 3);

S – расчётное значение снеговой нагрузки в соответствии со снеговым районом, определяемое по формуле (2.4);

$d = 3 \text{ м}$ (шаг прогонов);

$\alpha = 6^\circ$ (при уклоне верхнего пояса 10 %).

Изгибающий момент в разрезном прогоне от действия нормальной к скату составляющей вертикальной нагрузки определяем как в статически определимой однопролётной балке:

$$M_x = \frac{q_x (B_f)^2}{8}, \quad (8.2)$$

где $B_f = 6 \text{ м}$ – пролёт прогона, равен шагу ферм.

Требуемый момент сопротивления сечения прогона из условия прочности по нормальным напряжениям (первая группа предельных состояний):

$$W_{x \text{ req}} \geq \frac{M_x}{R_y \gamma_c}. \quad (8.3)$$

По сортаменту прокатных швеллеров (прил. 31) принимаем профиль, у которого момент сопротивления $W_x \geq W_{x \text{ req}}$.

Если собственный вес назначенного профиля прогона больше значения, принятого в сборе нагрузок, постоянную нагрузку уточняют и по формуле (8.2) пересчитывают M_x .

Проверка по первой группе предельных состояний (проверка прочности):

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} \geq R_y \gamma_c, \quad (8.4)$$

где W_x – фактический момент сопротивления принятого профиля согласно прил. 33.

Приемлемым для прокатных профилей считается, если запас прочности не превышает 15 %:

$$\frac{R_y \gamma_c - \sigma}{R_y \gamma_c} 100 \% \leq 15 \%, \quad (8.5)$$

Проверка по второй группе предельных состояний (проверка по деформациям) выполняется от действия нормативных нагрузок:

$$q_x^n = q^n \cos \alpha = \left(\left(\frac{g_0^n}{\cos \alpha} + S_0 \right) d \right) \cos \alpha, \quad (8.6)$$

где g_0^n – нормативное значение нагрузки на прогоны от собственного веса кровли без учёта веса стропильной фермы, распорок, вентиляции и др. по прил. 3;

S_0 – нормативное значение снеговой нагрузки согласно (2.2);

$d = 3 \text{ м}$ (шаг прогонов);

$\alpha = 6^\circ$ (при уклоне верхнего пояса 10 %).

Относительный прогиб прогона от нормативных нагрузок в плоскости, нормальной к скату, не должен превышать предельного значения:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{q_x^n l^3}{E I_x} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200}, \quad (8.7)$$

где $l = 6 \text{ м}$ – пролёт прогона (шаг ферм);

q_x^n – нормативное значение нагрузки в плоскости, нормальной к скату кровли, по формуле (8.6);

$E = 2,06 \times 10^5 \text{ МПа} = 2,1 \times 10^6 \text{ кгс/см}^2$ – модуль упругости стали, величина постоянная для любого класса стали (прил. 25);

I_x – момент инерции, определяемый по сортаменту (прил. 33) для подобранного профиля прогона;

$\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200}$ – вертикальный предельный прогиб для прогонов пролетом 6 м по [3, т.Е1].

Если условие (8.4) или (8.7) не выполняется, увеличивают номер профиля и проверку повторяют.

8.2.3. Расчёт прогонов как элементов, изгибаемых в двух плоскостях

При отсутствии жесткого крепления настила к прогонам, например, при кровле из волнистых асбестоцементных листов, листов сотового поликарбоната, тентовых покрытий, прогон рассчитывается как элемент, изгибаемый в двух плоскостях (косой изгиб).

В плоскости нормальной к скату нагрузка q_x и момент M_x вычисляются согласно выражениям (8.1) и (8.2) соответственно. В плоскости параллельной скату скатная составляющая нагрузки будет равна:

$$q_y = q \sin \alpha = \left(\left(\frac{g_0}{\cos \alpha} + S \right) d \right) \sin \alpha, \quad (8.8)$$

где g_0 – расчётное значение нагрузки на прогоны от собственного веса кровли без учёта собственного веса стропильной фермы, распорок, вентиляции и др. (см. прил. 3);

S – расчётное значение снеговой нагрузки согласно формуле (2.4);

$d = 3$ м (шаг прогонов);

$\alpha = 6^\circ$ (при уклоне верхнего пояса 10 %).

Изгибающий момент в прогоне от действия скатной составляющей вертикальной нагрузки найдем как в статически определимой однопролётной балке:

$$M_y = \frac{q_y (B_f)^2}{8}, \quad (8.9)$$

где $B_f = 6$ м – пролёт прогона (шаг ферм).

Сечение прогона должно удовлетворять условию прочности при изгибе в двух плоскостях:

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_y \gamma_c, \quad (8.10)$$

где W_x и W_y – моменты сопротивления сечения прогона относительно осей $x-x$ и $y-y$ соответственно, определяемые по сортаменту прил. 33.

Принято, что запас прочности не должен превышать 15 %.

Сечение прогона проверяется по второй группе предельных состояний на нормативные значения нагрузок, действующих в плоскости нормальной к скату, согласно условию (8.7). Если проверка по прогибу для прогона не выполнена, его сечение следует увеличить, даже если при этом будет получен значительный запас прочности. Если условия (8.7) и (8.10) выполняются, сечение прогона подобрано правильно.

Часто у сечений, принимаемых для прогонов (рис. 8.2), значения моментов сопротивления W_y в плоскости, параллельной скату, не велики и проверка прочности (8.10) может не выполняться. В таком случае принято сокращать расчётный пролёт прогонов в плоскости ската путем постановки тяжей (рис. 8.4, 8.5), которые обычно изготавливают из круглого стального проката. Тяжи располагают ближе к верхней полке прогона, что обусловлено приложением скатной составляющей нагрузки именно к верхней грани сечения (рис. 8.6).

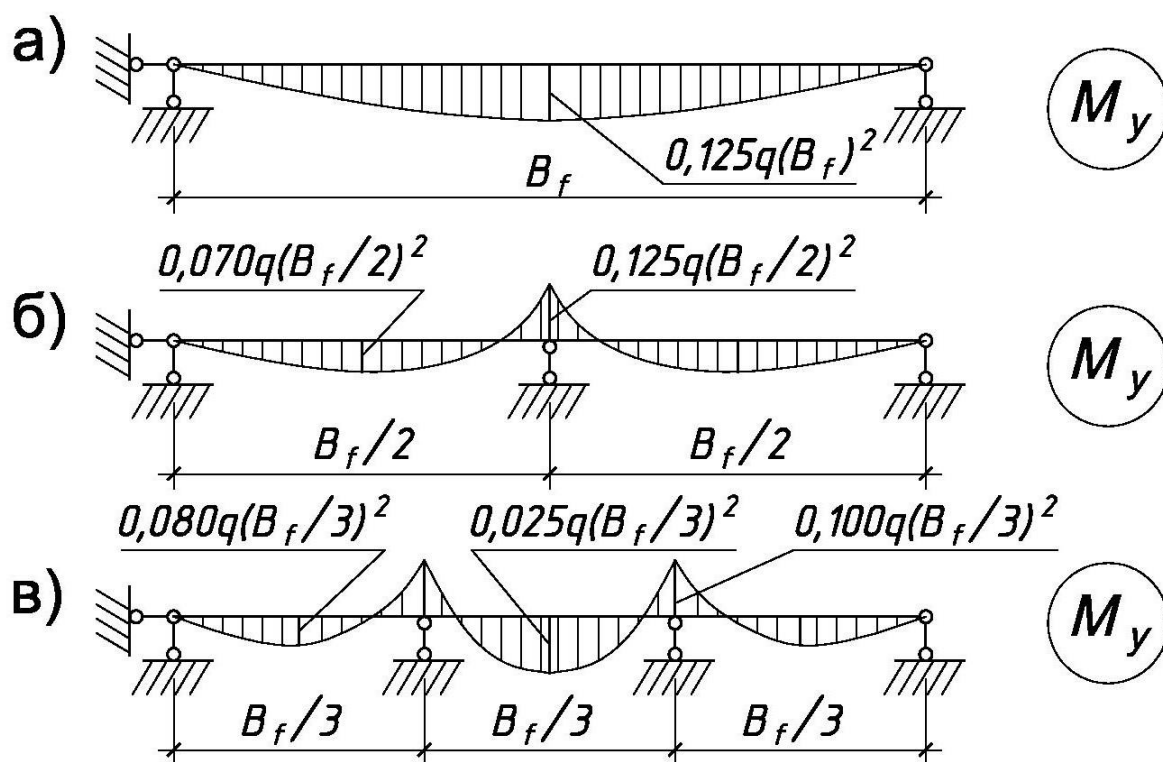


Рис. 8.4. Расчётные схемы прогонов в направлении ската:

- а) не раскрепленных;
- б) раскрепленных посередине пролёта;
- в) раскрепленных через 1/3 пролёта

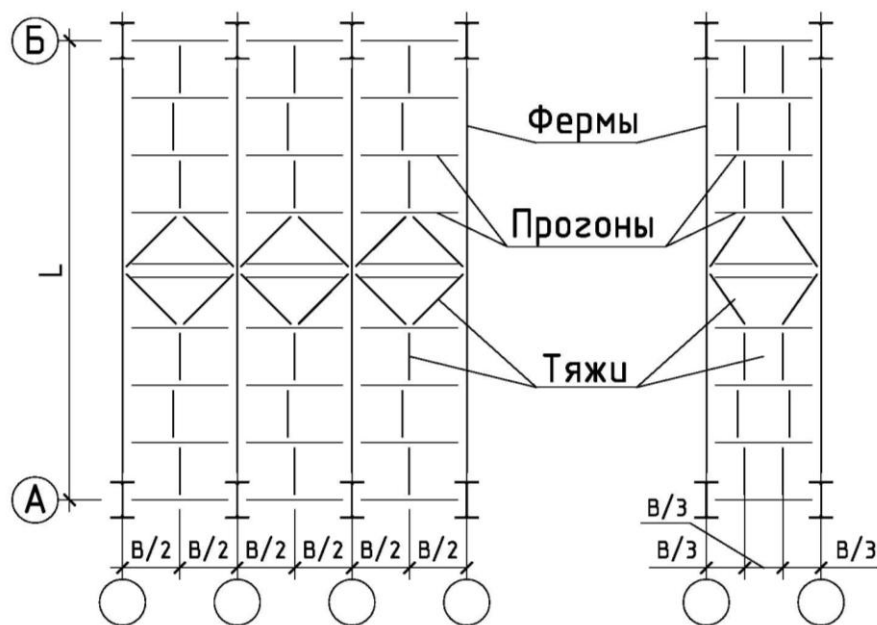


Рис. 8.5. Схемы постановки тяжей

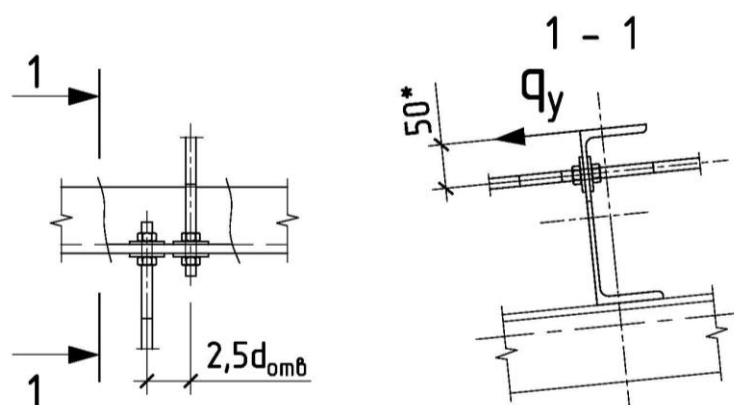


Рис. 8.6. Схема крепления тяжей

Может применяться и другая конструкция тяжей, например, согласно схеме, приведенной на *рис. 8.7*. Такие тяжи обычно изготавливают из полосы, которую заводят на коньковые прогоны, а для передачи скатной составляющей используют скрепляющий коньковый элемент.

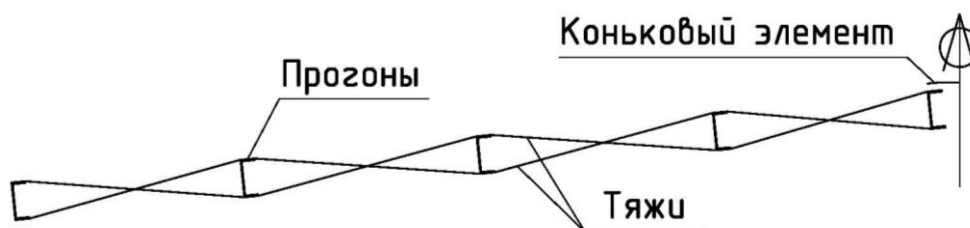


Рис. 8.7. Вариант постановки тяжей

8.2.4. Расчёт и конструирование опорного узла прогона

Прогонки опираются на верхний пояс фермы. Обычно в опорном узле к верхнему поясу фермы приварен неравнополочный уголок. Для уменьшения возможной деформации сечения прогона уголок приваривают большей полкой вверх, причём желательно, чтобы ширина полки уголка была не менее двух третей высоты сечения прогона (рис. 8.8). Иногда уголок усиливают дополнительным ребром. Сварные швы крепления уголка к поясу фермы следует располагать вдоль профиля верхнего пояса фермы, а не поперёк.

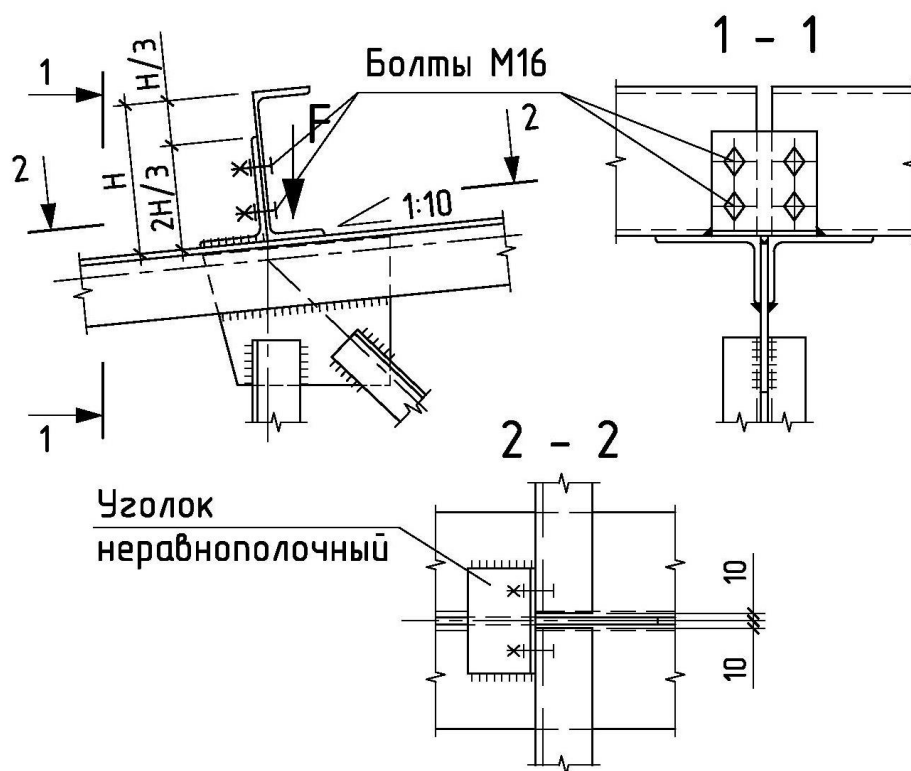


Рис. 8.8. Опорный узел прогона

К уголкам прогон крепится двумя болтами, которые фиксируют прогон в монтажном положении и не включаются в работу. При этом опорная реакция в узел фермы передаётся через поверхность контакта нижней полки прогона с верхним поясом фермы. При размещении болтов в узле следует руководствоваться следующими правилами конструирования болтового соединения:

- применять наиболее ходовые болты - для данного соединения М16 (диаметром 16 мм);
- назначать d_o – диаметр отверстия под болты - на 2-3 мм больше диаметра болтов;
- соблюдать минимальное расстояние между центрами болтов в любом направлении - $2,5d_o$ (округлять кратно 5 мм в большую сторону);

- соблюдать минимальное расстояние от центра болта до края элемента - $1,5d_o$ (округлять кратно 5 мм в большую сторону);
- привязывать отверстия с достаточным местом под ключ для затягивания болтов;
- обеспечивать расположение болтов в нижней части сечения прогона (расстояние от низа на $1/2$ высоты), чтобы, в соответствии с расчетной схемой, не ограничивать поворот прогона на опоре.

8.3. Связевые элементы

8.3.1. Назначение связевых элементов

Связи - это элементы каркаса, которые выполняют следующие функции:

- обеспечивают геометрическую неизменяемость пространственной системы каркаса (невозможность превращения системы в механизм);
- воспринимают и передают горизонтальные нагрузки (в данном проекте ветровые);
- уменьшают деформативность (перемещения) элементов каркаса из плоскости поперечных рам, что необходимо для обеспечения нормальных условий эксплуатации;
- обеспечивают устойчивость сжатых конструктивных элементов каркаса, уменьшая их расчетные длины и, как следствие, гибкость;
- обеспечивают необходимые условия для монтажа конструкций.

Как следует из вышеперечисленного, неправильная расстановка связей или их отсутствие может привести к серьезной аварийной ситуации.

В общем, постановка связевых элементов сводится к устройству вертикальных и горизонтальных жестких дисков, обеспечивающих геометрическую неизменяемость и неподвижность каркаса здания в продольном направлении. Элементы плоских рам, не вошедшие в геометрически неизменяемые диски, присоединяются к ним распорками и растяжками.

Рассмотрим порядок расстановки связевых элементов в бескрановом однопролётном здании, каркас которого выполнен по рамно-связевой схеме. Согласно заданию на курсовой проект, длина проектируемых зданий не превышает длину одного температурного блока – 230 м для отапливаемых и 200 м для неотапливаемых зданий (прил. 26).

8.3.2. Система связей покрытия

В пределах покрытия располагают следующие системы связей:

1. *Связи по верхним поясам ферм* - необходимы для сокращения расчётной длины сжатого верхнего пояса из плоскости фермы, обеспечения геометрической неизменяемости системы покрытия, ограничения перемещений узлов фермы вдоль здания и передачи горизонтальных нагрузок (опорных реакций

фахверковых стоек от ветровых нагрузок на торец). Поперечные горизонтальные связевые фермы между верхними поясами ферм устанавливают в торцах здания, а при длине температурного отсека более 144 м также в промежутке (рис. 8.9). Обычно дополнительные поперечные связи устраивают в том же шаге, где расположены вертикальные связи между колоннами. Наличие таких связей увеличивает пространственную жесткость покрытия в целом и дополнительно обеспечивает закрепление прогонов по длине здания.

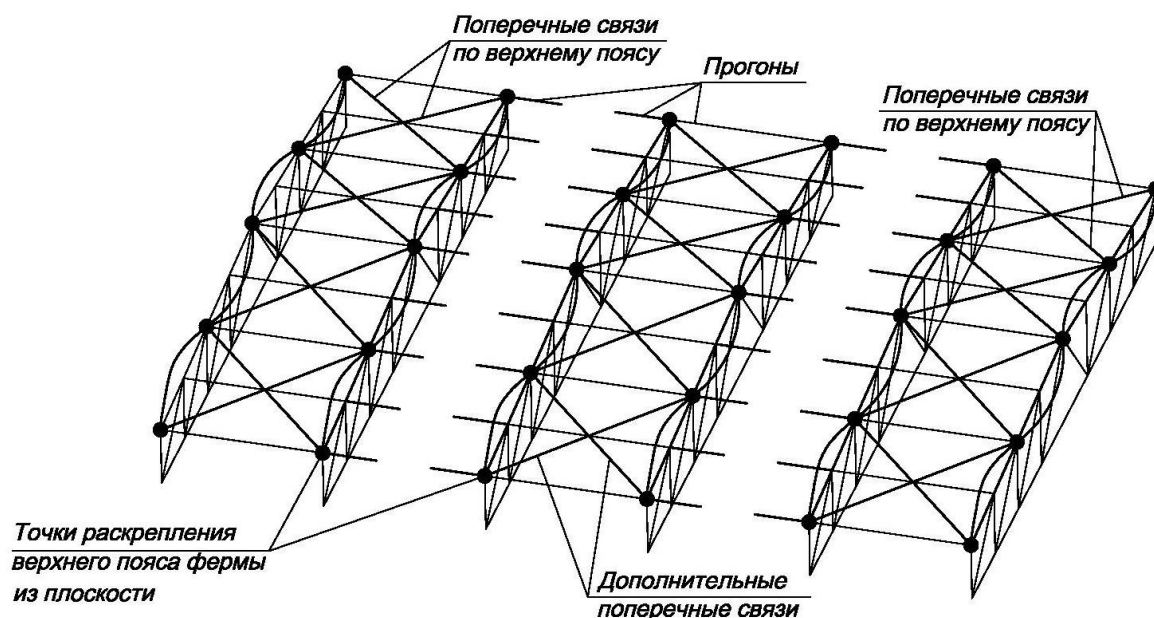


Рис. 8.9. Поперечные горизонтальные связи по верхнему поясу ферм

Горизонтальные связи по верхним поясам ферм создают геометрически неизменяемые диски. Плоские фермы, расположенные между такими дисками, прикрепляются к ним горизонтальными элементами - прогонами и распорками, препятствующими горизонтальным перемещениям поясов ферм и обеспечивающими их устойчивость. Чтобы прогон мог закрепить узел фермы в горизонтальном направлении, он сам должен быть прикреплён к неподвижной точке – узлу поперечных горизонтальных связей (рис. 8.9).

2. *Вертикальные связи* - создают геометрически неизменяемые диски в вертикальной плоскости покрытия, участвуя в образовании пространственных жестких блоков покрытия, а также служат для удержания в проектном положении плоских ферм на момент монтажа, препятствуя их опрокидыванию от ветра и случайных воздействий. Вертикальные связи представляют собой неизменяемые системы – самостоятельные фермы с треугольной или крестовой решеткой. Вдоль пролета ферм их устанавливают в плоскостях вертикальных стоек на опорах и в местах расположения растяжек в уровне нижнего пояса фермы, но не реже чем через каждые 15 м (рис. 8.10). По длине здания их ставят в торцах здания, в месте постановки вертикальных связей по колоннам, но не реже чем через 36 м.

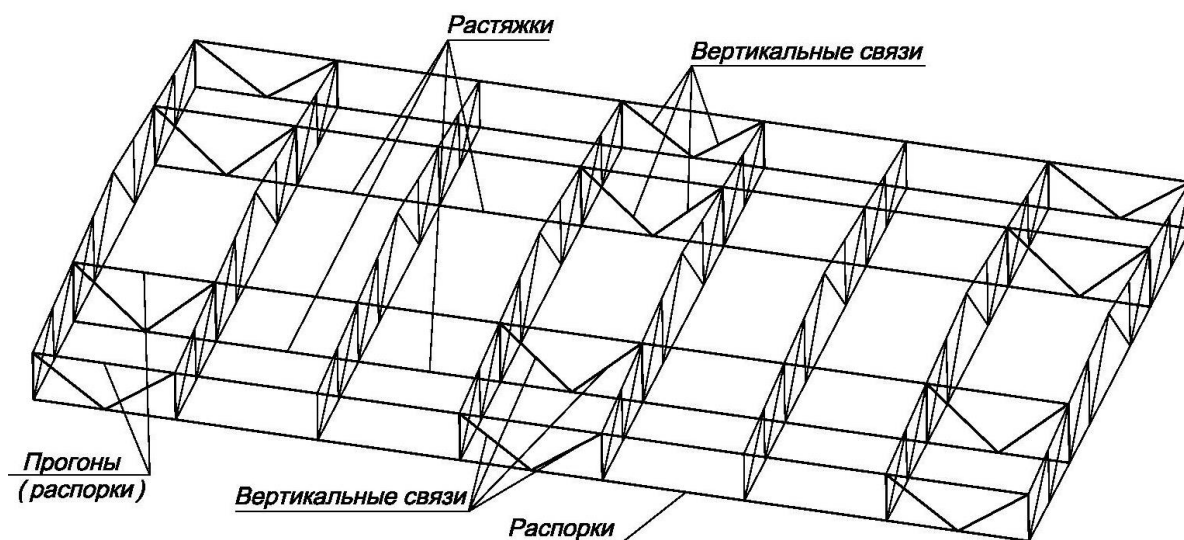


Рис. 8.10. Схема расположения вертикальных связей по покрытию

3. *Поперечные горизонтальные связи по нижним поясам ферм* - обычно устанавливают в торцах здания. Постановка этих связей не требуется при выполнении следующих условий: отсутствии кранового оборудования, передаче ветровой нагрузки со стоек торцевого фахверка на связи верхнего пояса, размещении вертикальных связей через 6 м вдоль полета или в плоскости каждой стойки стропильной фермы. В этом случае расчётную длину нижнего пояса из плоскости фермы сокращают постановкой растяжек. Растяжки необходимо прикрепить к геометрически неизменяемому диску – вертикальной связи (рис. 8.10). Количество растяжек зависит от гибкости нижнего пояса фермы из ее плоскости, обычно достаточно одной или двух растяжек в пролёте.

8.3.3. Связи по колоннам

Связи между колоннами имеют следующее назначение:

- обеспечивают геометрическую неизменяемость системы элементов каркаса (невозможность превращения системы в механизм) и устойчивость колонн из плоскости рамы;
- воспринимают и передают на фундаменты ветровые нагрузки, действующие в торец здания;
- ограничивают перемещения элементов каркаса из плоскости рамы;
- удерживают колонны в проектном положении при монтаже.

Связи между колоннами включают вертикальные жесткие диски, размещаемые в середине температурного блока или здания, и систему распорок, прикрепляющих колонны, не входящие в жесткий диск, к последнему (рис. 8.11). В состав вертикального блока входят две колонны, горизонтальные распорки и решетка, обеспечивающая при шарнирном соединении всех элементов блока геометрическую неизменяемость. Распорки устанавливают на уровне верха колонны (оголовка). Постановкой дополнительных распорок по высоте колонны в

случае необходимости можно сократить расчётную длину колонн из плоскости рамы (см. пп.4.4.2).

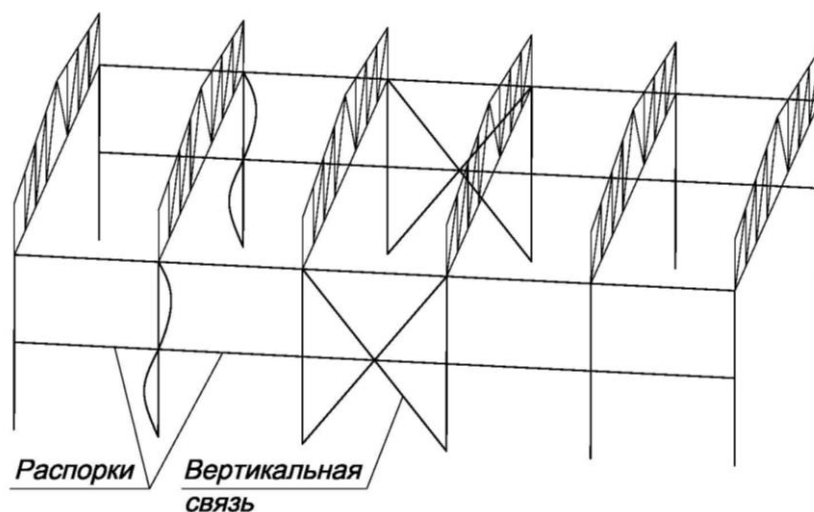


Рис. 8.11. Схема расположения системы связей между колоннами

Размещение вертикальных связей в среднем шаге по длине здания не препятствует перемещениям колонн при температурных деформациях продольных элементов, что позволяет избежать возникновения дополнительных напряжений. Вертикальные связи располагают по всем рядам колонн, между одними и теми же осями.

Различные варианты решётки вертикальных связей показаны на *рис. 8.12*.

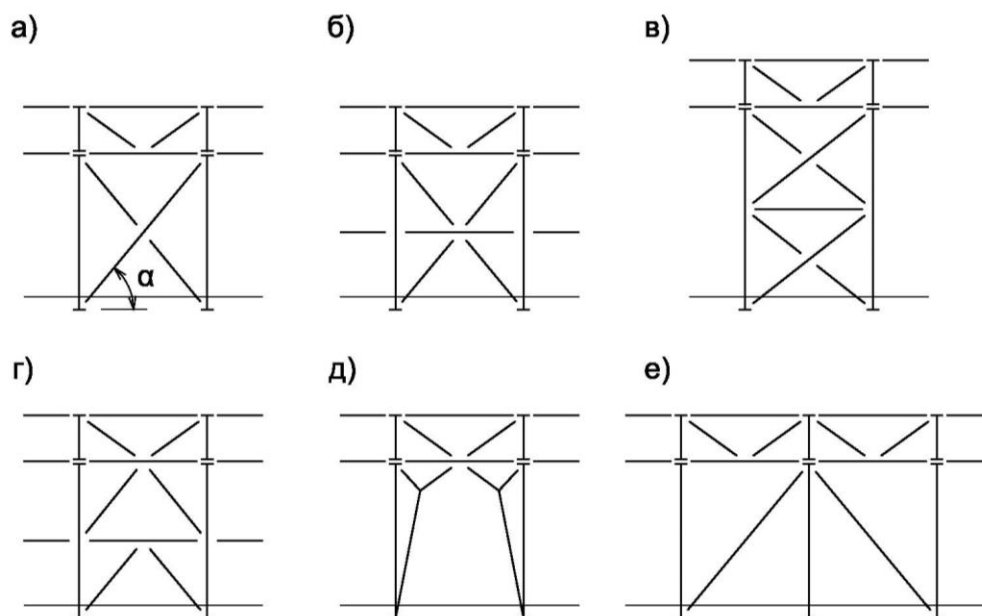


Рис. 8.12. Схемы вертикальных связей по колоннам:
а, б, в – крестовые; г – полураскосные; д – порталные; е – раскосные

В курсовом проекте рекомендуется использовать самую распространённую крестовую схему (рис. 8.12 а, б, в). Количество панелей по высоте подбирают таким образом, чтобы угол наклона осей связевых раскосов к горизонтали составлял $\alpha = 30^\circ - 60^\circ$, оптимальным является угол $\alpha = 45^\circ$.

8.3.4. Подбор сечений связевых элементов

Наиболее характерные типы сечений связевых элементов приведены на рис. 8.13.

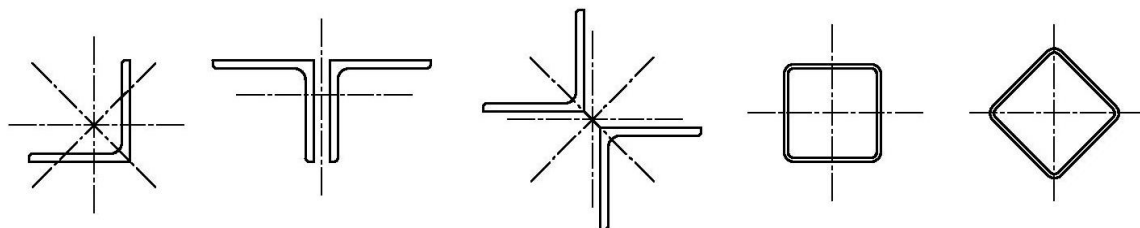


Рис. 8.13. Типы сечений связевых элементов

Учитывая, что статический расчёт зачастую производят только для плоской рамы, внутренние усилия, возникающие в элементах связей, не известны. Обычно значения этих усилий невелики и расчёт связевых элементов производят по предельной гибкости. Предельная гибкость сжатых связевых элементов составляет 200, растянутых – 400.

Элементы связей с крестовой решёткой подбирают, учитывая работу только растянутого стержня. Элементы связей с другими типами решеток рассчитывают как центрально-сжатые стержни.

Зная расчетную длину стержня и предельную гибкость, находят требуемые радиусы инерции сечения:

$$i_{req} = \frac{\left\{ \begin{matrix} l_{efx} \\ l_{efy} \end{matrix} \right\} \max}{[\lambda]}, \quad (8.11)$$

где l_{efx} – расчётная длина, равная геометрической ($\mu = 1$), в плоскости связи;

l_{efy} – расчётная длина, равная геометрической ($\mu = 1$), из плоскости связи;

$[\lambda]$ – предельное значение гибкости связевых элементов (200 – для сжатых, 400 – для растянутых).

По i_{req} в сортаменте подбирают сечение с наименьшей площадью. Затем выполняют проверку подобранного сечения:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = \frac{l_{ef\ x}}{i_x} \\ \lambda_y = \frac{l_{ef\ y}}{i_y} \end{array} \right\} \leq [\lambda], \quad (8.12)$$

где i_x и i_y – радиусы инерции выбранного профиля из сортамента металлопроката.

Если сечение связи не имеет осей симметрии, а радиусов инерции больше чем два, то сечение подбирают по минимальному радиусу инерции.

Связевые элементы к элементам каркаса примыкают шарнирно. Крепление связевых элементов к узловым фасонкам выполняют на болтах (не менее *M16*) или на сварке, предварительно фиксируя элементы в проектном положении болтами.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Содержание учебно-методического пособия отвечает требованиям действующих норм и стандартов. В пособии реализованы современные принципы расчёта и конструирования несущих элементов каркаса, формирующие профессиональные навыки проектирования металлических конструкций. Для статического расчёта предложено использование сертифицированных программных комплексов. Материалы данного учебно-методического пособия могут использоваться для выполнения подраздела «Расчёт и проектирование металлических конструкций» расчётно-конструктивного раздела выпускной квалификационной работы для студентов бакалавриата, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство».

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНИП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой России. – ФГУП ЦПП, 2004. – 90 с.
2. Федеральный закон от 30 декабря 2009г. №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» .
3. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия (актуализированная редакция СНИП 2.01.07-85*) / Минрегион России. – М.:ОАО ЦПП, 2010. – 78 с.
4. ГОСТ 21.502-2007. Правила выполнения проектной и рабочей документации металлических конструкций / Стандартинформ. – М., 2008 – 27 с.
5. Металлические конструкции: общий курс: учеб. для вузов/ Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; под ред. Ю.И. Кудишина. – 8-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 2006. – 688 с..
6. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций: учеб. пособие для строит. вузов/ В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; под ред. В.В. Горева. – М.: Высш. шк., 1997. – 527 с.
7. СТО АСЧМ 20-93. Двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок.
8. ГОСТ 82-70*. Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент. – М.: ИПК Изд-во стандартов, 2003.
9. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНИП 52-01-2003/Минрегион развития РФ. – М.: ОАО «Аналитик» - 155 с.
10. СП 16.13330. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНИП II-23-81* / Минрегион России. – М.:ОАО ЦПП, 2013. – 171с.
11. ГОСТ 24379.1-80. Болты фундаментные. Конструкция и размеры.
12. СП 17.13330.2011 Кровли. Актуализированная редакция СНИП II-26-76* / Минрегион России. – М.:ОАО ЦНИИПромзданий, 2011. – 70 с.
13. СТО 0043-2005. Настилы стальные профилированные для покрытий зданий и сооружений/ ЦНИИ ПСК им. Мельникова, Москва 2005. – 19с.
14. Карпиловский, В.С. Вычислительный комплекс SCAD / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер. – М.: Изд-во АСВ, 2007. – 592 с.

Приложение 1

Единицы измерения физических величин и их соотношения

Величина	Единица и ее обозначение		Соотношение единиц
Сила, нагрузка, вес	Килограмм-сила (кгс) Тонна-сила (тс)	Ньютон (Н) Килоньютон (кН)	$1 \text{ кгс} = 9,8 \text{ Н}$ $1 \text{ кН} = 101,94 \text{ кгс}$ $1 \text{ тс} = 9810 \text{ Н} = 9,81 \text{ кН}$
Линейная нагрузка	Килограмм-сила на метр (кгс/м) Тонна-сила на метр (тс/м)	Ньютон на метр (Н/м) Килоньютон на метр (кН/м)	$1 \text{ кгс/м} = 9,81 \text{ Н/м}$ $1 \text{ тс/м} = 9,81 \text{ кН/м}$
Поверхностная нагрузка	Килограмм-сила на квадратный метр (кгс/м ²) Тонна-сила на квадратный метр (тс/м ²)	Ньютон на квадратный метр (Н/м ²) Килоньютон на квадратный метр (кН/м ²)	$1 \text{ кгс/м}^2 = 9,81 \text{ Н/м}^2$ $1 \text{ тс/м}^2 = 9,81 \text{ кН/м}^2$
Напряжение, модуль упругости	Килограмм-сила на квадратный сантиметр (кгс/см ²) Тонна-сила на квадратный сантиметр (тс/м ²)	Паскаль (Па) (1 Па $\approx$ 0,1 миллиметра водного столба) Килопаскаль (кПа) Мегапаскаль (Мпа)	$1 \text{ кгс/см}^2 = 98100 \text{ Па} = 98,1 \text{ кПа} = 0,0981 \text{ Мпа}$ $1 \text{ тс/м}^2 = 9810 \text{ Па} = 0,00981 \text{ Мпа}$ $1 \text{ кПа} = 0,01 \text{ кгс/см}^2$ $1 \text{ Мпа} = 0,1 \text{ кН/см}^2$
Момент силы	Килограмм-сила-метр (кгс×м) Тонна-сила-метр (тс×м)	Ньютон-метр (Н×м) Килоньютон-метр (кН×м)	$1 \text{ кгс} \times \text{м} = 9,81 \text{ Н} \times \text{м}$ $1 \text{ тс} \times \text{м} = 9,81 \text{ кН} \times \text{м}$ $1 \text{ кН} \times \text{м} = 100 \text{ кН} \times \text{см}$

Линейная интерполяция

Под интерполированием понимается приближённое нахождение функции y для «не табличных» промежуточных значений аргумента x .

Рассмотрим пример по табл. П.2.1 нахождения значения y для значения $x = 3,2$, находящегося в интервале между табличными значениями $x_0 = 2$ и $x_1 = 4$:

Таблица П.2.1

	$x_0 = 2$	$x = 3,2$	$x_1 = 4$
δ	2		4
c_{cr}	33,3		34,6
	$y_0 = 33,3$	y	$y_1 = 34,6$

$$y = y_0 + \frac{y_1 - y_0}{x_1 - x_0}(x - x_0) = 33,3 + \frac{34,6 - 33,3}{4 - 2}(3,2 - 2) = 34,08.$$

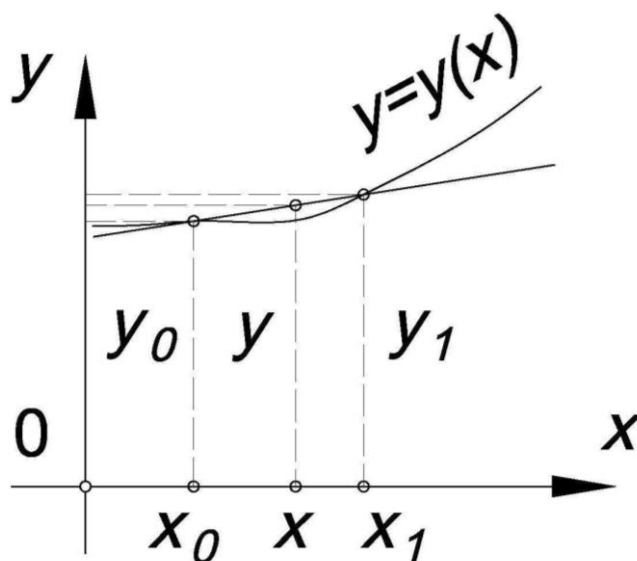


Рис. П.2.1. Схема приблизительного нахождения функции $y=y(x)$

Написано множество программ, позволяющих находить значение функции, обычно такие программы используют приложение Microsoft Excel. В сети Internet существуют программы, работающие онлайн, например: <http://www.bl2.ru/matematic/iterpolation>.

Приложение 3

Состав кровли и постоянная нагрузка на покрытие

Вариант 1

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка G_n , кг/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка G , кг/м ²
Слой гидроизоляционного ковра: - “ТЕХНОЭЛАСТ ЭКП 1сл.” - “ТЕХНОЭЛАСТ-ФИКС 1сл.”	4,00	1,2	4,80
Утеплитель из минераловатных плит (Технориф Н35, В60, $\gamma=160\text{кг/м}^3$, $\delta=150\text{мм}$)	24,00	1,2	28,80
Рёбра жёсткости по утеплителю (доска 150×50 шаг 1200)	3,20	1,2	3,84
Пароизоляция (Изоспан С)	0,09	1,2	0,11
Профнастил Н57-750-0,7	8,70	1,05	9,14
Прогоны	10,00	1,05	10,50
Фермы стропильные	25,00	1,05	26,25
Связи и распорки	3,00	1,05	3,15
Коммуникации (вентиляция и т.д.)	20,00	1,1	22,00
Итого от покрытия	97,99		108,59

Вариант 2

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка G_n , кг/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка G , кг/м ²
Слой гидроизоляционного ковра по ТУ 5774-003-002878825-99			
- Техноэласт ЭКП	7,80	1,2	9,36
- Техноэласт КПП	7,20	1,2	8,64
Асбестоцементные листы ЛП-П-3х1.5х8 ГОСТ 18124-95 – 2 сл	24,00	1,1	26,40
Минераловатные плиты «Rockwool Руф Батс В» по ГОСТ 9573-96 $\gamma=110\text{кг/м}^3$ – 40 мм	4,40	1,2	5,28
Минераловатные плиты «Rockwool Руф Батс Н» по ГОСТ 9573-96 – $\gamma=180\text{кг/м}^3$ – 110 мм	19,80	1,2	23,76
Пароизоляционная пленка	5,00	1,3	6,50
Профнастил Н 75-750-0.8	12,00	1,05	12,60
Прогоны	10,00	1,05	10,50
Фермы стропильные	25,00	1,05	26,25
Связи и распорки	3,00	1,05	3,15
Вентиляция, технологические подвески	40,00	1,1	44,00
Итого от покрытия	158,2		176,44

Окончание прил. 3

Вариант 3

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка G_n , кг/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка G , кг/м ²
Слой гидроизоляционного ковра: - “Унифлекс ЭКП 1сл.” - “Унифлекс ЭПП 1сл.” (по битумному праймеру)	4	1,2	4,80
Цементно-песчаная стяжка ($\rho=1800\text{кг/м}^3$, $\delta=20\text{мм}$)	36	1,3	6,80
Пергамин	0,10	1,2	0,12
Утеплитель из экструдированного пенополистирола URSA XPS ($\gamma=40\text{кг/м}^3$ $\delta=50\text{мм}$)	2	1,2	2,40
Утеплитель из минераловатных плит (ROCKWOOL, $\gamma=135\text{кг/м}^3$, $\delta=100\text{мм}$)	13,50	1,2	16,20
Рёбра жёсткости по утеплителю (доска 100×50 шаг 1200)	2,10	1,2	2,52
Пароизоляция (Изоспан В)	0,07	1,2	0,09
Профнастил Н60-850-0,7	8,80	1,05	9,24
Прогоны	10	1,05	10,50
Фермы стропильные	25	1,05	26,25
Связи и распорки	3	1,05	3,15
Итого от покрытия	104,57		122,07

Вариант 4 (холодная кровля)

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка G_n , кг/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка G , кг/м ²
Профнастил Н60-850-0,7	8,80	1,05	9,24
Прогоны	10	1,05	10,50
Фермы стропильные	25	1,05	26,25
Связи и распорки	3	1,05	3,15
Инженерные системы	20	1,2	24
Итого от покрытия	66,80		73,14

Приложение 4

Извлечение из таблицы 1 СП 17.13330.2011

Предпочтительные уклоны кровель в зависимости от применяемых материалов

Кровли	Уклон, % (град)*
1. Рулонные и мастичные	
1.1. Неэксплуатируемые	
1.1.1. Из битумных и битумно-полимерных рулонных материалов с мелкозернистой посыпкой: с защитным слоем из гравия или крупнозернистой посыпки с верхним слоем из рулонных материалов с крупнозернистой посыпкой или металлической фольгой	1,5 – 10 (1 – 6) 1,5 – 25** (1 – 14)
1.1.2. Из мастик: с защитным слоем из гравия или крупнозернистой посыпки с защитным окрасочным слоем	1,5 – 10 (1 – 6) ≥ 1,5 (≥ 1)
1.1.3. Из полимерных рулонных материалов	≥ 1,5 (≥ 1)
1.2. Эксплуатируемые с защитным слоем из бетонных или армированных плит, цементно-песчаного раствора, песчаного асфальтобетона либо с почвенным слоем (с системой озеленения)	1,5 – 3,0 (1 – 2)
1.3. Инверсионные	1,5 – 3,0 (1 – 2)
2. Из штучных материалов и волнистых листов	
2.1. Из штучных материалов	
2.1.1. Из черепицы: цементно-песчаной, керамической, полимерцементной битумной	≥ 40 (≥ 22) ≥ 20 (≥ 12)
2.1.2. Из плиток хризотилцементных, сланцевых, композитных, цементноволокнистых	≥ 40 (≥ 22)
2.2. Из волнистых, в том числе профилированных листов хризотилцементных, металлических профилированных (в т.ч. из металлочерепицы), битумных цементно-волокнистых	≥ 20 (≥ 12) ≥ 36 (≥ 20)
3. Из металлических листов	
стальных оцинкованных, с полимерным покрытием, из нержавеющей стали, медных, цинк-титановых, алюминиевых	≥ 12 (≥ 7)
4. Из железобетонных панелей лоткового сечения с гидроизоляционным мастичным слоем	5 – 10 (3 – 6)
* Одну размерность (%) уклона кровли переводят в другую (град.) по формуле: $\text{tg } \alpha = 0,01x$, где α – угол наклона кровли; x – размерность, %;	
** Для кровель из битумных и битумно-полимерных рулонных материалов необходимо предусматривать мероприятия против сползания по основанию. Возможно выполнение кровли с уклонами больше 25 % при условии соблюдения требований таблицы 3 СП 17.13330.2011.	

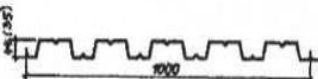
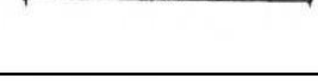
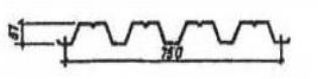
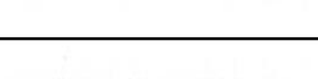
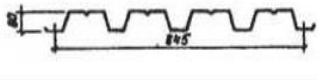
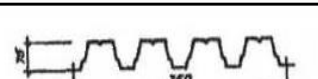
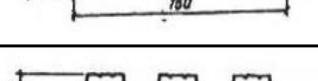
Выдержка из СП 17.13330.2011:

6.4.21. Кровли из профилированных листов предусматривают на уклонах более 20 % (12°); на уклонах от 10 до 20 % (6° - 12°) следует предусматривать герметизацию продольных и поперечных стыков между листами либо водостойкий слой под листами.

Извлечение из таблицы 1 СТО 0043-2005

Стандартные типы профилированных настилов

Таблица 1- Стандартные типы профилированных настилов

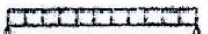
Обозначение профиля	Размеры заготовки, мм		Поперечное сечение профиля	Масса m 1 м ² , кг	Удельная металлоемкость, кг/кН
	Ширина	Толщина, t			
1	2	3	4	5	6
НС35-1000	1250	0,6		6,4	4,3
		0,7		7,4	4,3
		0,8		8,4	4,2
РС44-1000	1400	0,7		8,3	3,3
		0,8		9,4	3,3
Н57-750	1100	0,6		7,5	3,3
		0,7		8,7	3,3
		0,8		9,8	2,7
Н60-845	1250	0,7		8,8	3,8
		0,8		9,9	3,1
		0,9		11,1	2,6
Н75-750	1250	0,7		9,8	2,1
		0,8		11,2	2,1
		0,9		12,5	2,0
Н114-750	1400	0,8		12,5	2,1
		0,9		14,0	2,1
		1,0		15,4	2,1
Н114-600	1250	0,8		14,0	2,3
		0,9		15,6	2,3
		1,0		17,2	2,3

Примечание. Удельная металлоемкость настилов определялась как отношение их массы m к предельной нагрузке q на 1 м² площади настила. Нагрузка q в данном случае рассчитывалась для неразрезного двухпролетного настила с пролетами по 3 м при высоте гофров не более 75 мм или с пролетами 4 м при высоте гофров 114 мм.

Приложение 6

Извлечение из таблицы А1 СТО 0043-2005

Расчётные значения предельных нагрузок на профилированный настил при поперечном изгибе

Обозначение профиля	Предельная нагрузка, кг/м ² , при расчетной схеме				
	шаг опор, м	схема 1	схема 2	схема 3	схема 4
					
НС35-1000-0,8	1,5	627	670	762	752
	3,0	78	198	153	164
С44-1000-0,7	1,5	658	474	540	518
	3,0	82	211	264	245
НС44-1000-0,7	3,0	81	248	285	273
Н57-750-0,7	3,0	290	262	309	295
	4,0	91	170	199	190
Н57-750-0,8	3,0	337	365	426	409
	4,0	106	205	256	245
Н60-845-0,7	3,0	323	230	269	257
	4,0	102	172	184	175
Н60-845-0,8	3,0	388	324	378	360
	4,0	122	203	254	241
Н60-845-0,9	3,0	439	427	504	482
	4,0	138	240	300	286
Н75-750-0,8	3,0	582	527	659	615
	4,0	248	296	370	345
Н75-750-0,9	3,0	645	617	771	720
	4,0	293	347	434	405
Н114-750-0,8	4,0	588	588	735	см. примечание
	6,0	193	261	см. примечание	см. примечание
Н114-750-0,9	4,0	659	659	824	см. примечание
	6,0	218	293	см. примечание	см. примечание
Н114-750-1,0	4,0	733	733	916	см. примечание
	6,0	244	325	см. примечание	см. примечание
Н114-600-0,8	4,0	602	612	765	см. примечание
	6,0	201	272	см. примечание	см. примечание
Н114-600-0,9	4,0	685	689	862	см. примечание
	6,0	228	306	см. примечание	см. примечание
Н114-600-1,0	4,0	771	771	917	см. примечание
	6,0	258	345	см. примечание	см. примечание

Примечание. В соответствии с ГОСТ 24045-94 профилированные листы должны изготавливать: для листов Н иНС – длиной от 3 до 12 м, кратной 250 мм; для листов НС иС – длиной от 2,4 до 12 м, кратной 300 мм. По согласованию изготовителя и потребителя возможно изготовление листов более 12 м.

Приложение 7

Извлечение из таблицы 51* СНиП II-23-81*

Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката по ГОСТ 27772-88 для стальных конструкций зданий и сооружений

Сталь	Толщина, проката ¹ , мм	Нормативное сопротивление ² , МПа (кгс/мм ²), проката				Расчетное сопротивление ³ , МПа (кгс/см ²), проката			
		листового, широкополосного универсального		фасонного		листового, широкополосного универсального		фасонного	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
С235	От 2 до 20	235(24)	360(37)	235(24)	360(37)	230(2350)	350(3600)	230(2350)	350(3600)
	Св. 20 » 40	225(23)	360(37)	225(23)	360(37)	220(2250)	350(3600)	220(2250)	350(3600)
	» 40 » 100	215(22)	360(37)	—	—	210(2150)	350(3600)	—	—
	» 100	195(20)	360(37)	—	—	190(1950)	350(3600)	—	—
С245	От 2 до 20	245(25)	370(38)	245(25)	370(38)	240(2450)	360(3700)	240(2450)	360(3700)
	Св. 20 » 30	—	—	235(24)	370(38)	—	—	230(2350)	360(3700)
С255	От 2 до 3,9	255(26)	380(39)	—	—	250(2550)	370(3800)	—	—
	» 4 » 10	245(25)	380(39)	255(26)	380(39)	240(2450)	370(3800)	250(2550)	370(3800)
	Св. 10 » 20	245(25)	370(38)	245(25)	370(38)	240(2450)	360(3700)	240(2450)	360(3700)
	» 20 » 40	235(24)	370(38)	235(24)	370(38)	230(2350)	360(3700)	230(2350)	360(3700)
С275	От 2 до 10	275(28)	380(39)	275(28)	390(40)	270(2750)	370(3800)	270(2750)	380(3900)
	Св. 10 » 20	265(27)	370(38)	275(28)	380(39)	260(2650)	360(3700)	270(2750)	370(3800)
С285	От 2 до 3,9	285(29)	390(40)	—	—	280(2850)	380(3900)	—	—
	» 4 » 10	275(28)	390(40)	285(29)	400(41)	270(2750)	380(3900)	280(2850)	390(4000)
	Св. 10 » 20	265(27)	380(39)	275(28)	390(40)	260(2650)	370(3800)	270(2750)	380(3900)
С345	От 2 до 10	345(35)	490(50)	345(35)	490(50)	335(3400)	480(4900)	335(3400)	480(4900)
	Св. 10 » 20	325(33)	470(48)	325(33)	470(48)	315(3200)	460(4700)	315(3200)	460(4700)
	» 20 » 40	305(31)	460(47)	305(31)	460(47)	300(3050)	450(4600)	300(3050)	450(4600)
	» 40 » 60	285(29)	450(46)	—	—	280(2850)	440(4500)	—	—
	» 60 » 80	275(28)	440(45)	—	—	270(2750)	430(4400)	—	—
	» 80 » 160	265(27)	430(44)	—	—	260(2650)	420(4300)	—	—
	С345K	345(35)	470(48)	345(35)	470(48)	335(3400)	460(4700)	335(3400)	460(4700)
С375	От 2 до 10	375(38)	510(52)	375(38)	510(52)	365(3700)	500(5100)	365(3700)	500(5100)
	Св. 10 » 20	355(36)	490(50)	355(36)	490(50)	345(3500)	480(4900)	345(3500)	480(4900)
	» 20 » 40	335(34)	480(49)	335(34)	480(49)	325(3300)	470(4800)	325(3300)	470(4800)
С390	От 4 до 50	390(40)	540(55)	—	—	380(3850)	530(5400)	—	—
С390K	От 4 до 30	390(40)	540(55)	—	—	380(3850)	530(5400)	—	—
С440	От 4 до 30	440(45)	590(60)	—	—	430(4400)	575(5850)	—	—
	Св. 30 » 50	410(42)	570(58)	—	—	400(4100)	555(5650)	—	—
С590	От 10 до 36	540(55)	635(65)	—	—	515(5250)	605(6150)	—	—
С590K	От 16 до 40	540(55)	635(65)	—	—	515(5250)	605(6150)	—	—

Приложение 8

Извлечение из таблицы 1* СНиП II-23-81* Расчётные сопротивления проката и труб

Напряженное состояние		Условное обозначение	Расчетные сопротивления проката и труб
Растяжение, сжатие и изгиб	По пределу текучести	R_y	$R_y = R_{yn}/\gamma_m$
	По временному сопротивлению	R_u	$R_u = R_{un}/\gamma_m$
Сдвиг		R_s	$R_s = 0,58 R_{yn}/\gamma_m$
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)		R_p	$R_p = R_{un}/\gamma_m$
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании		R_{lp}	$R_{lp} = 0,5 R_{un}/\gamma_m$
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)		R_{cd}	$R_{cd} = 0,025 R_{un}/\gamma_m$
Растяжение в направлении толщины проката (до 60 мм)		R_{th}	$R_{th} = 0,05 R_{un}/\gamma_m$
Обозначение, принятое в табл. 1*: γ_m — коэффициент надежности по материалу, определяемый в соответствии с п. 3.2*.			

Приложение 9

Извлечение из таблицы 3 СНиП II-23-81* Расчётные сопротивления сварных соединений

Сварные соединения	Напряженное состояние		Условное обозначение	Расчетные сопротивления сварных соединений
Стыковые	Сжатие. Растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке с физическим контролем качества швов	По пределу текучести	R_{wy}	$R_{wy} = R_y$
		По временному сопротивлению	R_{wu}	$R_{wu} = R_u$
	Растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке	По пределу текучести	R_{wy}	$R_{wy} = 0,85 R_y$
	Сдвиг		R_{ws}	$R_{ws} = R_s$
С угловыми швами	Срез (условный)	По металлу шва	R_{wf}	$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}^{\gamma}}{\gamma_{wm}}$
		По металлу границы сплавления	R_{wz}	$R_{wz} = 0,45 R_{un}^{\gamma}$

Примечания: 1. Для швов, выполняемых ручной сваркой, значения R_{wun} следует принимать равными значениям временного сопротивления разрыву металла шва, указанным в ГОСТ 9467—75*.

2. Для швов, выполняемых автоматической или полуавтоматической сваркой, значения R_{wun} следует принимать по табл. 4* настоящих норм.

3. Значения коэффициента надежности по материалу шва γ_{wm} следует принимать равными: 1,25 — при значениях R_{wun} не более 490 МПа (5000 кгс/см²); 1,35 — при значениях R_{wun} 590 МПа (6000 кгс/см²) и более.

Приложение 10

Извлечение из таблицы 6* СНиП II-23-81*

Коэффициенты условий работы γ_c элементов конструкций

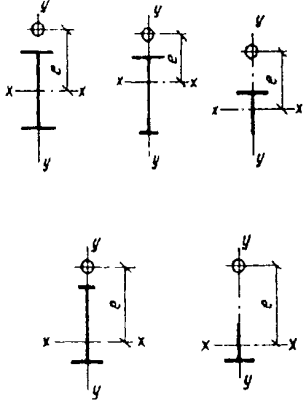
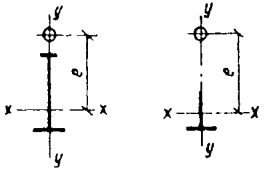
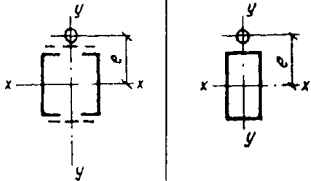
Элементы конструкций	Коэффициенты условий работы γ_c
1. Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т.п. при весе перекрытий, равном или большем временной нагрузки	0,9
2. Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
3. Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости $\lambda \geq 60$	0,8
4. Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость при $\phi_b < 1,0$	0,95
5. Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	0,9
6. Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий: а) сжатые (за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость	0,95
б) растянутые в сварных конструкциях	0,95
в) растянутые, сжатые, а также стыковые накладки в болтовых конструкциях (кроме конструкций на высокопрочных болтах) из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность	1,05
7. Сплошные составные балки, колонны, а также стыковые накладки из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²), несущие статическую нагрузку и выполненные с помощью болтовых соединений (кроме соединений на высокопрочных болтах), при расчетах на прочность	1,1
8. Сечения прокатных и сварных элементов, а также накладок из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²) в местах стыков, выполненных на болтах (кроме стыков на высокопрочных болтах), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность: а) сплошных балок и колонн	1,1
б) стержневых конструкций покрытий и перекрытий	1,05
9. Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных равнополочных или неравнополочных (прикрепляемых большей полкой) уголков: а) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка: раскосы по рис. 9*, а	0,9
распорки по рис. 9*, б, в	0,9
раскосы при рис. 9*, в, г, д	0,8
б) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой, одним болтом (кроме указанных в поз. 9, в настоящей таблицы), а также прикрепляемые через фасонку независимо от вида соединения	0,75
в) при сложной перекрестной решетке с одноболтовыми соединениями по рис. 9*, е	0,7
10. Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой), за исключением элементов конструкций, указанных в поз. 9 настоящей таблицы, раскосов по рис. 9*, б, прикрепляемых непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка, и плоских ферм из одиночных уголков	0,75
11. Опорные плиты из стали с пределом текучести до 285 МПа (2900 кгс/см ²), несущие статическую нагрузку, толщиной, мм: а) до 40	1,2
б) св. 40 до 60	1,15
в) » 60 » 80	1,1

П р и м е ч а н и я: 1. Коэффициенты условий работы $\gamma_c < 1$ при расчете одновременно учитывать не следует.
2. Коэффициенты условий работы, приведенные соответственно в поз. 1 и 6, в; 1 и 7; 1 и 8; 2 и 7; 2 и 8, а; 3 и 6, в, при расчете следует учитывать одновременно.
3. Коэффициенты условий работы, приведенные в поз. 3; 4; 6, а, в; 7; 8; 9 и 10, а также в поз. 5 и 6, б (кроме стыковых сварных соединений), при расчете соединений рассматриваемых элементов учитывать не следует.
4. В случаях, не оговоренных в настоящих нормах, в формулах следует принимать $\gamma_c = 1$.

Приложение 11

Извлечение из таблицы 10 СНиП II-23-81*

К расчёту на устойчивость внецентренно-сжатых элементов из плоскости действия момента

Типы сечений	Значения коэффициентов			
	α при		β при	
	$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\lambda_y \leq \lambda_c$	$\lambda_y > \lambda_c$
Открытые 	0,7	$0,65 + 0,05m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$
	$1 - 0,3 \frac{J_2}{J_1}$	$1 - (0,35 - 0,05m_x) \frac{J_2}{J_1}$	1	$1 - \left(1 - \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}}\right) \times$ $\times \left(2 \frac{J_2}{J_1} - 1\right);$ при $J_2/J_1 < 0,5$ $\beta=1$
Замкнутые: с решетками (с планками) сплошные 	0,6	$0,55 + 0,05m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$
Обозначения, принятые в табл. 10: J_1 и J_2 — моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии сечения у-у; φ_c — значение φ_y при $\lambda_y = \lambda_c = 3,14 \sqrt{E / R_y}$. П р и м е ч а н и е. Значения коэффициентов α и β для сквозных стержней с решетками (или планками) следует принимать как для замкнутых сечений при наличии не менее двух промежуточных диафрагм по длине стержня. В противном случае следует принимать коэффициенты, установленные для стержней открытого двутаврового сечения.				

Приложение 12

Извлечение из таблицы 27 СНиП II-23-81*

К расчёту на местную устойчивость стенки колонны

Относительный эксцентриситет	Сечение элемента	Значения $\bar{\lambda}$ и $\bar{\lambda}_1$	Формулы для определения $\bar{\lambda}_{uw}$
$m = 0$	Двутавровое	$\bar{\lambda} < 2,0$ $\bar{\lambda} \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^2$ $\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}$, но не более 2,3
	Коробчатое, швеллерное прокатное	$\bar{\lambda} < 1,0$ $\bar{\lambda} \geq 1,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2$ $\bar{\lambda}_{uw} = 1,0 + 0,2 \bar{\lambda}$, но не более 1,6
	Швеллерное, кроме прокатного	$\bar{\lambda} < 0,8$ $\bar{\lambda} \geq 0,8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,0$ $\bar{\lambda}_{uw} = 0,85 + 0,19 \bar{\lambda}$, но не более 1,6
$m \geq 1,0$	Двутавровое, коробчатое	$\bar{\lambda}_1 < 2,0$ $\bar{\lambda}_1 \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}_1^2$ $\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}_1$, но не более 3,1

Обозначения, принятые в табл. 27*:
 $\bar{\lambda}$ — условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии;
 $\bar{\lambda}_1$ — условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость в плоскости действия момента.

П р и м е ч а н и я: 1. К коробчатым относятся замкнутые прямоугольные профили (составные, гнутые прямоугольные и квадратные).
2. В коробчатом сечении при $m > 0$ значение $\bar{\lambda}_{uw}$ следует определять для стенки, параллельной плоскости изгибающего момента.
3. При значениях $0 < m < 1,0$ значение $\bar{\lambda}_{uw}$ следует определять линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при $m = 0$ и $m = 1,0$.

Приложение 13

Извлечение из таблицы 38* СНиП II-23-81*

Минимальные катеты сварных швов

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали, МПа (кгс/см ²)	Минимальные катеты швов k , 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	До 430(4400)	4	5	6	7	8	9	10
		Св. 430(4400) до 530(5400)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая	До 430(4400)	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 430(4400) до 530(5400)	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная	До 380(3900)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая		4	5	6	7	8	9	10

П р и м е ч а н и я: 1. В конструкциях из стали с пределом текучести свыше 530 МПа (кгс/см²), а также из всех сталей при толщине элементов свыше 80 мм минимальные катеты угловых швов принимаются по специальным техническим условиям.
2. В конструкциях группы 4 минимальные катеты односторонних угловых швов следует уменьшать на 1 мм при толщине свариваемых элементов до 40 мм включ. и на 2 мм — при толщине элементов свыше 40 мм.

Приложение 14

Извлечение из таблицы 34* СНиП II-23-81*

К расчёту сварных соединений с угловыми сварными швами

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d , мм	Положение шва	Козф-фициент	Значения коэффициентов β_f и β_z при катетах швов, мм			
			3—8	9—12	14—16	18 и более
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 полуавтоматическая 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; полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при $d < 1,4$ или порошковой проволокой	В лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1,0			

П р и м е ч а н и е. Значения коэффициентов соответствуют нормальным режимам сварки.

Приложение 15

Извлечение из таблицы 55* СНиП II-23-81*

Материалы для сварки, соответствующие стали

Группы конструкций в климатических районах	Стали	Материалы для сварки			
		под флюсом		в углекислом газе (по ГОСТ 8050—85) или в его смеси с аргоном (по ГОСТ 10157—79*)	покрытыми электрода- ми типов по ГОСТ 9467— 75*
		флюсов (по ГОСТ 9087—81*)	сварочной проволоки (по ГОСТ 2246—70*)		
2, 3 и 4 — во всех районах, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	C235, C245, C255, C275, C285, 20, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп	АН-348-А, АН-60	Св-08А Св-08ГА	Св-08Г2С	
	C345, C345Т, C375, C375Т, C390, C390Т, C390К, C440, 16Г2АФ, 09Г2С	АН-47, АН-43, АН-17-М, АН-348-А ¹	Св-10НМА, Св-10Г2 ² Св-08ГА ² Св-10ГА ²		Э50
	C345К	АН-348-А	Св-08Х1ДЮ	Св-08ХГ2СДЮ	Э50А ³
1 — во всех райо- нах; 2, 3 и 4 — в районах I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	C235, C245, C255, C275, C285, 20, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп	АН-348-А	Св-08А, Св-08ГА	Св-08Г2С	Э42А, Э46А
	C345, C345Т, C375, C375Т, 09Г2С	АН-47, АН-43, АН-348-А ¹	Св-10НМА, Св-10Г2 ² , Св-08ГА ² , Св-10ГА ²		Э50А
	C390, C390Т, C390К, C440, 16Г2АФ	АН-47, АН-17-М, АН-348-А ¹	Св-10НМА, Св-10Г2 ² , Св-08ГА ² , Св-10ГА ²		Э50А
	C345К	АН-348-А	Св-08Х1ДЮ	Св-08ХГ2СДЮ	Э50А ³
	C590, C590К, C590КШ	АН-17-М	Св-08ХН2ГМЮ, Св-10НМА	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХГСМА, Св-08Г2С	Э60, Э70

Приложение 16

Извлечение из таблицы 56* СНиП II-23-81* Нормативные и расчётные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		$R_{\text{нн}}$, МПа (кгс/см ²)	$R_{\text{нр}}$, МПа (кгс/см ²)
тип электрода (по ГОСТ 9467—75)	марка проволоки		
Э42, Э42А Э46, Э46А Э50, Э50А	Св-08, Св-08А Св-08ГА Св-10ГА, Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АНЗ	410(4200) 450(4600) 490(5000)	180(1850) 200(2050) 215(2200)
Э60	Св-08Г2С*, Св-08Г2СЦ*, Св-10НМА, Св-10Г2	590(6000)	240(2450)
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685(7000)	280(2850)
Э85	—	835(8500)	340(3450)

*Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 МПа (4500 кгс/см²) и более.

Приложение 17

К назначению катета k_f углового сварного шва

1. Если угловые сварные швы воспринимают усилие N , тогда расчётное значение требуемого катета сварного шва определяется условиями прочности:

$$\text{— по металлу шва: } k_{f1} = \frac{N}{n l_w \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}; \quad (\text{П.17.1})$$

$$\text{— по границе сплавления: } k_{f2} = \frac{N}{n l_w \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}; \quad (\text{П.17.2})$$

где n — количество угловых сварных швов, воспринимающих силу N , в рассчитываемом соединении;

l_w — длина угловых сварных швов, воспринимающих силу N , в рассчитываемом соединении;

R_{wf} , R_{wz} , β_f , β_z , γ_{wf} , γ_{wz} — расчётные величины углового шва, подробно описаны для условия (4.56).

2. Минимальный катет сварного шва $k_{f,min}$ определяется по толщине более толстого из свариваемых элементов t , по [1, табл. 38*] или прил. 13.

3. Максимальный катет сварного шва $k_{f,max} = 1,2t_{min}$, где t_{min} — наименьшая толщина соединяемых элементов.

Катет углового сварного шва, наложенного на закруглённую кромку фасонного проката толщиной t , не должен превышать $0,9t$.

Катет углового сварного шва должен быть не менее значений, полученных по расчету, и при этом не меньше минимального и не больше максимального значений:

$$k_{f,max} \geq k_f \geq \{k_{f1}; k_{f2}; k_{f,min}\}. \quad (\text{П.17.3})$$

Катеты не расчётных (конструктивных) сварных швов следует назначать равными минимальным значениям $k_{f,min}$.

Предпочтение следует отдавать чётным значениям катета сварного шва и если возможно не менять величину катета в одном соединении.

Извлечение из таблицы 39 СНиП II-23-81*

Расстояния при размещении болтов

Характеристика расстояния	Расстояния при размещении болтов
1. Расстояния между центрами болтов в любом направлении: а) минимальное б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков: при растяжении » сжатии 2. Расстояния от центра болта до края элемента: а) минимальное вдоль усилия б) то же, поперек усилия: при обрезных кромках » прокатных » в) максимальное г) минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия	$2,5d^*$ $8d$ или $12t$ $16d$ или $24t$ $12d$ или $18t$ $2d$ $1,5d$ $1,2d$ $4d$ или $8t$ $1,3d$
* В соединяемых элементах из стали с пределом текучести свыше 380 МПа (3900 кгс/см²) минимальное расстояние между болтами следует принимать равным $3d$. Обозначения, принятые в табл. 39: d — диаметр отверстия для болта; t — толщина наиболее тонкого наружного элемента. П р и м е ч а н и е. В соединяемых элементах из стали с пределом текучести до 380 МПа (3900 кгс/см²) допускается уменьшение расстояния от центра болта до края элемента вдоль усилия и минимального расстояния между центрами болтов в случаях расчета с учетом соответствующих коэффициентов условий работы соединений согласно пп. 11.7* и 15.14*.	

Приложение 19

Извлечение из таблицы 58* СНиП II-23-81*

Расчётные сопротивления срезу и растяжению болтов

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см ²), болтов классов						
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8	10.9
Срез	R_{bs}	150(1500)	160(1600)	190(1900)	200(2000)	230(2300)	320(3200)	400(4000)
Растяжение	R_{br}	170(1700)	160(1600)	210(2100)	200(2000)	250(2500)	400(4000)	500(5000)

П р и м е ч а н и е. В таблице указаны значения расчетных сопротивлений для одноболтовых соединений, вычисленные по формулам разд. 3 настоящих норм с округлением до 5 МПа (50 кгс/см²).

Приложение 20

Извлечение из таблицы 59* СНиП II-23-81*

Расчётные сопротивления смятию элементов соединяемых болтами

Временное сопротивление стали соединяемых элементов, МПа (кгс/мм ²)	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см ²), смятию элементов, соединяемых болтами		Временное сопротивление стали соединяемых элементов, МПа (кгс/мм ²)	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см ²), смятию элементов, соединяемых болтами	
	класса точности А	классов точности В и С, высокопрочных без регулируемого натяжения		класса точности А	классов точности В и С, высокопрочных без регулируемого натяжения
360(37)	475(4800)	430(4350)	470(48)	720(7350)	645(6600)
365(37)	485(5900)	440(4450)	480(49)	745(7600)	670(6850)
370(38)	495(5100)	450(4600)	490(50)	770(7850)	690(7050)
380(39)	515(5300)	465(4800)	500(51)	795(8150)	710(7250)
390(40)	535(5500)	485(5000)	510(52)	825(8400)	735(7500)
400(41)	560(5750)	505(5200)	520(53)	850(8650)	760(7750)
430(44)	625(6400)	565(5800)	530(54)	875(8950)	780(7950)
440(45)	650(6650)	585(6000)	540(55)	905(9200)	805(8200)
450(46)	675(6900)	605(6200)	570(58)	990(10050)	880(8950)
460(47)	695(7150)	625(6400)	590(60)	1045(10600)	930(9450)

П р и м е ч а н и е. Значения расчетных сопротивлений получены по формулам разд. 3 настоящих норм с округлением до 5 МПа (50 кгс/см²).

Приложение 21

Извлечение из таблицы 60* СНиП II-23-81*

Расчётные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Диаметр болтов, мм	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см ²), болтов из стали марок		
	ВСтЗкп2 по ГОСТ 380—71** (с 1990 г. ГОСТ 535—88)	09Г2С по ГОСТ 19281—73*	10Г2С1 по ГОСТ 19281—73*
12, 16, 20	185(1900)	235(2400)	240(2450)
24, 30	185(1900)	230(2350)	235(2400)
36, 42, 48, 56	185(1900)	225(2300)	225(2300)
64, 72, 80	185(1900)	220(2250)	215(2200)
90, 100	185(1900)	215(2200)	215(2200)
110, 125, 140	185(1900)	215(2200)	—

Примечание. Значения расчетных сопротивлений получены по формулам разд. 3 настоящих норм с округлением до 5 МПа (50 кгс/см²).

Приложение 22

Извлечение из таблицы 62* СНиП II-23-81*

Площади сечения болтов согласно СТ СЭВ 180—75, СТ СЭВ 181—75 и СТ СЭВ 182—75

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	3,52	4,59	5,60	8,16	11,20	14,72

* Болты указанных диаметров применять не рекомендуется.

Извлечение из таблицы 35* СНиП II-23-81*

Коэффициенты условий работы γ_b болтового соединения

Характеристика соединения	Коэффициент условий работы соединения γ_b
1. Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах: класса точности А классов точности В и С, высокопрочных с нерегулируемым натяжением	1,0 0,9
2. Одноболтовое и многоболтовое в расчете на смятие при $a = 1,5d$ и $b = 2d$ в элементах конструкций из стали с пределом текучести, МПа (кгс/см ²): до 285 (2900) св. 285 (2900) до 380 (3900)	0,8 0,75
Обозначения, принятые в табл. 35*: a — расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; b — то же, между центрами отверстий; d — диаметр отверстия для болта. Примечания: 1. Коэффициенты, установленные в поз. 1 и 2, следует учитывать одновременно. 2. При значениях расстояний a и b, промежуточных между указанными в поз. 2 и в табл. 39, коэффициент γ_b следует определять линейной интерполяцией.	

Приложение 24

Извлечение из таблицы 73 СНиП II-23-81*

Коэффициенты влияния формы сечения η

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения η при			
			$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
			$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
1		—	1,0	1,0	1,0	
2		—	0,85	0,85	0,85	
3		—	$0,75 + 0,02 \bar{\lambda}$	$0,75 + 0,02 \bar{\lambda}$	0,85	
4		—	$(1,35 - 0,05m) - 0,01(5 - m) \bar{\lambda}$	1,1	1,1	
5		0,25	$(1,45 - 0,05m) - 0,01(5 - m) \bar{\lambda}$	1,2	1,2	
		0,5	$(1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m) \bar{\lambda}$	1,25	1,25	
		$\geq 1,0$	$(1,90 - 0,1m) - 0,02(6 - m) \bar{\lambda}$	$1,4 - 0,02 \bar{\lambda}$	1,3	

Приложение 25

Извлечение из таблицы 63 СНиП II-23-81*

Физические характеристики материалов

Характеристика	Значение	Характеристика	Значение
Плотность ρ , кг/м ³ : проката и стальных отливок отливок из чугуна	7850 7200	канатов стальных: спиральных и закрытых несущих двойной свивки	1,67·10 ⁵ (1,7·10 ⁶) 1,47·10 ⁵ (1,5·10 ⁶) 1,27·10 ⁵ (1,3·10 ⁶)
Коэффициент линейного расширения α , °С ⁻¹	0,12·10 ⁻⁴	двойной свивки с неметаллическим сердечником	0,78·10 ⁵ (0,81·10 ⁶)
Модуль упругости E , МПа (кгс/см ²): прокатной стали и стальных отливок	2,06·10 ⁵ (2,1·10 ⁶)	Модуль сдвига прокатной стали и стальных отливок G , МПа (кгс/см ²)	0,3
отливок из чугуна марок: СЧ15 СЧ20, СЧ25, СЧ30	0,83·10 ⁵ (0,85·10 ⁶) 0,98·10 ⁵ (1,0·10 ⁶)	Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) ν	
пучков и прядей параллельных проволок	1,96·10 ⁵ (2,0·10 ⁶)		

Примечание. Значения модуля упругости даны для канатов, предварительно вытянутых усилием не менее 60 % разрывного усилия для каната в целом.

Приложение 26

Извлечение из таблицы 42 СНиП II-23-81*

Наибольшие расстояния между температурными швами

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

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

Приложение 27

Извлечение из таблицы 72 СНиП II-23-81*

Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Гиб- кость λ	Коэффициенты φ для элементов из стали с расчетным сопротивлением R_y , МПа (кгс/см ²)											
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)	640 (6550)
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057

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

Приложение 28

Извлечение из таблицы 74 СНиП II-23-81*

Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) сплошнотенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гиб- кость $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$	Коэффициенты φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}												
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042

Условная гиб- кость $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$	Коэффициенты ϕ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}												
	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	283	259	240	225	209	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	202	187	175	166	156	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	183	172	162	153	145	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	143	135	126	120	117	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	132	124	117	112	108	104	095	089	084	075	069	060	051
6,0	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057	049
6,5	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054	047
7,0	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052	045
8,0	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047	041
9,0	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043	038
10,0	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039	035
11,0	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035	032
12,0	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032	029
13,0	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027
14,0	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	029	026

П р и м е ч а н и я: 1. Значения коэффициентов ϕ_e в таблице увеличены в 1000 раз. 2. Значения ϕ_e принимать не выше значений ϕ .

Приложение 29

Извлечение из таблицы 75 СНиП II-23-81*

Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гиб- кость $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$	Коэффициенты φ_e при относительном эксцентриситете m												
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222	200
1,0	872	762	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218	197
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211	190
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	293	255	228	202	183
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192	175
3,0	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182	165
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187	170	155
4,0	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160	145
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149	136
5,0	350	315	277	250	230	212	201	186	178	161	149	138	127
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128	118
6,0	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119	109
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109	102
7,0	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101	095
8,0	148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085	082
9,0	117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079	075	072
10,0	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064	062
11,0	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056	054
12,0	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	053	050	049
13,0	060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047	046	045
14,0	050	049	048	047	046	046	045	044	043	043	042	042	041

Условная гиб- кость $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y/E}$	Коэффициенты φ_e при относительном эксцентриситете m												
	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	056	048
1,0	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045
2,0	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	045
2,5	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	143	130	123	115	110	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	124	116	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048	040
5,0	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	047	039
5,5	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
6,0	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
6,5	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	050	044	037
7,0	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
8,0	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
9,0	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
10,0	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
11,0	053	052	050	048	046	044	043	042	041	038	035	032	030
12,0	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028
13,0	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
14,0	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025

Пр и м е ч а н и я: 1. Значения коэффициентов φ_e в таблице увеличены в 1000 раз. 2. Значения φ_e принимать не выше значений φ .

Приложение 30

Извлечение из приложения 7* СНиП II-23-81*

Коэффициенты φ_b для расчета балок на устойчивость

1. Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии для определения коэффициента φ_b необходимо вычислить коэффициент φ_1 по формуле

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}, \quad (174)$$

где значения ψ следует принимать по табл. 77 и 78* в зависимости от характера нагрузки и параметра α , который должен вычисляться по формулам:

а) для прокатных двутавров

$$\alpha = 1,54 \frac{J_t}{J_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2, \quad (175)$$

где l_{ef} - расчетная длина балки ;

h - полная высота сечения;

J_t - момент инерции сечения при кручении;

б) для сварных двутавров, составленных из трех листов:

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_1}{h b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t^3}{b_f t_1^3} \right), \quad (176)$$

где t - толщина стенки;

b_f и t_1 - ширина и толщина пояса балки;

h - расстояние между осями поясов;

a - размер, равный $0,5h$.

Значение коэффициента φ_b необходимо принимать: при $\varphi_1 \leq 0,85$ $\varphi_b = \varphi_1$;

при $\varphi_1 > 0,85$ $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1$, но не более 1,0.

Извлечение из таблицы 77

Коэффициенты ψ для двутавровых балок с двумя осями симметрии

Количество закреплений сжатого пояса в пролете	Вид нагрузки в пролете	Нагруженный пояс	Формулы для ψ при значениях α	
			$0,1 \leq \alpha \leq 40$	$40 < \alpha \leq 400$
Два и более, делящих пролет на равные части	Любая	Любой	$\psi = 2,25 + 0,07\alpha$	$\psi = 3,6 + 0,04\alpha - 3,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$

Приложение 31

Извлечение из ГОСТ 82-70*

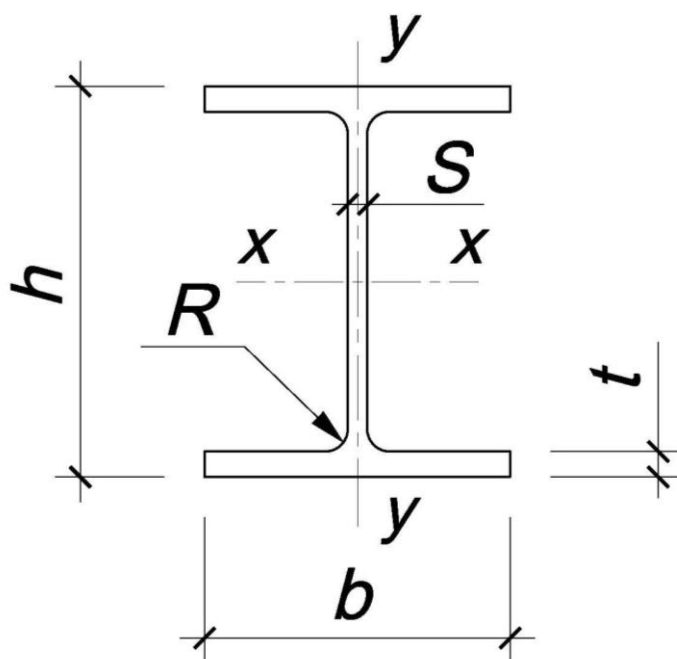
Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный.
Сортамент

Толщина проката, мм	6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60
Ширина проката, мм	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050

Приложение 32

Извлечение из СТО АСЧМ 20-93

Двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент



Обозначение к чертежу и таблице:

h – высота двутавра;
b – ширина полки;
t – толщина полки;
S – толщина стенки;
R – радиус сопряжения.

Таблица П.32.1

Балочные двутавры

Профиль	Размеры профиля, мм					Площадь сечения, см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины для осей						
	h	b	s	t	R			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
10 Б1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
12 Б1	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,43
12 Б2	120	64	4,4	6,3	7	13,21	10,4	318	53	30,4	4,9	27,7	8,7	1,45
14 Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,7	36,4	10	1,65
14 Б2	140	73	4,7	6,9	7	16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16 Б1	157	82	4	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,6	6,53	54,4	13,3	1,83
16 Б2	160	82	5	7,4	9	20,09	15,8	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,7	1,84
18 Б1	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,05
18 Б2	180	91	5,3	8	9	22,395	18,8	1317	146,3	83,2	7,42	100,8	22,2	2,05
20 Б1	200	100	5,5	8	11	27,16	21,3	1844	184,4	104,7	8,24	133,9	26,8	2,22
25 Б1	248	124	5	8	12	32,68	25,7	3537	285,3	159,7	10,4	254,8	41,1	2,79
25 Б2	250	125	6	9	12	37,66	29,6	4052	324,2	182,9	10,37	293,8	47	2,79
30 Б1	298	149	5,5	8	13	40,80	32	6319	424,1	237,5	12,44	441,9	59,3	3,29
30 Б2	300	150	6,5	9	13	46,78	36,7	7210	480,6	271,1	12,41	507,4	67,7	3,29
35 Б1	346	174	6	9	14	52,68	41,4	11095	641,3	358,1	14,51	791,4	91	3,88
35 Б2	350	175	7	11	14	63,14	49,6	13560	774,8	434	14,65	984,2	112,5	3,95
40 Б1	396	199	7	11	16	72,16	56,6	20020	1011,1	564	16,66	1446,9	145,4	4,48
40 Б2	400	200	8	13	16	84,12	66	23706	1185,3	663,2	16,79	1736,2	173,6	4,54
45 Б1	446	199	8	12	18	84,30	66,2	28699	1287	725,1	18,45	1579,7	158,8	4,33
45 Б2	450	200	9	14	18	96,76	76	33453	1486,8	839,6	1859	1871,3	187,1	4,4
50 Б1	492	199	8,8	12	20	92,38	72,5	36845	1497,8	853,5	19,97	1581,5	158,9	4,14
50 Б2	496	199	9	14	20	101,27	79,5	41872	1688,4	957,3	20,33	1844,4	185,4	4,27
50 Б3	500	200	10	16	20	114,23	89,7	47849	1914	1087,7	20,47	2140,3	214	4,33
55 Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,36	89	55682	2050,9	1165,1	22,16	2404,5	218,6	4,61
55 Б2	547	220	10	15,5	24	124,75	97,9	62790	2295,8	1301,6	22,44	2760,3	250,9	4,7
60 Б1	596	199	10	15	22	120,45	94,6	68721	2306,1	1325,5	23,89	1979	198,9	4,05
60 Б2	600	200	11	17	22	134,41	105,5	77638	2587,9	1489,5	24,03	2277,5	227,8	4,12
70 Б0	693	230	11,8	15,2	24	153,05	120,1	114187	3295,5	1913,1	27,31	3097,7	269,4	4,5
70 Б1	691	260	12	15,5	24	164,74	129,3	125931	3644,9	2094,9	27,65	4556,4	350,5	5,26
70 Б2	697	260	12,5	18,5	24	183,64	144,2	145913	4186,9	2392,8	28,19	5436,7	418,2	5,44

Таблица П.32.2

Широкополочные двутавры

Профиль	Размеры профиля, мм				Площадь сечения, см²	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины для осей					
	h	b	s	t	R		Iх, см⁴	Wх, см³	Sх, см²	ix, см	Iу, см⁴	Wу, см³
20 III1	194	150	6	9	13	39,01	2690	277,3	154,3	8,3	507,1	67,6
25 III1	244	175	7	11	16	56,24	6122	501,8	279,2	10,43	984,3	112,5
30 III1	294	200	8	12	18	72,38	11339	771,4	429,5	12,52	1602,9	160,3
30 III2	300	201	9	15	18	87,38	14210	947,4	529,9	12,75	2033,8	202,4
35 III1	334	249	8	11	20	83,17	17108	1024,4	563,8	14,34	2834,1	227,6
35 III2	340	250	9	14	20	101,51	21678	1275,2	706,1	14,61	3650,5	292,6
40 III1	383	299	9,5	12,5	22	112,91	30556	1595,6	880,8	16,45	5575,4	372,9
40 III2	390	300	10	16	22	135,95	38676	1983,4	1094	16,87	7207,1	480,5
45 III1	440	300	11	18	24	157,38	56072	2548,7	1412,5	18,88	8110,3	540,7
50 III1	482	300	11	15	26	145,52	60371	2505	1395,7	20,37	6762,4	450,8
50 III2	487	300	14,5	17,5	26	176,34	71867	2951,4	1666,7	20,19	7896,4	526,4
50 III3	493	300	15,5	20,5	26	198,86	83441	3385	1912,8	20,48	9249,7	616,6
50 III4	499	300	16,5	23,5	26	221,38	95282	3818,9	2161,5	20,75	10603,4	706,9
60 III1	582	300	12	17	28	174,49	102717	3529,8	1981,5	24,26	7668	511,2
60 III2	589	300	16	20,5	28	217,41	126201	4285,3	2439	24,09	9257,4	617,2
60 III3	597	300	18	24,5	28	252,37	150043	5026,6	2869,9	24,38	11067,3	737,8
60 III4	605	300	20	28,5	28	287,33	174458	5767,2	3305,6	24,64	12879,3	858,6
70 III1	692	300	13	20	28	211,49	172433	4983,7	2814,6	28,55	9022,9	601,5
70 III2	698	300	15	23	28	242,53	198791	5696	3233,6	28,63	10381,1	692,1
70 III3	707	300	18	27,5	28	289,09	239032	6761,9	3867,2	28,76	12422,4	828,2
70 III4	715	300	20,5	31,5	28	329,39	275138	7696,2	4426,7	28,9	14240,2	949,3
70 III5	725	300	23	36,5	28	375,69	319793	8821,9	5099,5	29,18	16512,3	1100,8
80 III1	782	300	13,5	17	28	209,71	205438	5254,7	3018,9	31,3	7676,7	511,8
80 III2	792	300	14	22	28	243,45	253655	6405,4	3644,1	32,28	9928,9	661,9
90 III1	881	299	15	18,5	28	243,96	292583	6642,1	3861,2	34,63	8278,5	553,7
90 III2	890	299	15	23	28	270,87	345335	7760,3	4457	35,71	10283,3	687,8
100 III1	990	320	16	21	30	293,8	446039	9010,9	5234,1	38,96	11517,9	719,9
100 III2	998	320	17	25	30	328,88	516373	10348,2	5982,6	39,62	13710	856,9
100 III3	1006	320	18	29	30	363,96	587730	11684,5	6736,2	40,18	15903	993,9
100 III4	1013	320	19,5	32,5	30	400,58	655449	12940,7	7470	40,45	17828,8	1114,3
												6,67

Таблица П.32.3

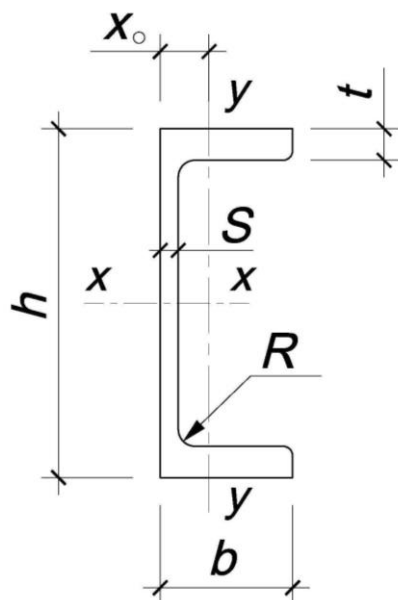
Колонные двутавры

Профиль	Размеры профиля, мм					Площадь сечения, см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины для осей					
	h	b	S	t	R			Iх, см ⁴	Wх, см ³	Sх, см ³	ix, см	Iу, см ⁴	Wу, см ³
20 К1	196	199	6,5	10	13	52,69	41,4	3846	392,5	216,4	8,54	1314,4	132,1
20 К2	200	200	8	12	13	63,53	49,9	4716	471,6	262,8	8,62	1601,4	160,1
25 К1	246	249	8	12	16	79,72	62,6	9171	745,6	410,7	10,73	3089,9	248,2
25 К2	250	250	9	14	16	92,18	72,4	10833	866,6	480,3	10,84	3648,6	291,9
25 К3	253	251	10	15,5	16	102,21	80,2	12154	960,8	535,4	10,9	4088,6	325,8
30 К1	298	299	9	14	18	110,80	87	18849	1265,1	694,7	13,04	6240,9	417,5
30 К2	300	300	10	15	18	119,78	94	20411	1360,7	750,6	13,05	6754,5	450,3
30 К3	300	305	15	15	18	134,78	105,8	21536	1433,7	806,9	12,64	7104,4	465,9
30 К4	304	301	11	17	18	134,82	105,8	23381	1538,2	852,8	13,17	7732,3	513,8
35 К1	342	348	10	15	20	139,03	109,1	31249	1827,4	1001,2	14,99	10541,7	605,8
35 К2	350	350	12	19	20	173,87	136,5	40296	2302,6	1272,7	15,22	13585,3	776,3
40 К1	394	398	11	18	22	186,81	146,6	56147	2850,1	1559,3	17,34	18921,9	950,8
40 К2	400	400	13	21	22	218,69	171,7	66623	3331,2	1936,3	17,45	22412	1120,6
40 К3	406	403	16	24	22	254,87	200,1	78041	3844,4	2139,9	17,5	26199,5	1300,2
40 К4	414	405	18	28	22	295,39	231,9	92773	4481,8	2513,2	17,72	31026,2	1532,2
40 К5	429	400	23	35,5	22	370,49	290,8	120292	5608	3198,6	18,02	37914,2	1895,7
													10,12

Приложение 33

Извлечение из ГОСТ 8240-97

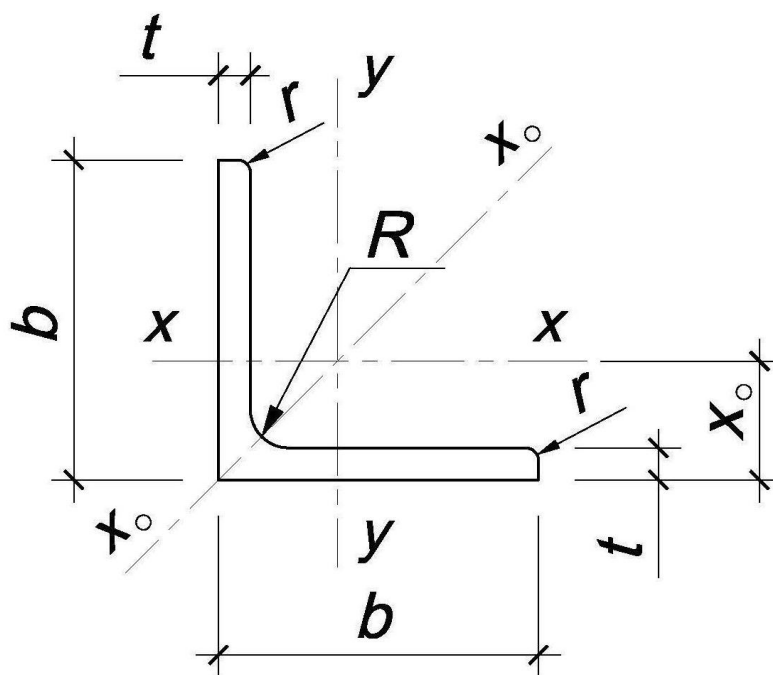
Швеллеры с параллельными гранями полок. Сортамент



Номер швеллера серии П	h	b	s	t	R	r	Площадь поперечного сечения F , см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей							X_0 , см				
									X—X				Y—Y							
					не более						I_x , см ⁴	$W_{x'}$, см ³	i_x , см	S_x , см ³	I_y , см ⁴		$W_{y'}$, см ³	i_y , см		
					мм															
5П	50	32	4,4	7,0	6,0	3,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,61	5,95	2,99	0,98	1,21				
6,5П	65	36	4,4	7,2	6,0	3,5	7,51	5,90	48,8	15,0	2,55	9,02	9,35	4,06	1,12	1,29				
8П	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,30	13,90	3,31	1,24	1,38				
10П	100	46	4,5	7,6	7,0	4,0	10,90	8,59	175,0	34,9	3,99	20,50	22,60	7,37	1,44	1,53				
12П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,30	10,40	305,0	50,8	4,79	29,70	34,90	9,84	1,62	1,66				
14П	140	58	4,9	8,1	8,0	4,5	15,60	12,30	493,0	70,4	5,61	40,90	51,50	12,90	1,81	1,82				
16П	160	64	5,0	8,4	8,5	5,0	18,10	14,20	750,0	93,8	6,44	54,30	72,80	16,40	2,00	1,97				
16аП	160	68	5,0	9,0	8,5	5,0	19,50	15,30	827,0	103,0	6,51	59,50	90,50	19,60	2,15	2,19				
18П	180	70	5,1	8,7	9,0	5,0	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,26	70,00	100,00	20,60	2,20	2,14				
18аП	180	74	5,1	9,3	9,0	5,0	22,20	17,40	1200,0	133,0	7,34	76,30	123,00	24,30	2,35	2,36				
20П	200	76	5,2	9,0	9,5	5,5	23,40	18,40	1530,0	153,0	8,08	88,00	134,00	25,20	2,39	2,30				
22П	220	82	5,4	9,5	10,0	6,0	26,70	21,00	2120,0	193,0	8,90	111,00	178,00	31,00	2,58	2,47				
24П	240	90	5,6	10,0	10,5	6,0	30,60	24,00	2910,0	243,0	9,75	139,00	248,00	39,50	2,85	2,72				
27П	270	95	6,0	10,5	11,0	6,5	35,20	27,70	4180,0	310,0	10,90	178,00	314,00	46,70	2,99	2,78				
30П	300	100	6,5	11,0	12,0	7,0	40,50	31,80	5830,0	389,0	12,00	224,00	393,00	54,80	3,12	2,83				
33П	330	105	7,0	11,7	13,0	7,5	46,50	36,50	8010,0	486,0	13,10	281,00	491,00	64,60	3,25	2,90				
36П	360	110	7,5	12,6	14,0	8,5	53,40	41,90	10850,0	603,0	14,30	350,00	611,00	76,30	3,38	2,99				
40П	400	115	8,0	13,5	15,0	9,0	61,50	48,30	15260,0	763,0	15,80	445,00	760,00	89,90	3,51	3,05				

Извлечение из ГОСТ 8509-93

Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент.



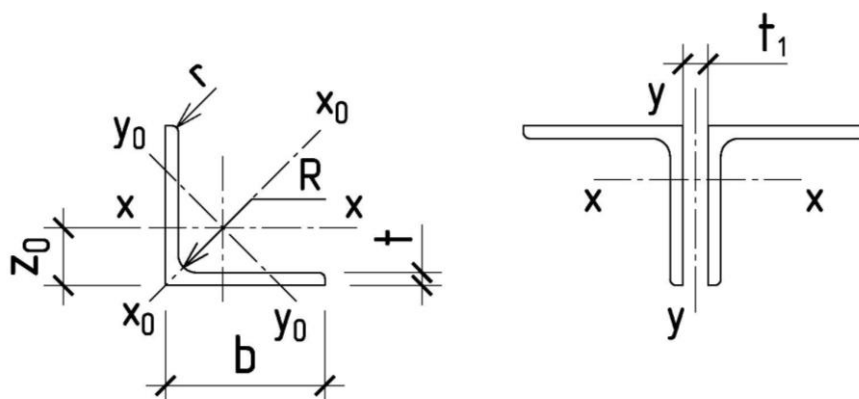
Продолжение прил. 34

Номер угол- ка	b	t	R	r	F _x см ²	Справочные значения величин для осей											Масса 1 м, кг
						x — x			x ₀ — x ₀		y ₀ — y ₀			I _{xy} см ⁴	x ₀ , см		
						I _x см ⁴	W _x см ³	i _x см	I _{x0} max, см ⁴	i _{x0} max, см	I _{y0} min, см ⁴	W _{y0} см ³	i _{y0} min, см				
																мм	
2	20	3 4	3,5 3,5	1,2 1,2	1,13 1,46	0,40 0,50	0,28 0,37	0,59 0,58	0,63 0,78	0,75 0,73	0,17 0,22	0,20 0,24	0,39 0,38	0,23 0,28	0,60 0,64	0,89 1,15	
2,5	25	3 4	3,5 3,5	1,2 1,2	1,43 1,86	0,81 1,03	0,46 0,59	0,75 0,74	1,29 1,62	0,95 0,93	0,34 0,44	0,33 0,41	0,49 0,48	0,47 0,59	0,73 0,76	1,12 1,46	
2,8	28	3	4,0	1,3	1,62	1,16	0,58	0,85	1,84	1,07	0,48	0,42	0,55	0,68	0,80	1,27	
3	30	3 4	4,0 4,0	1,3 1,3	1,74 2,27	1,45 1,84	0,67 0,87	0,91 0,90	2,30 2,92	1,15 1,13	0,60 0,77	0,53 0,61	0,59 0,58	0,85 1,08	0,85 0,89	1,36 1,78	
3,2	32	3 4	4,5 4,5	1,5 1,5	1,86 2,43	1,77 2,26	0,77 1,00	0,97 0,96	2,80 3,58	1,23 1,21	0,74 0,94	0,59 0,71	0,63 0,62	1,03 1,32	0,89 0,94	1,46 1,91	
3,5	35	3 4 5	4,5 4,5 4,5	1,5 1,5 1,5	2,04 2,67 3,28	2,35 3,01 3,61	0,93 1,21 1,47	1,07 1,06 1,05	3,72 4,76 5,71	1,35 1,33 1,32	0,97 1,25 1,52	0,71 0,88 1,02	0,69 0,68 0,68	1,37 1,75 2,10	0,97 1,01 1,05	1,60 2,10 2,58	
4	40	3 4 5	5,0 5,0 5,0	1,7 1,7 1,7	2,35 3,08 3,79	3,55 4,58 5,53	1,22 1,60 1,95	1,23 1,22 1,21	5,63 7,26 8,75	1,55 1,53 1,52	1,47 1,90 2,30	0,95 1,19 1,39	0,79 0,78 0,78	2,08 2,68 3,22	1,09 1,13 1,17	1,85 2,42 2,98	
4,5	45	3 4 5	5,0 5,0 5,0	1,7 1,7 1,7	2,65 3,48 4,29	5,13 6,63 8,03	1,56 2,04 2,51	1,39 1,38 1,37	8,13 10,52 12,74	1,75 1,74 1,72	2,12 2,74 3,33	1,24 1,54 1,81	0,89 0,89 0,88	3,00 3,89 4,71	1,21 1,26 1,30	2,08 2,73 3,37	
5	50	3 4 5 6	5,5 5,5 5,5 5,5	1,8 1,8 1,8 1,8	2,96 3,89 4,80 5,69	7,11 9,21 11,20 13,07	1,94 2,54 3,13 3,69	1,55 1,54 1,53 1,52	11,27 14,63 17,77 20,72	1,95 1,94 1,92 1,91	2,95 3,80 4,63 5,43	1,57 1,95 2,30 2,63	1,00 0,99 0,98 0,98	4,16 5,42 6,57 7,65	1,33 1,38 1,42 1,46	2,32 3,05 3,77 4,47	
5,6	56	4 5	6,0 6,0	2,0 2,0	4,38 5,41	13,10 15,97	3,21 3,96	1,73 1,72	20,79 25,36	2,18 2,16	5,41 6,59	2,52 2,97	1,11 1,10	7,69 9,41	1,52 1,57	3,44 4,25	
6,3	63	4 5 6	7,0 7,0 7,0	2,3 2,3 2,3	4,96 6,13 7,28	18,86 23,10 27,06	4,09 5,05 5,98	1,95 1,94 1,93	29,90 36,80 42,91	2,45 2,44 2,43	7,81 9,52 11,18	3,26 3,87 4,44	1,25 1,25 1,24	11,00 13,70 15,90	1,69 1,74 1,78	3,90 4,81 5,72	
7	70	4,5 5 6 7 8	8,0 8,0 8,0 8,0 8,0	2,7 2,7 2,7 2,7 2,7	6,20 6,86 8,15 9,42 10,67	29,04 31,94 37,58 42,98 48,16	5,67 6,27 7,43 8,57 9,68	2,16 2,16 2,15 2,14 2,12	46,03 50,67 59,64 68,19 76,35	2,72 2,72 2,71 2,69 2,68	12,04 13,22 15,52 17,77 19,97	4,53 4,92 5,66 6,31 6,99	1,39 1,39 1,38 1,37 1,37	17,00 18,70 22,10 25,20 28,20	1,88 1,90 1,94 1,99 2,02	4,87 5,38 6,39 7,39 8,37	
7,5	75	5 6 7 8 9	9,0 9,0 9,0 9,0 9,0	3,0 3,0 3,0 3,0 3,0	7,39 8,78 10,15 11,50 12,83	39,53 46,57 53,34 59,84 66,10	7,21 8,57 9,89 11,18 12,43	2,31 2,30 2,29 2,28 2,27	62,65 73,87 84,61 94,89 104,72	2,91 2,90 2,89 2,87 2,86	16,41 19,28 22,07 24,80 27,48	5,74 6,62 7,43 8,16 8,91	1,49 1,48 1,47 1,47 1,46	23,10 27,30 31,20 35,00 38,60	2,02 2,06 2,10 2,15 2,18	5,80 6,89 7,96 9,02 10,07	
8	80	5,5 6 7 8	9,0 9,0 9,0 9,0	3,0 3,0 3,0 3,0	8,63 9,38 10,85 12,30	52,68 56,97 65,31 73,36	9,03 9,80 11,32 12,80	2,47 2,47 2,45 2,44	83,56 90,40 103,60 116,39	3,11 3,11 3,09 3,08	21,80 23,54 26,97 30,32	7,10 7,60 8,55 9,44	1,59 1,58 1,58 1,57	30,90 33,40 38,30 43,00	2,17 2,19 2,23 2,27	6,78 7,36 8,51 9,65	
9	90	6 7 8 9	10,0 10,0 10,0 10,0	3,3 3,3 3,3 3,3	10,61 12,28 13,93 15,60	82,10 94,30 106,11 118,00	12,49 14,45 16,36 18,29	2,78 2,77 2,76 2,75	130,00 149,67 168,42 186,00	3,50 3,49 3,48 3,46	33,97 38,94 43,80 48,60	9,88 11,15 12,34 13,48	1,79 1,78 1,77 1,77	48,10 55,40 62,30 68,00	2,43 2,47 2,51 2,55	8,33 9,64 10,93 12,20	

Но- мер угол- ка	b	t	R	r	F ₁ см ²	Справочные значения величин для осей											Масса 1 м, кг
						x — x			x ₀ — x ₀		y ₀ — y ₀			I _{x0} см ⁴	x ₀ см		
						I _x см ⁴	W _x см ³	i _x см	I _{x0} max, см ⁴	i _{x0} max, см	I _{y0} min, см ⁴	W _{y0} см ³	i _{y0} min, см				
																мм	
10	100	6,5 7 8 10 12 14 16	12,0 12,0 12,0 12,0 12,0 12,0	4,0 4,0 4,0 4,0 4,0 4,0	12,82 13,75 15,60 19,24 22,80 26,28 29,68	122,10 130,59 147,19 178,95 208,90 237,15 263,82	16,69 17,90 20,30 24,97 29,47 33,83 38,04	3,09 3,08 3,07 3,05 3,03 3,00 2,98	193,46 207,01 233,46 283,83 330,95 374,98 416,04	3,89 3,88 3,87 3,84 3,81 3,78 3,74	50,73 54,16 60,92 74,08 86,84 99,32 111,61	13,38 14,13 15,66 18,51 21,10 23,49 25,79	1,99 1,98 1,98 1,96 1,95 1,94 1,94	71,40 76,40 86,30 110,00 122,00 138,00 152,00	2,68 2,71 2,75 2,83 2,91 2,99 3,06	10,06 10,79 12,25 15,10 17,90 20,63 23,30	
11	110	7 8	12,0 12,0	4,0 4,0	15,15 17,20	175,61 198,17	21,83 24,77	3,40 3,39	278,54 314,51	4,29 4,28	72,68 81,83	17,36 19,29	2,19 2,18	106,00 116,00	2,96 3,00	11,89 13,50	
12,5	125	8 9 10 12 14 16	14,0 14,0 14,0 14,0 14,0 14,0	4,6 4,6 4,6 4,6 4,6 4,6	19,69 22,00 24,33 28,89 33,37 37,77	294,36 327,48 359,82 422,23 481,76 538,56	32,20 36,00 39,74 47,06 54,17 61,09	3,87 3,86 3,85 3,82 3,80 3,78	466,76 520,00 571,04 670,02 763,90 852,84	4,87 4,86 4,84 4,82 4,78 4,75	121,98 135,88 148,59 174,43 199,62 224,29	25,67 28,26 30,45 34,94 39,10 43,10	2,49 2,48 2,47 2,46 2,45 2,44	172,00 192,00 211,00 248,00 282,00 315,00	3,36 3,40 3,45 3,53 3,61 3,68	15,46 17,30 19,10 22,68 26,20 29,65	
14	140	9 10 12	14,0 14,0 14,0	4,6 4,6 4,6	24,72 27,33 32,49	465,72 512,29 602,49	45,55 50,32 59,66	4,34 4,33 4,31	739,42 813,62 956,98	5,47 5,46 5,43	192,03 210,96 248,01	35,92 39,05 44,97	2,79 2,78 2,76	274,00 301,00 354,00	3,76 3,82 3,90	19,41 21,45 25,50	
16	160	10 11 12 14 16 18 20	16,0 16,0 16,0 16,0 16,0 16,0 16,0	5,3 5,3 5,3 5,3 5,3 5,3 5,3	31,43 34,42 37,39 43,57 49,07 54,79 60,40	774,24 844,21 912,89 1046,47 1175,19 1290,24 1418,85	66,19 72,44 78,62 90,77 102,64 114,24 125,60	4,96 4,95 4,94 4,92 4,89 4,87 4,85	1229,10 1340,06 1450,00 1662,13 1865,73 2061,03 2248,26	6,25 6,24 6,23 6,20 6,17 6,13 6,10	319,33 347,77 375,78 430,81 484,64 537,46 589,43	52,52 56,53 60,53 68,15 75,92 82,08 90,02	3,19 3,18 3,17 3,16 3,14 3,13 3,12	455,00 496,00 537,00 615,00 690,00 771,00 830,00	4,30 4,35 4,39 4,47 4,55 4,63 4,70	24,67 27,02 29,35 34,20 38,52 43,01 47,41	
18	180	11 12	16,0 16,0	5,3 5,3	38,80 42,19	1216,44 1316,62	92,47 100,41	5,60 5,59	1933,10 2092,78	7,06 7,04	499,78 540,45	72,86 78,15	3,59 3,58	716,00 776,00	4,85 4,89	30,47 33,12	
20	200	12 13 14 16 20 25 30	18,0 18,0 18,0 18,0 18,0 18,0 18,0	6,0 6,0 6,0 6,0 6,0 6,0 6,0	47,10 50,85 54,60 61,98 76,54 94,29 111,54	1822,78 1960,77 2097,00 2362,57 2871,47 3466,21 4019,60	124,61 134,44 144,17 163,37 200,37 245,59 288,57	6,22 6,21 6,20 6,17 6,12 6,06 6,00	2896,16 3116,18 3333,00 3755,39 4860,42 5494,04 6351,05	7,84 7,83 7,81 7,78 7,72 7,63 7,55	749,40 805,35 861,00 969,74 1181,92 1438,38 1698,16	98,68 105,07 111,50 123,77 146,62 172,68 193,06	3,99 3,98 3,97 3,96 3,93 3,91 3,89	1073,00 1156,00 1236,00 1393,00 1689,00 2028,00 2332,00	5,37 5,42 5,46 5,54 5,70 5,89 6,07	36,97 39,92 42,80 48,65 60,08 74,02 87,56	
22	220	14 16	21,0 21,0	7,0 7,0	60,38 68,58	2814,36 3175,44	175,18 198,71	6,83 6,80	4470,15 5045,37	8,60 8,58	1158,56 1305,52	138,62 153,34	4,38 4,36	1655,00 1869,00	5,91 6,02	47,40 53,83	
25	250	16 18 20 22 25 28 30 35	24,0 24,0 24,0 24,0 24,0 24,0 24,0 24,0	8,0 8,0 8,0 8,0 8,0 8,0 8,0 8,0	78,40 87,72 96,96 106,12 119,71 133,12 141,96 163,71	4717,10 5247,24 5764,87 6270,32 7006,39 7716,86 8176,82 9281,05	258,43 288,82 318,76 348,26 391,72 434,25 462,11 530,11	7,76 7,73 7,71 7,69 7,65 7,61 7,59 7,53	7492,10 8336,69 9159,73 9961,30 11125,52 12243,84 12964,66 14682,73	9,78 9,75 9,72 9,69 9,64 9,59 9,56 9,47	1942,09 2157,78 2370,01 2579,04 2887,26 3189,89 3388,98 3879,37	203,45 223,39 242,52 260,52 287,14 311,98 327,82 366,13	4,98 4,96 4,94 4,93 4,91 4,90 4,89 4,87	2775,00 3089,00 3395,00 3691,00 4119,00 4527,00 4788,00 5401,68	6,75 6,83 6,91 7,00 7,11 7,23 7,31 7,53	61,55 68,86 76,11 83,31 93,97 104,50 111,44 128,51	

Приложение 35

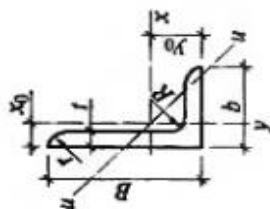
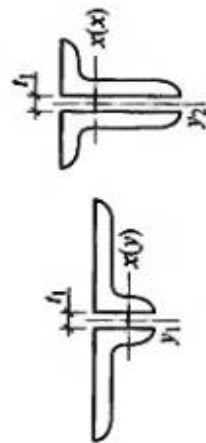
Уголки стальные горячекатаные равнополочные
по ГОСТ 8509-93. Сокращённый сортамент



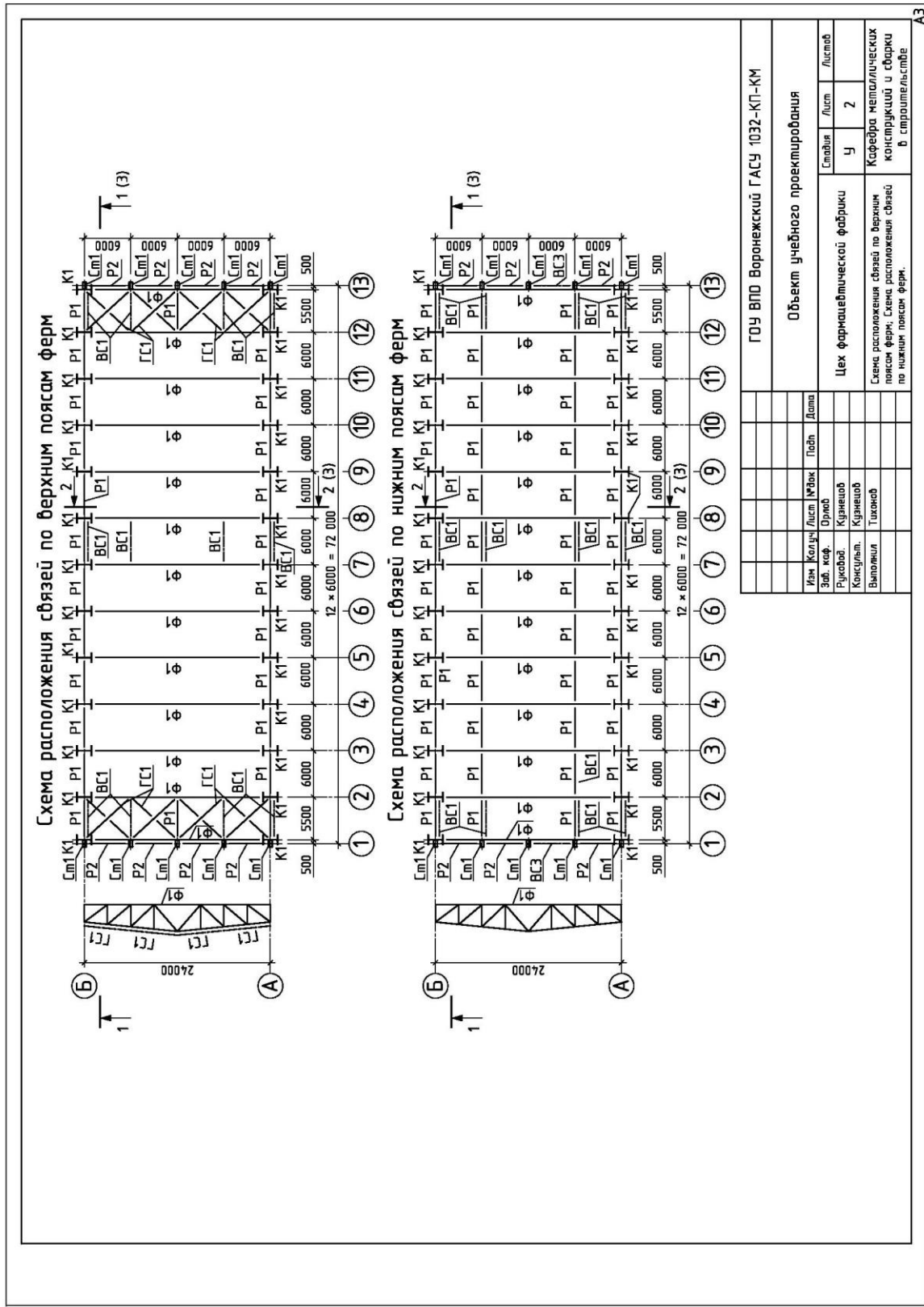
Размеры, мм					Пло- щадь сече- ния, см ²	Справочные величины для осей						Радиус инерции составного сечения при расстоянии t_1 , мм				Мас- са 1 м, кг
b	t	R	r	z_0		$x-x$		x_0-x_0		y_0-y_0		10	12	14	16	
						I_{xx} см ⁴	i_{xx} см	$I_{x_0x_0}$ см ⁴	$i_{x_0x_0}$ см	$I_{y_0y_0}$ см ⁴	$i_{y_0y_0}$ см					
50	5	5,5	1,8	14,2	4,88	11,2	1,53	17,8	1,92	4,63	0,98	2,45	2,53	2,61	2,69	3,77
63	5	7	2,3	17,4	6,13	23,2	1,94	36,6	2,44	9,52	1,25	2,96	3,01	3,11	3,19	4,81
70	5	8	2,7	19	6,86	31,9	2,16	50,7	2,72	13,2	1,39	3,22	3,3	3,38	3,46	5,38
75	6	9	3	20,5	8,78	46,6	2,3	73,9	2,9	19,3	1,48	3,44	3,51	3,59	3,67	6,89
80	6	9	3	21,9	9,38	57	2,47	90,4	3,11	23,5	1,58	3,65	3,72	3,8	3,88	7,36
90	6	10	3,3	24,3	10,6	82,1	2,78	130	3,5	34	1,79	4,03	4,11	4,18	4,25	8,33
90	7	10	3,3	24,7	12,3	94,3	2,77	150	3,49	38,9	1,78	4,06	4,13	4,21	4,29	9,64
100	7	12	4	27,1	13,8	131	3,08	207	3,88	54,2	1,98	4,44	4,52	4,59	4,67	10,8
100	8	12	4	27,5	15,6	147	3,07	233	3,87	60,9	1,98	4,47	4,54	4,61	4,68	12,2
110	8	12	4	30	17,2	198	3,39	315	4,28	81,8	2,19	4,87	4,94	5,01	5,08	13,5
125	8	14	4,6	33,6	19,7	294	3,87	467	4,87	122	2,49	5,46	5,53	5,6	5,67	15,5
125	9	14	4,6	34	22	327	3,86	520	4,86	135	2,48	5,48	5,55	5,63	5,71	17,3
140	9	14	4,6	37,8	24,7	466	4,34	739	5,47	192	2,79	6,09	6,16	6,23	6,3	19,4
140	10	14	4,6	38,2	27,3	512	4,33	814	5,46	211	2,78	6,11	6,18	6,25	6,32	21,5
160	10	16	5,3	43	31,4	774	4,96	1229	6,25	319	3,19	6,91	6,98	7,04	7,11	24,7
160	11	16	5,3	43,5	34,4	844	4,95	1340	6,24	348	3,18	6,93	7	7,07	7,14	27
160	16	16	5,3	45,5	49,1	1175	4,89	1866	6,17	485	3,14	7,03	7,1	7,17	7,24	38,5
180	11	16	5,3	48,5	38,8	1216	5,6	1933	7,06	500	3,59	7,74	7,81	7,88	7,97	30,5
180	12	16	5,3	48,9	42,2	1317	5,59	2093	7,04	540	3,58	7,76	7,83	7,9	7,98	33,1
200	12	18	6	53,7	47,1	1823	6,22	2896	7,84	749	3,99	8,55	8,62	8,69	8,76	37
200	14	18	6	54,6	54,6	2097	6,2	3333	7,81	861	3,97	8,6	8,67	8,74	8,81	42,8
200	16	18	6	55,4	62	2363	6,17	3755	7,78	970	3,96	8,64	8,71	8,77	8,87	48,7
220	16	21	7	60,2	68,6	3175	6,81	5045	8,58	1306	4,36	9,42	9,49	9,56	9,63	53,8
250	16	24	8	67,5	78,4	4717	7,76	7492	9,78	1942	4,98	10,6	10,7	10,8	10,9	61,5
250	20	24	8	69,1	97	5765	7,71	9160	9,72	2370	4,94	10,7	10,8	10,8	10,9	76,1

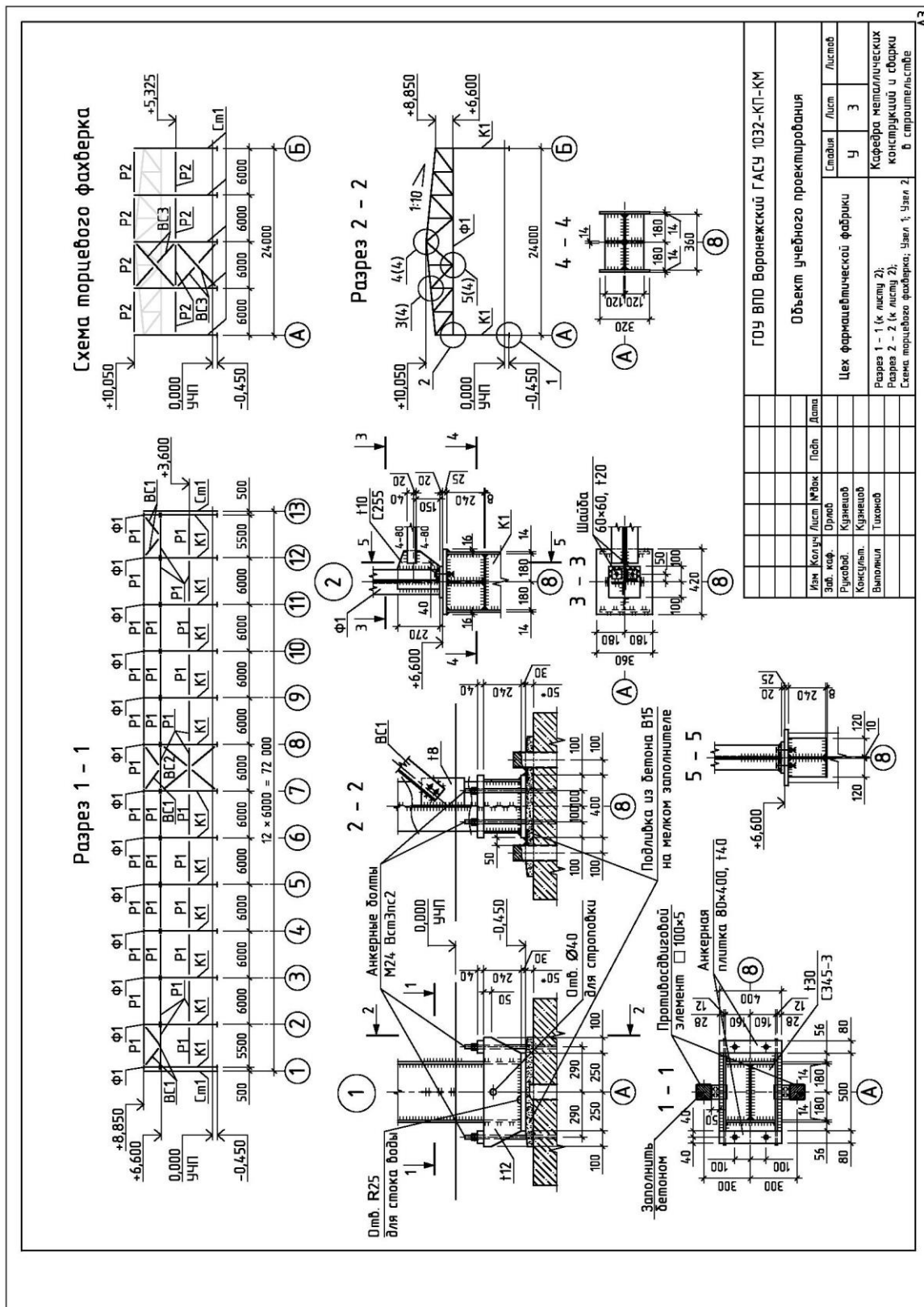
Приложение 36

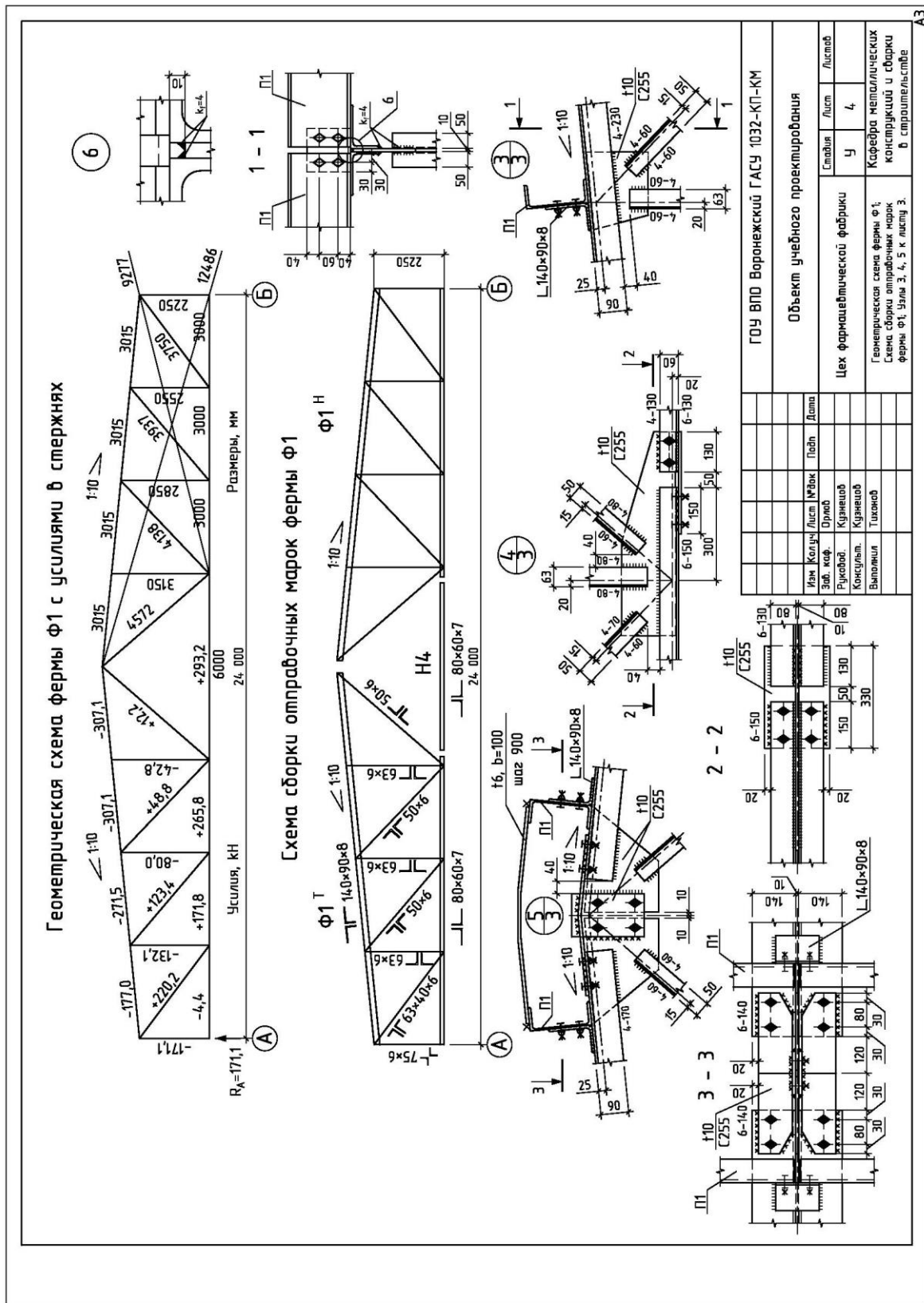
Уголки стальные горячекатаные неравнополочные по ГОСТ 8510-86. Сокращённый сортамент



Размеры, мм						Пло- щадь сече- ния, см ²	Мас- са 1 м, кг	Справочные величины для осей						Радиусы инерции составного сечения								Тангенс угла наклона оси u—u к оси y—y
B	b	t	R	r	x ₀			y ₀	x—x		y—y		u—u		i _{yx} , см	при расстоянии l ₁ , мм				i _{yz} , см		
									I _x , см ⁴	i _x , см	I _y , см ⁴	i _y , см	I _u , см ⁴	i _u , см		10	12	14	10		12	
75	50	5	8	2,7	1,17	2,39	6,11	4,79	34,8	2,39	12,5	1,43	7,24	1,09	3,75	3,82	3,9	2,19	2,27	2,35	0,436	
100	63	8	10	3,3	1,5	3,32	12,6	9,87	127	3,18	39,2	1,77	23,4	1,36	4,97	5,04	5,12	2,67	2,74	2,82	0,391	
125	80	8	11	3,7	1,84	4,05	16	12,5	256	4	81	2,28	48,8	1,75	6,05	6,13	6,21	3,26	3,34	3,41	0,406	
125	80	10	11	3,7	1,92	4,14	19,7	15,5	312	3,96	100	2,26	59,3	1,74	6,11	6,18	6,26	3,31	3,38	3,46	0,404	
140	90	8	12	4	2,03	4,49	18	14,1	364	4,49	120	2,58	70,3	1,98	6,71	6,78	6,86	3,61	3,68	3,75	0,411	
140	90	10	12	4	2,12	4,58	22,2	17,5	444	4,47	146	2,56	85,5	1,96	6,76	6,84	6,91	3,66	3,73	3,8	0,409	
160	100	10	13	4,3	2,28	5,23	25,3	19,8	667	5,13	204	2,84	121	2,19	7,69	7,76	7,84	3,97	4,04	4,11	0,39	
160	100	12	13	4,3	2,36	5,32	30	23,6	784	5,11	239	2,82	142	2,18	7,74	7,82	7,89	4,01	4,09	4,16	0,388	
180	110	10	14	4,7	2,44	5,88	28,3	22,2	952	5,8	276	3,12	165	2,42	8,61	8,69	8,77	4,28	4,35	4,42	0,375	
180	110	12	14	4,7	2,52	5,97	33,7	26,4	1123	5,77	324	3,1	194	2,4	8,66	8,74	8,81	4,32	4,39	4,47	0,374	
200	125	12	14	4,7	2,83	6,54	37,9	29,7	1568	6,43	482	3,57	285	2,74	9,53	9,6	9,68	4,88	4,95	5,02	0,392	
200	125	16	14	4,7	2,99	6,71	49,8	39,1	2026	6,38	617	3,52	367	2,72	9,62	9,7	9,77	4,95	5,02	5,1	0,391	







ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	3
1. Общие сведения о составе курсового проекта.....	4
1.1. Описание проектируемого здания.....	4
1.2. Задание на проектирование.....	5
2. Сбор нагрузок.....	8
2.1. Расчётная схема поперечной рамы каркаса.....	8
2.2. Сбор нагрузок на поперечную раму каркаса.....	9
2.2.1. Постоянные нагрузки.....	9
2.2.2. Временные нагрузки.....	10
3. Статический расчёт поперечной рамы каркаса.....	14
4. Расчёт колонны.....	15
4.1. Общие сведения.....	15
4.2. Расчётные длины колонны.....	16
4.3. Сочетания усилий в колоннах.....	18
4.4. Подбор сечения сплошной колонны.....	18
4.4.1. Расчёт колонны на общую устойчивость.....	18
4.4.2. Подбор сечения колонны.....	21
4.4.3. Проверка общей устойчивости колонны из плоскости действия момента.....	24
4.4.4. Проверка подобранного сечения по гибкости.....	26
4.4.5. Проверка местной устойчивости полки.....	26
4.4.6. Проверка местной устойчивости стенки.....	27
4.4.7. Постановка поперечных рёбер жёсткости.....	29
4.5. Расчёт колонны сквозного сечения.....	30
4.5.1. Подбор сечения ветвей.....	31
4.5.2. Проверка устойчивости ветви.....	33
4.5.3. Расчёт и конструирование соединительных элементов.....	35
4.5.4. Проверка устойчивости сквозной колонны как единого стержня.....	39
5. Расчёт и конструирование оголовка колонны.....	41
5.1. Общие сведения.....	41
5.2. Расчёт опорного ребра оголовка.....	43
5.3. Расчёт стенки колонны в пределах оголовка.....	46
5.4. Особенности расчёта и конструирования оголовка сквозной колонны...	46
6. Расчёт и конструирование базы колонны.....	48
6.1. Общие сведения о базах колонн.....	48
6.2. Определение размеров опорной плиты.....	49
6.3. Расчёт траверсы.....	54
6.4. Расчёт анкерных болтов.....	56
6.5. Расчёт анкерных плиток.....	58
6.6. Конструктивные особенности базы колонны.....	59
7. Расчёт и конструирование стропильной фермы.....	61
7.1. Общие сведения о стропильных фермах.....	61
7.2. Расчётные длины элементов стропильной фермы.....	61
7.3. Подбор сечений элементов стропильной фермы.....	64
7.3.1. Подбор сечения сжатых стержней.....	65
7.3.2. Подбор сечений растянутых стержней.....	67

7.4. Расчёт и конструирование узлов стропильной фермы.....	68
7.4.1. Общие положения конструирования узлов фермы.....	68
7.4.2. Расчёт узлов фермы.....	71
8. Продольные элементы каркаса	78
8.1. Общие сведения	78
8.2. Расчёт и конструирование прогонов.....	78
8.2.1. Конструктивные особенности прогонов.....	78
8.2.2. Расчёт прогонов как элементов, изгибаемых в одной плоскости.....	80
8.2.3. Расчёт прогонов как элементов, изгибаемых в двух плоскостях.....	82
8.2.4. Расчёт и конструирование опорного узла прогона.....	85
8.3. Связевые элементы.....	86
8.3.1. Назначение связевых элементов.....	86
8.3.2. Система связей покрытия.....	86
8.3.3. Связи по колоннам.....	88
8.3.4. Подбор сечений связевых элементов.....	90
Заключение.....	91
Библиографический список.....	92
Приложение 1. Единицы измерения физических величин и их соотношения	93
Приложение 2. Линейная интерполяция.....	94
Приложение 3. Состав кровли и постоянная нагрузка на покрытие.....	95
Приложение 4. Извлечение из таблицы 1 СП 17.13330.2011.....	97
Приложение 5. Извлечение из таблицы 1 СТО 0043-2005.....	98
Приложение 6. Извлечение из таблицы А1 СТО 0043-2005.....	99
Приложение 7. Извлечение из таблицы 51* СНиП II-23-81*.....	100
Приложение 8. Извлечение из таблицы 1* СНиП II-23-81*.....	101
Приложение 9. Извлечение из таблицы 3 СНиП II-23-81*.....	101
Приложение 10. Извлечение из таблицы 6* СНиП II-23-81*.....	102
Приложение 11. Извлечение из таблицы 10 СНиП II-23-81*.....	103
Приложение 12. Извлечение из таблицы 27 СНиП II-23-81*.....	104
Приложение 13. Извлечение из таблицы 38* СНиП II-23-81*.....	104
Приложение 14. Извлечение из таблицы 34* СНиП II-23-81*.....	105
Приложение 15. Извлечение из таблицы 55* СНиП II-23-81*.....	106
Приложение 16. Извлечение из таблицы 56* СНиП II-23-81*.....	107
Приложение 17. К назначению катета k_f углового сварного шва.....	107
Приложение 18. Извлечение из таблицы 39 СНиП II-23-81*.....	108
Приложение 19. Извлечение из таблицы 58* СНиП II-23-81*.....	109
Приложение 20. Извлечение из таблицы 59 СНиП II-23-81*.....	109
Приложение 21. Извлечение из таблицы 60* СНиП II-23-81*.....	110
Приложение 22. Извлечение из таблицы 62* СНиП II-23-81*.....	110
Приложение 23. Извлечение из таблицы 35* СНиП II-23-81*.....	111
Приложение 24. Извлечение из таблицы 73 СНиП II-23-81*.....	112
Приложение 25. Извлечение из таблицы 63 СНиП II-23-81*.....	113
Приложение 26. Извлечение из таблицы 42 СНиП II-23-81*.....	113
Приложение 27. Извлечение из таблицы 72 СНиП II-23-81*.....	114
Приложение 28. Извлечение из таблицы 74 СНиП II-23-81*.....	115
Приложение 29. Извлечение из таблицы 75 СНиП II-23-81*.....	117
Приложение 30. Извлечение из приложения 7* СНиП II-23-81*.....	119

Приложение 31. Извлечение из ГОСТ 82-70* Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент	120
Приложение 32. Извлечение из СТО АСЧМ 20-93 Двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент...	120
Приложение 33. Извлечение из ГОСТ 8240-97 Швеллеры с параллельными гранями полок. Сортамент.....	124
Приложение 34. Извлечение из ГОСТ 8509-93 Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент.....	125
Приложение 35. Извлечение из ГОСТ 8509-93 Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сокращённый сортамент. .	128
Приложение 36. Извлечение из ГОСТ 8510-86 Уголки стальные горячекатаные неравнополочные. Сокращённый сортамент..	129
Приложение 37. Графическая часть курсового проекта.....	130

Учебное издание

**Беляева Светлана Юрьевна
Кузнецов Дмитрий Николаевич**

**РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА
ОДНОПРОЛЁТНОГО ЗДАНИЯ**

*Учебно-методическое пособие
к выполнению курсового проекта
по металлическим конструкциям для студентов,
обучающихся по направлению подготовки бакалавров 08.03.01 «Строительство»*

Редактор Акритова Е.В.

Подписано в печать 15.04.2015 г. Формат 60×84 1/16 Уч.-изд. л. 8,6. Усл.-печ. л. 8,7.
Бумага писчая. Тираж 150 экз. Заказ № 153.

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии
издательства учебной литературы и учебно-методических пособий
Воронежского ГАСУ
394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84