

Министерство образования и науки Российской Федерации
ГОУ ВПО «Тамбовский государственный технический университет»

О.В. УМНОВА, О.В. ЕВДОКИМЦЕВ

СТАЛЬНОЙ КАРКАС ЗДАНИЯ ПАВИЛЬОННОГО ТИПА

*Утверждено Учёным советом университета
в качестве учебного пособия*



Тамбов
Издательство ТГТУ
2008

УДК 624.014.2(075)
ББК Н549
У545

Рецензенты:

Доктор технических наук, профессор ТГТУ
В.И. Леденёв

Генеральный директор ООО ФСК «Тамбоврегионстрой»
В.И. Скрылев

Умнова, О.В.

У545 Стальной каркас здания павильонного типа : учебное пособие / О.В. Умнова, О.В. Евдокимцев. – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2008. – 160 с. – 100 экз. – ISBN 978-5-8265-0736-0.

Содержатся рекомендации по проектированию стальных конструкций однопролётного одноэтажного здания павильонного типа с плоскими несущими конструкциями покрытия. Излагаются методики и примеры расчёта стальных ферм с параллельными поясами из парных уголков и гнутосварных профилей типа «Молодечно», сплошных прокатных и сварных составных колонн.

Предназначено для использования в курсовом и дипломном проектировании при расчётах конструкций зданий павильонного типа студентами специальностей «Городское строительство и хозяйство», «Промышленное и гражданское строительство», «Архитектура».

УДК 624.014.2(075)

ББК Н549

ISBN 978-5-8265-0736-0 © ГОУ ВПО «Тамбовский государственный технический университет» (ТГТУ), 2008

Учебное издание

УМНОВА Ольга Владимировна,
ЕВДОКИМЦЕВ Олег Владимирович

СТАЛЬНОЙ КАРКАС ЗДАНИЯ ПАВИЛЬОННОГО ТИПА

Учебное пособие

Редактор Т.М. Г л и н к и н а
Инженер по компьютерному макетированию Т.Ю. З о т о в а

Подписано в печать 29.10.2008
Формат 60 × 84 / 16. 9,30 усл. печ. л. Тираж 100 экз. Заказ № 473

Издательско-полиграфический центр ТГТУ
392000, Тамбов, Советская, 106, к. 14

ВВЕДЕНИЕ

Курсовое проектирование является важным этапом изучения специальных дисциплин. Качественному выполнению проектирования будет способствовать методическая литература, содержащая основные этапы проектирования и числовые примеры в наиболее сложных для усвоения частях проекта.

Пособие предназначено для помощи студенту в выполнении курсовой работы на тему «Стальной каркас здания павильонного типа» по дисциплине «Конструкции городских сооружений и зданий» специальности 270105 «Городское строительство и хозяйство».

Пособие может быть использовано в курсовом и дипломном проектировании при расчётах конструкций подобных зданий студентами специальностей «Промышленное и гражданское строительство» и «Архитектура».

В учебном пособии изложены основные положения и приведены примеры расчета стальных конструкций зданий павильонного типа с плоскими несущими конструкциями покрытия в соответствии с действующими нормами проектирования. Учебное пособие состоит из 5 разделов и 13 приложений.

В первом разделе дан состав курсовой работы.

Во втором разделе подробно рассматриваются вопросы компоновки одноэтажной однопролётной поперечной рамы бескранового здания с плоскими несущими конструкциями покрытия в виде ферм.

В третьем разделе подробно рассматриваются вопросы статического расчёта поперечной рамы для определения расчётных усилий в наиболее нагруженных сечениях элементов рамы.

В четвертом разделе излагаются вопросы проектирования и расчёта стальных ферм с параллельными поясами из уголков и гнутосварных профилей типа «Молодечно», а также узловых сопряжений фермы с колонной.

В пятом разделе рассматриваются вопросы проектирования и расчёта сплошных колонн постоянного по высоте сечения.

В каждом разделе излагаются методы расчёта, конструктивные требования, приводятся примеры расчёта.

В приложениях приведены справочные данные, необходимые для проектирования стальных конструкций.

1. СОСТАВ КУРСОВОЙ РАБОТЫ

1.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Курсовая работа выполняется после освоения студентами соответствующего теоретического материала по рекомендуемым учебникам и главам СНиП.

Содержанием курсовой работы является проектирование стальных конструкций каркаса одноэтажного однопролётного здания. Назначение здания отвечает типам зданий, применяемым в городском строительстве, и устанавливается студентом самостоятельно (например, здание выставочного зала, спортивно-оздоровительного комплекса, рынка, магазина и т.п.).

1.2. ЗАДАНИЕ

Скомпоновать конструктивную схему стального каркаса одноэтажного однопролётного здания павильонного типа. Подобрать профиль для прогонов. Определить усилия в поперечной раме каркаса. Сконструировать и рассчитать колонну, стропильную ферму и узлы сопряжения основных элементов рамы каркаса.

Исходные данные

1. Пролет здания $L = \underline{\hspace{1cm}}$ м
2. Высота помещения от пола до низа ригеля $H = \underline{\hspace{1cm}}$ м
3. Продольный шаг колонн $B = \underline{\hspace{1cm}}$ м
4. Длина здания $L_{зд} = 7B$ $L_{зд} = \underline{\hspace{1cm}}$ м
5. Район строительства
6. Температура наиболее холодной пятидневки $t = \underline{\hspace{1cm}}$ °С
7. Среднемесячная температура в январе $t = \underline{\hspace{1cm}}$ °С
8. Расчётное значение снеговой нагрузки $s_g = \underline{\hspace{1cm}}$ кН/м²
9. Нормативное значение ветрового давления $w_0 = \underline{\hspace{1cm}}$ кН/м²
10. Толщина теплоизоляционного слоя из минераловатных плит повышенной жёсткости в покрытии здания $d = \underline{\hspace{1cm}}$ мм
11. Дополнительные указания

Исходные данные к курсовой работе студент принимает по двухзначному номеру задания, который выдает преподаватель (табл. 1 и 2).

1.3. СОСТАВ, ОФОРМЛЕНИЕ, ПОРЯДОК ВЫПОЛНЕНИЯ И ЗАЩИТА КУРСОВОЙ РАБОТЫ

Курсовая работа состоит из пояснительной записки и графической части, которые оформляются в соответствии с требованиями ЕСКД, СПДС и стандарта предприятия, принятого в ТГТУ.

1. Задание к курсовой работе

Предпоследняя цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	$\frac{18}{6,0}$	$\frac{24}{6,6}$	$\frac{30}{7,2}$	$\frac{36}{7,8}$	$\frac{18}{8,4}$	$\frac{24}{9,0}$	$\frac{30}{6,0}$	$\frac{36}{6,6}$	$\frac{18}{7,2}$	$\frac{24}{7,8}$
2	$\frac{24}{8,4}$	$\frac{30}{9,0}$	$\frac{36}{6,0}$	$\frac{18}{6,6}$	$\frac{24}{7,2}$	$\frac{30}{7,8}$	$\frac{36}{8,4}$	$\frac{18}{9,0}$	$\frac{24}{6,0}$	$\frac{30}{6,6}$
3	$\frac{30}{6,0}$	$\frac{36}{6,6}$	$\frac{18}{7,2}$	$\frac{24}{7,8}$	$\frac{30}{9,0}$	$\frac{36}{7,8}$	$\frac{18}{8,4}$	$\frac{24}{9,0}$	$\frac{30}{8,4}$	$\frac{36}{7,2}$
4	$\frac{36}{7,8}$	$\frac{18}{6,6}$	$\frac{24}{7,2}$	$\frac{30}{7,8}$	$\frac{36}{8,4}$	$\frac{18}{9,0}$	$\frac{24}{6,0}$	$\frac{30}{6,6}$	$\frac{36}{9,0}$	$\frac{18}{6,0}$
5	$\frac{18}{8,4}$	$\frac{24}{7,2}$	$\frac{30}{7,8}$	$\frac{36}{8,4}$	$\frac{18}{9,0}$	$\frac{24}{6,0}$	$\frac{30}{6,6}$	$\frac{36}{9,0}$	$\frac{18}{6,0}$	$\frac{24}{6,6}$
6	$\frac{24}{7,2}$	$\frac{30}{7,8}$	$\frac{36}{8,4}$	$\frac{18}{9,0}$	$\frac{24}{6,0}$	$\frac{30}{6,6}$	$\frac{36}{9,0}$	$\frac{18}{7,8}$	$\frac{24}{8,4}$	$\frac{30}{9,0}$
7	$\frac{30}{6,6}$	$\frac{36}{7,2}$	$\frac{18}{7,8}$	$\frac{24}{8,4}$	$\frac{30}{9,0}$	$\frac{36}{6,0}$	$\frac{18}{6,6}$	$\frac{24}{7,2}$	$\frac{30}{7,8}$	$\frac{36}{6,0}$
8	$\frac{36}{7,2}$	$\frac{18}{7,8}$	$\frac{24}{8,4}$	$\frac{30}{9,0}$	$\frac{36}{6,0}$	$\frac{18}{6,6}$	$\frac{24}{7,2}$	$\frac{30}{8,4}$	$\frac{36}{9,0}$	$\frac{18}{6,0}$
9	$\frac{18}{6,6}$	$\frac{24}{7,2}$	$\frac{30}{7,8}$	$\frac{36}{9,0}$	$\frac{18}{7,8}$	$\frac{24}{8,4}$	$\frac{30}{9,0}$	$\frac{36}{8,4}$	$\frac{18}{7,2}$	$\frac{24}{6,6}$
0	$\frac{24}{6,0}$	$\frac{30}{6,6}$	$\frac{36}{9,0}$	$\frac{18}{7,8}$	$\frac{24}{8,4}$	$\frac{30}{9,0}$	$\frac{36}{7,2}$	$\frac{18}{7,8}$	$\frac{24}{8,4}$	$\frac{30}{9,0}$
Продольный шаг колонн B , м	6,0	7,5	9,0	6,0	7,5	9,0	6,0	7,5	9,0	7,5

Примечание.

1. В числителе дроби указана величина пролета здания в продольных координационных осях L , м; в знаменателе – высота от пола до низа ригеля (стропильной фермы) H , м.

2. Продольный шаг колонн принимать по последней цифре шифра.

Пояснительная записка должна содержать:

- титульный лист;
- задание с исходными данными к курсовой работе;
- содержание;
- разделы:
- Введение;
- 1. Компоновка каркаса здания;
- 2. Определение усилий в поперечной раме;
- 3. Расчёт стропильной фермы;
- 4. Расчёт колонны;
- Список использованной литературы;
- Приложения (при необходимости).

Пояснительная записка выполняется в печатном или в рукописном варианте на листах бумаги формата А4 в соответствии с требованиями стандарта предприятия.

2. Характеристики района строительства

Предпоследняя цифра шифра	Район строительства	Расчётное значение снеговой нагрузки s_g , кН/м ²	Нормативное значение ветрового давления w_0 , кН/м ²	Средняя скорость ветра за зимний период, м/с	Средняя температура наиболее холодной пятидневки/среднемесячная в январе, °С	Толщина теплоизоляционного слоя из минераловатных плит повышенной жесткости, мм
1	Архангельск	2,4	0,3	5	-31/-12	250
2	Астрахань	0,8	0,38	5	-23/-7	190
3	Брянск	1,8	0,23	4	-26/-9	210
4	Вологда	2,4	0,23	5	-31/-12	240
5	Краснодар	1,2	0,48	5	-19/-2	170

6	Красноярск	1,8	0,38	3	-39/-18	300
7	Пермь	3,2	0,3	4	-38/-15	280
8	Тамбов	1,8	0,3	5	-28/-11	220
9	Томск	2,4	0,38	4	-40/-19	330
0	Челябинск	1,8	0,3	3	-34/-16	270

Задание на проектирование выполняется на отдельной странице записки в соответствии с шифром, выданным преподавателем.

Текст записки должен быть написан разборчиво и содержать необходимые масштабные схемы, узлы, сечения. Результаты расчётов при необходимости можно заносить в таблицы. Записка должна иметь сквозную нумерацию и сброшюрована в обложке.

Графическая часть курсовой работы выполняется на одном листе формата А1. Содержание листа:

1. Схема поперечной рамы каркаса (с размерами), М 1:200; 1:400.
2. Схема связей по колоннам, М 1:200; 1:400.
3. Схема связей покрытия, М 1:200; 1:400.
4. Геометрическая схема фермы с указанием генеральных размеров, длин элементов и усилий в них, М 1:200; 1:250.
5. Чертёж отправочного элемента фермы с указанием размеров, длин и катетов сварных швов, М 1:20; 1:25; 1:50. Сетка осей центров тяжести элементов фермы может выполняться в масштабе в два раза меньшем, чем толщины элементов.
6. Чертёж колонны в сопряжении с фермой и базой с указанием размеров и основных отметок по высоте, М 1:20; 1:25; 1:50.
7. Сечение колонны, М 1:10; 1:20.
8. Чертёж базы колонны (в 3-х видах), М 1:10; 1:20; 1:25.
9. Чертёж оголовка колонны с опорной стойкой и узлами (верхним и нижним) примыкания к ней фермы (в 2-х видах), М 1:10; 1:20; 1:25.
10. Чертежи узлов фермы (промежуточных нижнего и верхнего, а также монтажных верхнего и нижнего) в 2-х видах каждый, М 1:10; 1:20; 1:25.
11. Спецификация металла на отправочные элементы.
12. Таблица отправочных марок.
13. Примечания.

ПРИМЕР И СХЕМА ОФОРМЛЕНИЯ ГРАФИЧЕСКОГО МАТЕРИАЛА ПОКАЗАНЫ В П13.

Порядок выполнения курсовой работы

1. Разместить колонны в плане (привязка к продольным и поперечным осям). Поставить связи по покрытию: по верхним и нижним поясам ферм с указанием в неизменяемых блоках вертикальных связевых ферм; размещение температурных швов (если есть). Поставить связи по колоннам.

2. Скомпоновать поперечную раму здания павильонного типа: назначить горизонтальные и вертикальные размеры поперечной рамы, решить узловые сопряжения ригеля с колонной и колонны с фундаментом.

3. Собрать нагрузки на поперечную раму: постоянные (от собственного веса кровли, связей, ферм, колонн, стенового (навесного ограждения); временные – от снега, от ветра.

4. Выполнить статический расчёт поперечной рамы. На основании статического расчёта составить основные сочетания нагрузок и усилий по двум характерным сечениям колонны. Выбрать наиболее неблагоприятные: для расчёта и проектирования колонны, её базы, подбора сечения анкерных болтов; рамное усилие в верхней части колонны для расчёта фермы.

5. Назначить тип решетки в ферме (если он не указан в задании на проектирование), тем самым определить расстояния между узлами фермы по верхнему и нижнему поясам, не забывая о привязке фермы к продольным разбивочным осям (желательна типовая привязка – 200 мм). Разбить ферму на отправочные марки (2 или 3), длина отправочной марки не должна превышать 18 м.

6. Подготовить данные для статического расчёта фермы. Действующие нагрузки на ферму привести к узловым и выполнить статический расчёт. По результатам статического расчёта фермы определить расчётные усилия в элементах фермы.

7. Выполнить подбор сечения элементов фермы как центрально-сжатых или центрально-растянутых, стремясь при этом к минимальному количеству типоразмеров сечений элементов фермы, но не увеличивая при этом сильно ее массу (оптимально использовать не более 3-х типоразмеров для поясов фермы и не более 5-ти – для решётки).

8. Законструировать и рассчитать узлы фермы: опорные (верхнего и нижнего пояса), узлы изменения сечения нижнего и верхнего поясов, промежуточные узлы, монтажные узлы.

9. Подобрать сечение колонны в виде прокатного или сварного двутавра.

10. Законструировать и рассчитать базу и оголовки колонны.

11. Разработать графическую часть проекта. Объём графической части проекта – 1 лист формата А1.

Выполненная курсовая работа рецензируется преподавателем, при необходимости дорабатывается в соответствии с замечаниями и защищается.

При защите курсовой работы студент обосновывает принятые решения, конструктивные особенности и выполненные расчёты элементов каркаса здания, отвечает на заданные вопросы в объёме выполненных разработок.

2. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА

2.1. РАЗМЕЩЕНИЕ КОЛОНН В ПЛАНЕ

Проектирование каркаса здания начинают с выбора конструктивной схемы и её компоновки. Наибольшее распространение в одноэтажных зданиях получила каркасная рамно-связевая схема. Конструкции каркаса разделяют на две системы – поперечную, называемую обычно рамой, и продольную. К поперечной раме относятся связанные между собой в единую систему ригели покрытия (стропильные фермы) и колонны, а к продольным конструкциям – продольные вертикальные связи по колоннам, обеспечивающие устойчивость каркаса в продольном направлении. Для гражданских зданий характерна шарнирная схема поперечной рамы – ригели соединяются с колоннами шарнирно, а колонны соединяются с фундаментами жёстко.

Основные параметры здания – пролёт, высоту, длину назначают в соответствии с эксплуатационными и архитектурными требованиями. Эксплуатационные требования, отражающие прежде всего технологический процесс, формулируют в технологическом задании. Проектировщик на основе технологического задания определяет требуемую площадь и форму здания в плане с габаритными размерами по длине и ширине; уточняет эти размеры с учётом модульности и принятой схемы разрезки на температурные блоки; устанавливает размеры пролётов, шаг колонн, привязку к разбивочным осям.

Одноэтажные здания следует проектировать с параллельно расположенными равными пролётами одинаковой высоты. Пролёт, высота помещений и шаг колонн принимаются в соответствии с требованиями унификации стальных конструкций. Пролёт от 18 м и более назначают кратным 6 м; высоту помещений от 4,8 м и более – кратной 0,6 м; шаг колонн по крайним и средним модульным разбивочным осям от 6 м и более – кратным 6 м. Возможно применение пролётов кратных 3 м (15, 21, 27, 33) а также неунифицированных пролётов при индивидуальном проектировании. Если шаг колонн превышает шаг ферм, то устанавливают подстропильные фермы, на которые опирают стропильные фермы покрытия.

При больших размерах здания в плане в элементах каркаса могут возникать большие дополнительные деформации от изменения температуры. Для предупреждения дополнительных напряжений здание разрезают на отдельные блоки поперечными и продольными температурными швами. Расстояния l между температурными швами стальных каркасов одноэтажных зданий и сооружений, как правило, не должны превышать наибольших значений $l_{\text{ш}}$, принимаемых по табл. 3. Поперечный температурный шов устраивается установкой двух не связанных между собой поперечных рам, смещённых с разбивочной оси на 500 мм в каждую сторону. Продольные швы расчленяют на температурные отсеки многопролётные здания путём установки дополнительных колонн.

Привязка колонн крайних рядов бескрановых зданий к продольным разбивочным осям – «нулевая», т.е. наружные грани колонн совмещают с продольными разбивочными осями. Геометрические оси сечений колонн, за исключением колонн в торцах здания и колонн, примыкающих к температурным швам, совмещают с поперечными разбивочными осями. Геометрические оси колонн крайних и средних рядов в торцах здания смещают с поперечных разбивочных осей внутрь здания на 500 мм либо на больший размер кратный 250 мм. Колонны средних рядов, за исключением колонн, примыкающих к продольному температурному шву, располагают так, чтобы оси сечения колонн совпадали с поперечными и продольными разбивочными осями.

Размещение колонн каркаса при выполнении курсового проекта производится в соответствии с исходными данными. Схема размещения колонн и их привязка к продольным и поперечным разбивочным осям показана на рис. 1.

3. Предельные размеры температурных блоков

Характеристика		Наибольшее расстояние $l_{\text{ш}}$, м, между температурными швами для районов со средней месячной температурой воздуха, °С, в январе ¹			
		От +5 до 0	От –5 до –10	От –15 до –30	От –35 до –50
Здания и сооружения	Направления				
	Вдоль блока	350	280	230	160
Отапливаемое здание	Вдоль блока	350	280	230	160
	Поперёк блока	230	180	150	110
Неотапливаемое здание	Вдоль блока	300	240	200	140
	Поперёк блока	180	150	120	90
Горячий цех	Вдоль блока	230	180	150	110
	Поперёк блока	140	120	100	75

¹ Районирование принимают по карте 5 приложения 5 к СНиП 2.01.07–85*.

2.2. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

При компоновке поперечной рамы устанавливают основные габаритные размеры элементов конструкций. Размеры по вертикали привязывают к нулевой отметке, соответствующей уровню пола. Размеры по горизонтали привязывают к продольным осям здания.

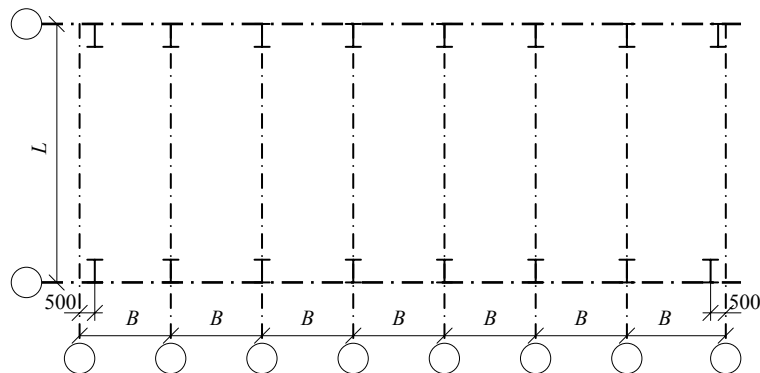


Рис. 1. Размещение колонн однопролётного здания

Полезную высоту здания H_0 назначают в соответствии с технологическим заданием.

При шарнирном сопряжении ригель может опираться на колонну сверху или примыкать к ней сбоку. В первом случае участок в пределах высоты опорной части ригеля обычно оформляют в виде отдельного отправочного элемента – надколонника (рис. 2). Длину этого элемента принимают равной высоте фермы на опоре. При компоновке поперечной рамы можно ориентироваться на типовые серии стропильных ферм с параллельными поясами, в которых высота на опоре принята равной 3150 мм. Для ферм из парных уголков с пролётами 18 и 24 м принята пониженная высота – 2250 мм (эти фермы применяют только при покрытиях из стальных профилированных настилов), для ферм типа «Молодечно» – 2000 мм.

Общую высоту колонны определяют по формулам:

- при передаче нагрузки в уровне нижнего пояса фермы (рис. 2, а)

$$H = H_0 + H_b ;$$

- при передаче нагрузки в уровне верхнего пояса фермы (рис. 2, б)

$$H = H_0 + H_b + h_{ro} ,$$

где H_b – заглубление опорной плиты базы колонны ниже нулевой отметки фермы, h_{ro} – высота фермы на опоре.

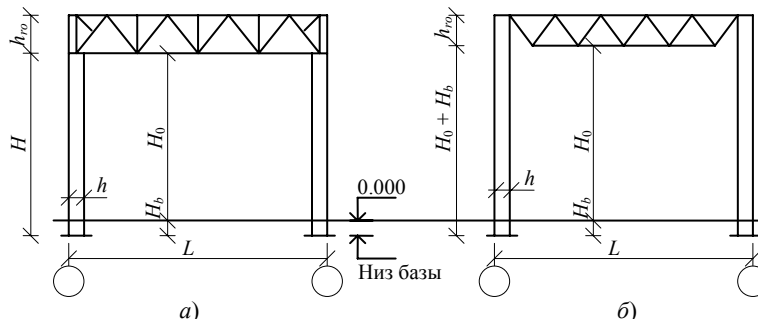


Рис. 2. Схема поперечной рамы при опирании фермы в уровне верхнего (а) и нижнего (б) поясов

Если предполагается выполнить базу колонны без траверсы, то можно принять $H_b = 150...200$ мм, в базах с траверсами – $H_b = 400...600$ мм. Окончательно данный размер устанавливается после расчёта базы колонны и принимается таким, чтобы верх базы не доходил до уровня чистого пола на 50...100 мм.

Высоту поперечного сечения колонны назначают из условия жёсткости, ориентировочно принимая $h = (1/20...1/30)H$.

2.3. СВЯЗИ

Для обеспечения неизменяемости пространственной системы каркаса и устойчивости его сжатых элементов, восприятия и передачи на фундаменты нагрузок, действующих в продольном направлении, предусматривается система связей. Различают связи между колоннами и связи между фермами (связи по покрытию).

В каждом температурном блоке здания предусматривают самостоятельную систему связей.

Связи между колоннами обеспечивают геометрическую неизменяемость каркаса в продольном направлении, устойчивость колонн из плоскости рамы, воспринимают и передают на фундаменты горизонтальные продольные нагрузки. Они представляют собой систему распорок и жестких дисков (связевых блоков). В пределах температурного блока должно быть не менее одного жёсткого диска по каждому ряду колонн. При небольшой длине здания (температурного блока) связевые блоки ставятся в середине температурного блока (рис. 3). При большой длине здания (температурного блока) необходима установка двух связевых блоков. Колонны каркаса прикрепляются к связевому блоку с помощью распорок,

устанавливаемых между нижними частями опорных стоек стропильных ферм. Для уменьшения расчётной длины колонны из плоскости рамы между колоннами устанавливают дополнительные распорки, закреплённые в связевом блоке.

Вертикальные связи, установленные между колоннами в пределах высоты h_1 (рис. 3) вдоль температурного блока, должны удовлетворять следующим требованиям:

- расстояние от торца блока до оси ближайшей связи не должно превышать $0,5l_u k_1$;
- расстояние между осями крайних связей при их установке в нескольких местах не должно превышать $0,3l_u k_1$ (здесь l_u – наибольшая длина вдоль блока (табл. 3), $k_1 = h_1/h_n \leq 1,5$, где h_1 – высота, м, колонн в плоскости продольных конструкций каркаса (вдоль блока), равная расстоянию от верха фундамента до уровня опирания несущей конструкции покрытия $h_n = 12$ м).

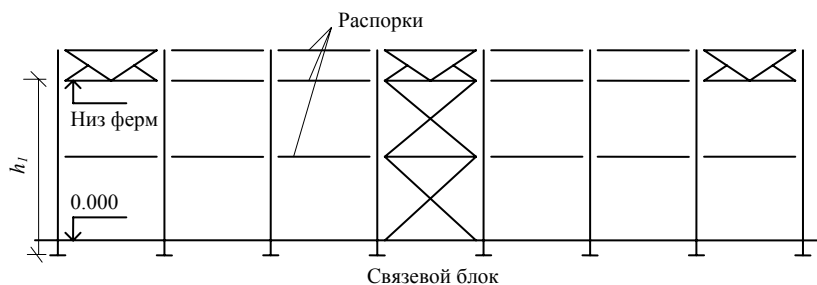


Рис. 3. Схема связей между колоннами

Связи между фермами, создавая общую пространственную жёсткость каркаса, обеспечивают заданную геометрию конструкций покрытия и удобство монтажа, обеспечивают устойчивость сжатых элементов ригеля (фермы) из плоскости, восприятие и передачу на колонны некоторых нагрузок.

Система связей покрытия состоит из горизонтальных и вертикальных связей. Поперечные горизонтальные связевые фермы предусматривают в уровне верхнего или (и) нижнего пояса стропильных ферм в каждом пролёте здания по торцам температурных блоков (рис. 4). При длине температурного блока более 144 м предусматривают промежуточные поперечные горизонтальные связи.

Стропильные фермы, не примыкающие непосредственно к поперечным связям, раскрепляют в плоскости расположения этих связей распорками и растяжками.

В местах расположения поперечных связевых ферм предусматривают вертикальные связи между стропильными фермами, устанавливаемые в плоскостях опорных и некоторых других стоек ферм через 12 – 15 м. Вертикальные связи изготавливают обычно в виде небольших ферм с параллельными поясами и треугольной решёткой.

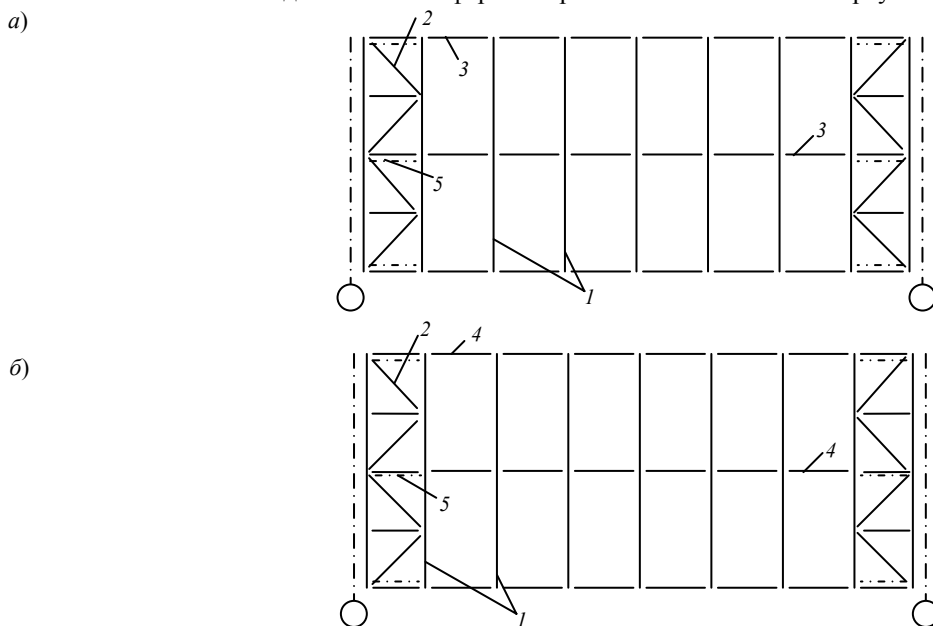


Рис. 4. Схема связей по верхним (а) и нижним (б) поясам ферм:

- 1 – стропильная ферма; 2 – поперечная связевая ферма;
3 – распорка; 4 – растяжка; 5 – вертикальная связевая ферма

При наличии жёсткого диска кровли в уровне верхних поясов предусматривают инвентарные съёмные связи для выверки конструкций и обеспечения их устойчивости в процессе монтажа.

В покрытиях зданий и сооружений, эксплуатируемых в районах с расчётными температурами ниже -45 °С, как правило, предусматривают (дополнительно к обычно применяемым) вертикальные связи посередине каждого пролёта вдоль всего здания.

2.4. КОМПОНОВКА КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ

Покрытие здания состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (прогонов, ферм) и связей. Покрытие устраивают с применением прогонов или без них. В первом случае по стропильным фермам устанавливают прогоны с шагом 1,5...4 м, на которые укладывают мелкогабаритные кровельные плиты или сплошной настил. Во вто-

ром случае непосредственно укладывают крупногабаритные плиты или панели шириной 1 – 3 м и длиной 6 или 12 м, совмещающие функции несущих и ограждающих конструкций. При шаге ферм до 6 м возможна укладка непосредственно по фермам профилированного настила.

Выбор конструкции кровли производится с учётом технологических и экономических факторов. В зависимости от принятого типа кровли определяют необходимый уклон покрытия для обеспечения водоотвода. При самозалечивающихся кровлях с гравийной защитой принимается уклон 1,5 – 2,5 %; при кровлях из рулонных материалов без защиты – 1/8 – 1/12; при использовании в качестве верхнего слоя профилированного листа – более 1/8; при кровлях, не обеспечивающих герметизацию покрытия – 1/4 – 1/6.

Кровли послойной сборки устраиваются в покрытиях с прогоном компоновкой при шаге прогонов 1,5...4 м, в беспрогонных покрытиях – с фермами типа «Молодечно», устанавливаемыми с шагом 4 м. При использовании 114-миллиметрового настила шаг несущих конструкций может быть увеличен до 6 м. Настил крепят к прогонам (фермам) самонарезающими болтами через волну. Между собой по длине настил соединяют комбинированными заклепками с шагом 500 мм. Далее послойно укладываются пароизоляция, плитный легкий утеплитель и гидроизоляционный ковер (рис. 5, а).

Двухслойные безрёберные панели укладываются по прогонам с шагом 3 м. Панель (рис. 5, б) состоит из несущего стального профилированного листа, теплоизоляционного слоя и приформованного слоя гидроизоляции. После монтажа панелей и заделки стыков производится устройство мягкой кровли. Панели выпускаются длиной 6 и 9 м и предназначены для покрытий с уклоном 1,5 %.

Беспрогонные покрытия. Для покрытий широко применяют крупногабаритные железобетонные плиты шириной 3 м и длиной 6 и 12 м. Плиты укладывают продольными рёбрами непосредственно на верхние пояса стропильных ферм и приваривают к ним минимум по трем углам. При шаге несущих конструкций 6 м и более нашли применение металлические ребристые панели, выполняемые на основе профилированного листа, подкреплённого продольными и поперечными рёбрами из прокатных или гнутых профилей (рис. 5, в). Такие панели могут поставляться с утеплителем и защитным гидроизоляционным слоем.

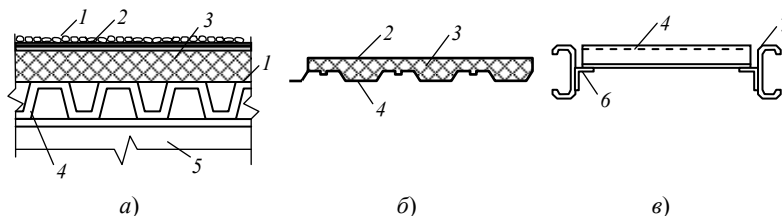


Рис. 5. Кровельные покрытия на основе профилированного листа:
 а – послойной сборки; б – двухслойная панель; в – каркас ребристой панели;
 1 – защитный слой из гравия; 2 – гидроизоляционный ковер; 3 – утеплитель;
 4 – профилированный настил; 5 – прогон; 6 – опорный уголок;
 7 – продольное ребро

3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

3.1. РАСЧЁТНАЯ СХЕМА РАМЫ

Пространственная конструкция каркаса одноэтажного здания при замене её расчётными схемами расчленяется на плоские системы (поперечные рамы и продольные конструкции), что приводит к незначительным погрешностям в определении усилий.

Ферму при малоуклонном верхнем поясе (до 1/8) в расчётной схеме поперечной рамы заменяют эквивалентным по жесткости прямолинейным стержнем, располагая его по оси нижнего пояса, если опорный раскос фермы восходящий (рис. 2, а) или по оси верхнего пояса при нисходящем опорном раскосе (рис. 2, б). Оси стержней, заменяющих колонны, проходят через центры тяжести поперечных сечений последних. Сопряжения ригелей с колоннами и колонн с фундаментами принимают либо шарнирными, либо жёсткими в зависимости от конструктивного решения (рис. 6). В курсовом проекте рекомендуется принимать шарнирное сопряжение ригелей с колоннами и жёсткое колонн с фундаментами (рис. 6, а).

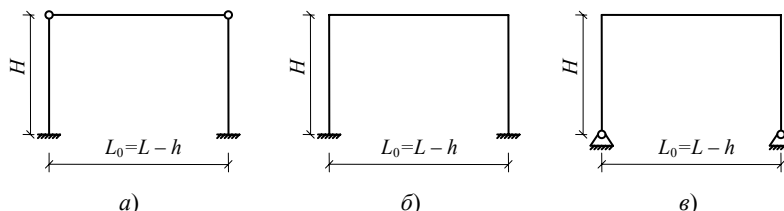


Рис. 6. Расчётные схемы одноэтажных однопролетных зданий

3.2. СБОР НАГРУЗОК НА ПОПЕРЕЧНУЮ РАМУ

Поперечные рамы гражданских зданий обычно рассчитываются на постоянные (вес ограждающих и несущих конструкций здания) и временные (вес снега, давление ветра) нагрузки. В ряде случаев необходимо учитывать особые нагрузки (сейсмические воздействия, просадка опор и др.).

Постоянные нагрузки. На расчётную раму передаются нагрузки от собственного веса всех конструкций (кровля, конструкции ферм, колонн, связей, подвесной потолок, трубопроводы и др.), входящих в расчётный блок. Нагрузки от веса конструкций, которые предстоит ещё запроектировать, определяют по проектам-аналогам. При отсутствии таких

данных на стадии предварительных расчётов (курсового проектирования) можно воспользоваться усреднёнными весовыми показателями 1 м^2 площади здания или площади стенового ограждения (П1).

Постоянные нагрузки на ригель рамы обычно принимают равномерно распределёнными по длине ригеля (рис. 7, в) с интенсивностью

$$q = gB,$$

либо в схемах с подстропильными конструкциями (рис. 7, б, з) с интенсивностью

$$q_1 = gB_1,$$

где g – вес 1 м^2 конструкций покрытия.

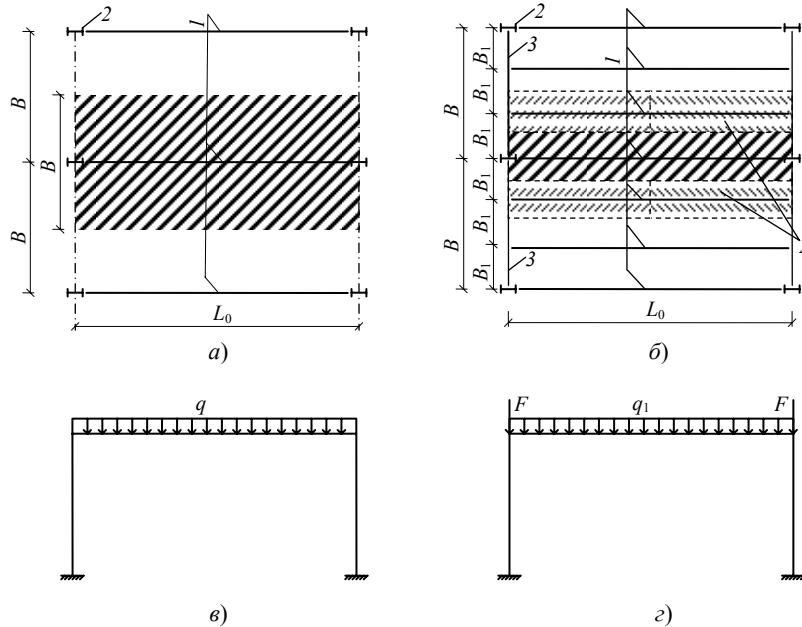


Рис. 7. К определению нагрузок от веса покрытия:

a, в – при отсутствии подстропильных ферм; при наличии подстропильных ферм; *1* – стропильная ферма; *2* – колонна; *3* – подстропильная ферма

В последнем случае часть нагрузки через подстропильные фермы будет передаваться на колонны в виде сосредоточенных сил (рис. 7, з):

$$F = gA,$$

где A – грузовая площадь.

В случае шарнирного сопряжения ригеля (рис. 8, а) с колонной необходимо учесть внецентренность опирания фермы на колонну. Возникающий из-за этого момент, равный произведению опорной реакции подстропильной и стропильной ферм на эксцентриситет, в расчётной схеме прикладывается в узлах (рис. 8, б).

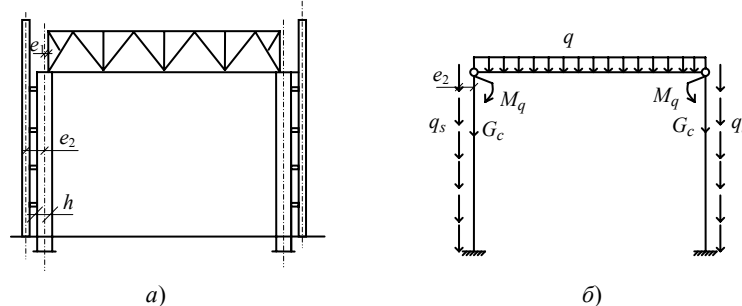


Рис. 8. Схема загрузки рамы постоянной нагрузкой

Передачу нагрузок на колонну от веса стеновых панелей и других сосредоточенных воздействий осуществляется в местах их приложения с учётом эксцентриситета.

На рис. 8 в качестве примера показана схема загрузки однопролётной поперечной рамы постоянной нагрузкой с шарнирным сопряжением ригеля с колонной и навесными панелями. Сосредоточенный момент $M_q = F_R e_1$ прилагается к колонне в месте её сопряжения с ригелем (рис. 8, б), здесь F_R – опорная реакция стропильной фермы (при наличии подстропильных конструкций сумма опорных реакций стропильной и подстропильной ферм); e_1 – расстояние между опорной реакцией фермы и центром тяжести поперечного сечения колонны (рис. 8, а). При «нулевой» привязке колонны и привязке фермы «200 мм» эксцентриситет можно определить по формуле $e_1 = h/2 - 200$ мм.

Для упрощения расчётов нагрузка от стеновых панелей $q_s = g_s B$ принята в виде равномерно распределённой по высоте колонны приложенной с эксцентриситетом e_2 , где g_s – вес 1 м^2 стеновой панели; B – шаг поперечных рам (при наличии конструкций продольного фахверка – расстояние между колоннами поперечной рамы и фахверка); e_2 – эксцентриситет (расстояние между центрами тяжести сечения колонны и стеновой панели), равный $e_2 = h/2 + t_s/2 + c$, здесь t_s – толщина

стенной панели; c – расстояние между внутренней поверхностью стены и наружной гранью колонны. Нагрузку от собственного веса колонны G_c можно определить, задавшись её сечением.

Временные нагрузки. *Снеговая нагрузка.* Расчётное значение снеговой нагрузки на ригель определяют по формуле

$$s = s_g \mu B,$$

где s_g – расчётное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый по нормам [1] в зависимости от снегового района РФ; μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, учитывающий профиль покрытия (при одно- и двускатной кровле при угле $\alpha \leq 25^\circ \mu = 1$).

Воздействие снеговой нагрузки на поперечную раму аналогично действию постоянной нагрузки от веса покрытия (рис. 7), поэтому в схемах с подстропильными конструкциями снеговая нагрузка определяется по формулам

$$s_1 = s_g \mu B_1, \quad F = s_g \mu A.$$

Для зданий без фонарей с пологими покрытиями (до 12 %), проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца $v \geq 2 \text{ м/с}$, коэффициент μ следует снижать умножением на коэффициент $c_e = (1,2 - 0,1v\sqrt{k})(0,8 + 0,002b)$, где b – ширина покрытия, принимаемая не более 100 м. Значения s_g, v, k показаны в табл. 2, П2.1.

Нормативное значение снеговой нагрузки следует определять умножением расчётного значения на коэффициент 0,7.

Ветровая нагрузка. Ветровая нагрузка оказывает активное давление на здание с наветренной стороны и пассивное – с заветренной. Максимальное давление на поперечную раму здания возникает при направлении ветра параллельно плоскости рамы. Расчётное значение статической составляющей ветровой нагрузки на 1 м длины колонны рамы (рис. 9, а) в какой-то точке по высоте при отсутствии продольного фахверка определяется по формуле

$$q_w = w_0 \gamma_f k c B,$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от района строительства по нормам [1] (для некоторых городов значения w_0 приведены в табл. 2); γ_f – коэффициент надёжности по ветровой нагрузке, равный 1,4; k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте и определяемый в зависимости от типа местности (табл. П2.1); c – аэродинамический коэффициент, зависящий от расположения и конфигурации поверхности, воспринимающей ветровое давление (для вертикальных стен зданий прямоугольных в плане $c = c_e = 0,8$ с наветренной стороны и $c = c_{e3}$ (табл. П2.2) с заветренной стороны).

При расчёте одноэтажных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролёту менее 1,5, размещаемых в типах местности А и В (табл. П2.1), динамическую составляющую ветрового давления можно не учитывать.

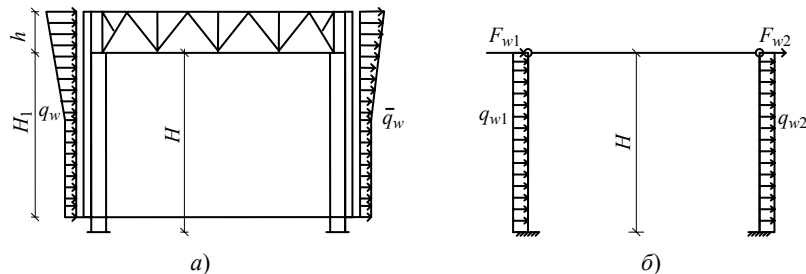


Рис. 9. Схема ветровой нагрузки на раму:
а – по нормам проектирования; б – соответствующая расчетная схема

В практических расчётах неравномерную по высоте здания ветровую нагрузку на участках от уровня земли до расчётной отметки ригеля (рис. 9, а) заменяют эквивалентной равномерно распределённой (рис.9, б), равной

$$q_{w1} = w_0 \gamma_f k_{eq} c_e B; \quad q_{w2} = w_0 \gamma_f k_{eq} c_{e3} B;$$

$$k_{eq} = k_0 + \frac{(k_{H_1} - k_0)(H - 5)[5 + 2(H - 5)/3]}{H^2},$$

где k_0 – коэффициент k у поверхности земли (табл. П2.1); k_{H_1} – коэффициент k на отметке H_1 (табл. П2.1).

Ветровая нагрузка, действующая от отметки расчётной оси ригеля до верхней отметки здания, заменяется сосредоточенными силами, приложенными в узлах сопряжения ригеля с колоннами (рис. 9, б):

$$F_{w1} = \frac{(q_w^{H_1} + q_w^{(H_1+h)})}{2} h; \quad F_{w2} = \frac{c_{e3}}{c_e} F_{w1};$$

$$q_w^{H_1} = w_0 \gamma_f k_{H_1} c_e B; \quad q_w^{(H_1+h)} = w_0 \gamma_f k_{(H_1+h)} c_e B,$$

где $k_{(H_1+h)}$ – коэффициент k на отметке $H_1 + h$.

При наличии стоек продольного фахверка нагрузку на колонны принимают в виде эквивалентной равномерно распределённой, собираемой с участков шириной, равной расстоянию между колонной и соседней к ней стойкой фахверка (б), а нагрузка с ширины $(B - b)$ передается стойками фахверка частично на фундамент, а частично в виде сосредоточенных сил на рамы в верхних узлах.

3.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЁТНЫХ УСИЛИЙ

На каркас здания постоянные и временные нагрузки могут действовать в различных сочетаниях. В связи с тем, что расчётные усилия для различных элементов каркаса получаются при разных сочетаниях временных нагрузок, расчёт рамы необходимо выполнять отдельно от каждой из нагрузок. Статический расчёт рамы производится обычными методами строительной механики (методами сил, перемещений) без использования ЭВМ или с помощью различных программных комплексов (Лира, Рама, SCAD и др.). В последнем случае трудоёмкость расчётов значительно снижается. Однако ввиду возможных ошибок и неточностей в задании исходных данных следует обратить повышенное внимание на анализ полученных результатов.

Поперечные рамы одноэтажных зданий, как правило, статически неопределимы (рис. 6, а, б). Для статического расчёта необходимо знать жесткостные параметры элементов расчётной схемы, которые можно назначить исходя из проектов-аналогов или с использованием приближённых формул.

Изгибную жёсткость сквозного ригеля, если известны площади верхнего и нижнего поясов фермы, можно определить по формуле

$$EI_r = E\mu(A_{f1}z_1^2 + A_{f2}z_2^2),$$

либо по формуле

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

если площади сечений поясов неизвестны; здесь $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости стали; A_{f1}, A_{f2} – площади сечений нижнего и верхнего поясов в середине пролёта; z_1^2, z_2^2 – расстояние от центра тяжести поясов до нейтральной оси ригеля в середине пролёта; μ – коэффициент, учитывающий уклон верхнего пояса и равный 0,7 при $i = 1/8 \dots 1/10$, 0,8 при $i = 1/15$, 0,9 при $i = 0$; M_{\max} – максимальный изгибающий момент в середине пролета ригеля как в простой балке от расчётной нагрузки; h_r – высота фермы в середине пролёта.

Осевая жёсткость ригеля

$$EA_r = \frac{4EI_r}{h_r^2}.$$

Жёсткости колонн можно подобрать исходя из заданной при компоновке высоты сечения колонны, ориентируясь на прокатные профили.

При расчёте рам вручную необходимо выбрать метод расчёта и основную систему. После чего составить канонические уравнения и решить их. Значения M, Q, N во всех характерных сечениях рамы определяются по формуле

$$S = S_p + \sum S_i X_i,$$

где S_p – усилие в основной системе от нагрузки; S_i – усилие в основной системе от i -го единичного неизвестного; X_i – i -е неизвестное, определенное из канонических уравнений.

Так, для однажды статически неопределимой рамы с защемлёнными колоннами и шарнирным креплением ригеля (рис. 10) статический расчёт лучше выполнять методом сил, приняв за лишнюю неизвестную нормальную силу X_1 в ригеле. Каноническое уравнение для определения неизвестной имеет вид:

$$\delta_{11}X_1 + \Delta_{1p} = 0,$$

где δ_{11} – перемещение точек приложения сил $X_1 = 1$ по их направлению; Δ_{1p} – перемещение тех же точек и по тому же направлению от внешней нагрузки.

После определения неизвестной силы X_1 значения моментов M в любом сечении рамы

$$M = M_p + M_1 X_1,$$

где M_p – момент от внешних нагрузок в основной системе; M_1 – момент от силы $X_1 = 1$.

При построении эпюр для рамы, показанной на рис. 10, можно воспользоваться готовыми формулами (ПЗ).

При построении эпюр моментов их откладывают со стороны растянутого волокна, при этом эпюры с внутренней стороны колонн считаются положительными.

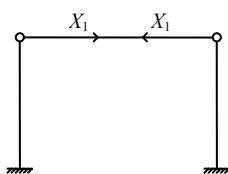


Рис. 10. Основная система поперечной рамы с шарнирным креплением ригеля

Пользуясь данными статического расчёта, находят для каждого расчётного сечения рамы (сечения, где происходит скачкообразное изменение усилия либо поперечного сечения) свою комбинацию нагрузок, которая создаст наиболее неблагоприятные условия работы этого сечения. В рамах с колоннами постоянного по высоте сечения расчётными обычно являются сечения в местах сопряжения колонны с фундаментом и ригелем.

В общем случае для каждого сечения определяют следующие комбинации усилий:

$$+ M_{\max}, N_s; - M_{\min}, N_s; |N|_{\max}, + M_s; |N|_{\max}, - M_s.$$

Для расчёта анкерных болтов составляют дополнительные комбинации усилий ($N_{\min}, \pm M_s$), способных создать растяжение в фундаментных болтах. Обычно это сочетание постоянной и ветровой нагрузок. Если усилия от постоянной нагрузки уменьшают растяжение в анкерных болтах, то их следует принимать с коэффициентом надёжности по нагрузке 0,9.

Нормами проектирования предусмотрены два вида основных сочетаний нагрузок.

1. Постоянные и одна наиболее существенная временная, принимаемая без снижения, т.е. $\psi = 1$.
2. Постоянные и не менее двух временных (длительные с коэффициентом сочетаний $\psi = 0,95$, кратковременные с $\psi = 0,9$).

После составления сочетаний нагрузок, которое удобно производить в табличной форме (см. пример 1), переходят к расчётам конструкций рамы.

Пример 1. Скомпоновать конструктивную схему стального каркаса одноэтажного однопролетного здания павильонного типа и определить усилия в элементах поперечной рамы.

Исходные данные:

Назначение здания	выставочный павильон
Район строительства	г. Москва
Длина здания	42 м
Пролет здания	24 м
Продольный шаг колонн	6 м
Высота помещения	8,4 м
Стены	самонесущие
Тип стропильной фермы	ферма с параллельными поясами из парных уголков

Компоновка конструктивной схемы каркаса. Размещение колонн каркаса и отметка низа стропильных ферм диктуется исходными данными: $L = 24$ м; $B = 6$ м; $H_0 = 8,4$ м. Так как длина здания не превышает предельный размер температурного блока, расчленения здания на температурные блоки не требуется. Привязку колонн к продольным разбивочным осям принимаем «нулевой», центры тяжести поперечных сечений колонн, за исключением колонн в торцах здания, совмещаем с поперечными осями. В торцах здания геометрические оси колонн смещаем с поперечных координационных осей внутрь здания на 500 мм (рис. 1).

Примем в качестве несущих конструкций кровли – профилированный настил, уложенный по прогонам из прокатных швеллеров. Высоту стропильной фермы из парных уголков с параллельными поясами назначим пониженной ($h_{ro} = 2250$ мм).

Назначив заглубление опорной плиты базы колонны ниже нулевой отметки $H_b = 150$ мм, определим полную высоту колонны:

$$H = H_0 + H_b = 8,4 + 0,15 = 8,55 \text{ м.}$$

Ориентировочно примем высоту сечения колонн равной

$$h = 1/30H = 8,55/30 = 0,285 \approx 0,3 \text{ м.}$$

Компоновочная схема поперечной рамы показана на рис. 11.

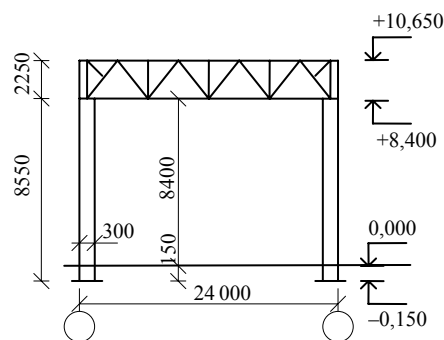


Рис. 11. Схема поперечной рамы к примеру 1

Для обеспечения геометрической неизменяемости каркаса устанавливаем связи между колоннами (рис. 2). Предельное расстояние от торца здания до связевого блока $0,5l_u k_1 = 0,5 \cdot 280 \cdot 0,75 = 105$ м, где $l_u = 280$ мм (табл. 3 при $t = -10$ °С, для г. Москва); $k_1 = 9/12 = 0,75$. Следовательно, размещаем в пределах здания один связевой блок и располагаем его в середине здания.

Статический расчёт поперечной рамы. Примем шарнирное сопряжение стропильных ферм с колоннами и жёсткое колонн с фундаментами. Расчётная схема поперечной рамы показана на рис. 12.

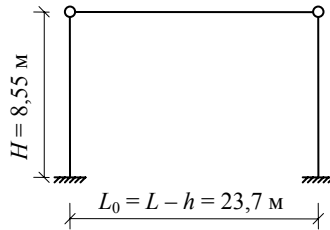


Рис. 12. Расчётная схема поперечной рамы к примеру 1

Определим нагрузки, действующие на поперечную раму каркаса здания.

Постоянные нагрузки. На каркас здания действуют постоянные нагрузки от веса несущих и ограждающих конструкций. Сбор нагрузок произведём в табличной форме (табл. 4). При составлении таблицы использовались данные прил. 1.

4. Нагрузки на ригель от веса конструкций покрытия и кровли

Состав кровли и конструкций покрытия	Нормативная нагрузка g_n , кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчётная нагрузка g , кН/м ²
Гидроизоляционный ковёр из двух слоёв Kerabita	0,1	1,3	0,13
Утеплитель толщиной 230 мм из минераловатных плит $\gamma = 2$ кН/м ³	$2 \cdot 0,23 = 0,46$	1,2	0,55
Пароизоляция (один слой рубероида)	0,05	1,3	0,07
Стальной профилированный настил	0,1	1,05	0,11
Прогоны	0,07	1,05	0,07
Ферма, связи	0,3	1,05	0,32
Итого	1,08		1,25

Постоянные нагрузки на ригель рамы принимаем равномерно распределёнными по длине ригеля (рис. 13) с интенсивностью

$$q = gB\gamma_n = 1,25 \cdot 6 \cdot 0,95 = 7,13 \text{ кН/м},$$

где $\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надёжности по уровню ответственности для нормального уровня ответственности.

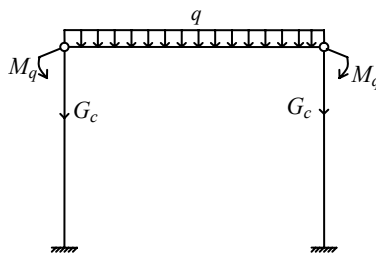


Рис. 13. Схема загрузки рамы постоянной нагрузкой

Сосредоточенный момент, возникающий из-за внецентренности опирания фермы на колонну, определим по формуле

$$M_q = F_R e_1 = 85,6 \cdot (-0,05) = -4,3 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $F_R = \frac{ql}{2} = \frac{7,13 \cdot 24}{2} = 85,6 \text{ кН}$ – опорная реакция стропильной фермы;

$e_1 = h/2 - 200 \text{ мм} = 300/2 - 200 = -50 \text{ мм} = -0,05 \text{ м}$ – расстояние между опорной реакцией фермы и центром тяжести поперечного сечения колонны.

Нагрузку от собственного веса колонны получим из формулы

$$G_c = 10\rho_l H \gamma_f \gamma_n = 10 \cdot 56,8 \cdot 8,55 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 4844 \text{ Н} = 4,8 \text{ кН},$$

где $\rho_l = 56,8 \text{ кг/м}$ – масса 1 м колонны, принятой как двутавр 30Ш1.

Так как по заданию стены приняты самонесущими, то нагрузка на колонну от веса ограждающих конструкций отсутствует.

Снеговая нагрузка. Так как здание без фонарей с пологим покрытием проектируется в районе (г. Москва) со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца $v = 4 > 2$ м/с, то расчётное значение снеговой нагрузки на ригель определяем по формуле

$$s = s_g \mu B c_e \gamma_n = 1,8 \cdot 1 \cdot 6 \cdot 0,68 \cdot 0,95 = 7 \text{ кН/м,}$$

где $s_g = 1,8$ кПа; $v = 4$ м/с (табл. 2); $c_e = (1,2 - 0,1v\sqrt{k}) \times (0,8 + 0,002b) = (1,2 - 0,1 \cdot 4 \cdot \sqrt{1,02})(0,8 + 0,002 \cdot 24) = 0,68$, здесь $k = 1,02$ – по табл. П2.1 для отметки +10,65 и типа местности А.

Сосредоточенный момент, возникающий из-за внецентренности опирания фермы на колонну, определим так же, как и для постоянной нагрузки

$$M_s = F_R e_1 = 84 \cdot (-0,05) = -4,2 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

где $F_R = \frac{sl}{2} = \frac{7 \cdot 24}{2} = 84$ кН – опорная реакция стропильной фермы от снеговой нагрузки.

Схема приложения снеговой нагрузки к ригелю аналогична постоянной нагрузке (рис. 13).

Ветровая нагрузка. Неравномерную по высоте здания ветровую нагрузку на участках от уровня земли до расчётной отметки ригеля заменяем эквивалентной равномерно распределённой (рис. 9), равной

$$q_{w1} = w_0 \gamma_f k_{eq} c_e B \gamma_n = 0,23 \cdot 1,4 \cdot 0,81 \cdot 0,8 \cdot 6 \cdot 0,95 = 1,19 \text{ кН/м; } q_{w2} = w_0 \gamma_f k_{eq} c_{e3} B \gamma_n = 0,23 \cdot 1,4 \cdot 0,81 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,74 \text{ кН/м,}$$

$$k_{eq} = k_0 + \frac{(k_{8,4} - k_0)(H - 5)[5 + 2(H - 5)/3]}{H^2} = 0,75 + \frac{(0,92 - 0,75)(8,55 - 5)[5 + 2(8,55 - 5)/3]}{8,55^2} = 0,81,$$

где $w_0 = 0,23$ кПа (табл. 2.); $c_e = 0,8$, $c_{e3} = 0,5$ (табл. П2.2) – аэродинамические коэффициенты с наветренной и с заветренной сторон; $k_0 = 0,75$, $k_{8,4} = 0,82$ – коэффициенты k у поверхности земли и на отметке +8,400 (табл. П2.1).

Сосредоточенные силы от ветровой нагрузки, действующей от отметки расчётной оси ригеля до верхней отметки здания, определим по формулам

$$F_{w1} = \frac{(q_w^{8,4} + q_w^{10,65})}{2} h = \frac{(1,35 + 1,5)}{2} 2,25 = 3,2 \text{ кН; } F_{w2} = \frac{c_{e3}}{c_e} F_{w1} = \frac{0,5}{0,8} 3,2 = 2 \text{ кН,}$$

$$q_w^{8,4} = w_0 \gamma_f k_{8,4} c_e B \gamma_n = 0,23 \cdot 1,4 \cdot 0,92 \cdot 0,8 \cdot 6 \cdot 0,95 = 1,35 \text{ кН/м; } q_w^{10,65} = w_0 \gamma_f k_{10,65} c_e B \gamma_n = 0,23 \cdot 1,4 \cdot 1,02 \cdot 0,8 \cdot 6 \cdot 0,95 = 1,5 \text{ кН/м,}$$

где $k_{10,65}$ – коэффициент k на отметке +10,650 (табл. П2.1).

Схема приложения ветровой нагрузки показана на рис. 14.

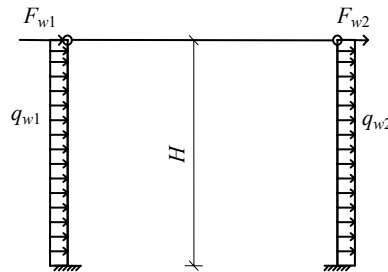


Рис. 14. Схема загрузки рамы ветровой нагрузкой

Определение расчётных усилий. Усилия в элементах поперечной рамы определяем отдельно от каждой из нагрузок. При определении опорных реакций воспользуемся данными прил. 3. Значения вычисленных усилий M , N , Q в расчётных сечениях (рис. 15) показаны в табл. 5 и на рис. 16.

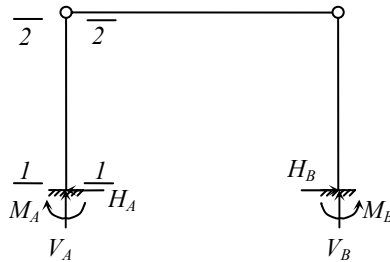
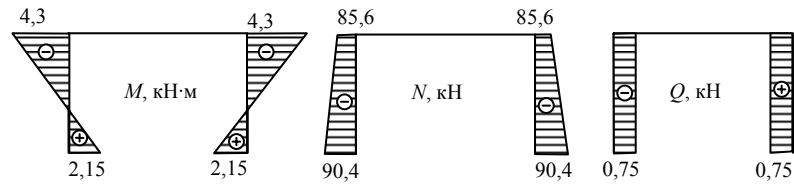
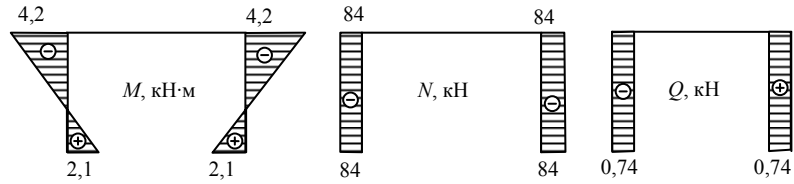


Рис. 15. Расчётные сечения и опорные реакции поперечной рамы

a)



б)



в)

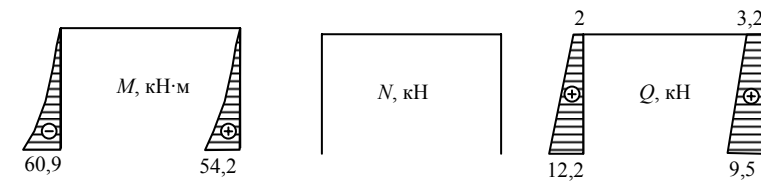


Рис. 16. Эпюры M , N , Q от постоянной (а), снеговой (б) и ветровой (в) нагрузок

5. Расчётные усилия в сечениях левой стойки рамы
(изгибающие моменты, кН · м, нормальные и поперечные силы, кН)

Номер нагрузки	Нагрузки и комбинации усилий		Коэффициент сочетаний	Сечения стойки					
				1-1			2-2		
				M	N	Q	M	N	Q
1	Постоянная		1	2,15	-90,4	-0,75	-4,3	-85,6	-0,75
2	Снеговая		1	2,1	-84	-0,74	-4,2	-84	-0,74
			0,9	1,9	-75,6	-0,67	-3,8	-75,6	-0,67
3	Ветровая	Слева	1	-60,9		12,2			2
			0,9	-54,8		11			1,8
3*		Справа	1	54,2		-9,5			-3,2
			0,9	48,8		-8,6			-2,9
	$+M_{\max}$ N_s	$\psi = 1$	№ нагрузки	1 + 3*			-		
			усилия	56,4	-90,4	-10,3			
	$\psi = 0,9$	№ нагрузки	1 + 2 + 3*			-			
		усилия	52,9	-166	-10				
	$-M_{\max}$ N_s	$\psi = 1$	№ нагрузки	1 + 3			1 + 2		
			усилия	-58,8	-90,4	11,5	-8,5	-169,6	-1,5
	$\psi = 0,9$	№ нагрузки	1 + 2 + 3			-			
		усилия	-50,8	-166	9,6				

Номер нагрузки	Нагрузки и комбинации усилий	Коэффициент сочетаний	Сечения стойки								
			1-1			2-2					
			M	N	Q	M	N	Q			
$ N_{\max} ; +M_s$	$\psi = 1$	№ нагрузки	1 + 2			–					
	$\psi = 0,9$	усилия	4,3	-174,4	-1,5						
	$\psi = 1$	№ нагрузки	1 + 2 + 3*			–					
	$\psi = 0,9$	усилия	52,9	-166	-10						
	$ N_{\max} ; -M_s$	$\psi = 1$	№ нагрузки	1 + 3			1 + 2				
		$\psi = 0,9$	усилия	-58,8	-90,4	11,5	-8,5	-169,6	-1,5		
		$\psi = 1$	№ нагрузки	1 + 2 + 3			–				
		$\psi = 0,9$	усилия	-50,8	-166	9,6					
$N_{\min}; +M_s$	$\psi = 1$	№ нагрузки	1 + 3*			Усилия M, N от постоянной нагрузки подсчитаны с коэффициентом $0,9/1,1 = 0,8$					
		усилия	55,9	-72,3							
$N_{\min}; -M_s$	$\psi = 1$	№ нагрузки	1 + 3								
		усилия	-59,2	-72,3							
Q_{\max}	$\psi = 1$	усилия			11,5						

4. ФЕРМЫ

Фермой называется система стержней (обычно прямолинейных), соединенных между собой в узлах и образующих геометрически неизменяемую конструкцию. Строительные фермы являются несущими конструкциями покрытия, они бывают плоскими и пространственными. При пересечении осей элементов фермы в одной точке (в центре узла) и приложении нагрузки в узлах, жёсткость узлов не существенно влияет на работу конструкции и их можно принять шарнирными. В этом случае все стержни фермы работают на центральное растяжение или сжатие, поэтому металл используется более рационально, чем в балках.

Фермы могут воспринимать нагрузки от веса элементов кровли, связей, от подвешенного подъемно-транспортного или другого технологического оборудования, подвешенного потолка, от веса снегового покрова.

Основными элементами ферм являются пояса и соединяющая их решетка, состоящая из раскосов и стоек (рис. 17). Расстояние между соседними узлами поясов называется панелью (d_v – панель верхнего пояса; d_n – нижнего), расстояние между опорами – пролетом (L), расстояние между осями или наружными гранями поясов – высотой фермы в середине пролета (h_{ϕ}) или на опоре ($h_{оп}$), см. рис. 17.

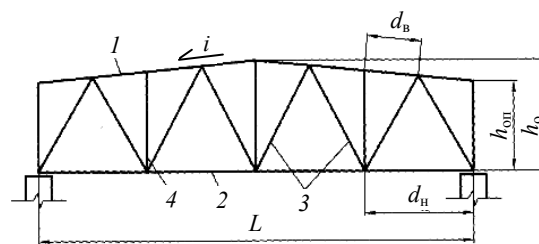


Рис. 17. Элементы ферм:

1 – верхний пояс; 2 – нижний пояс; 3 – раскосы; 4 – стойка

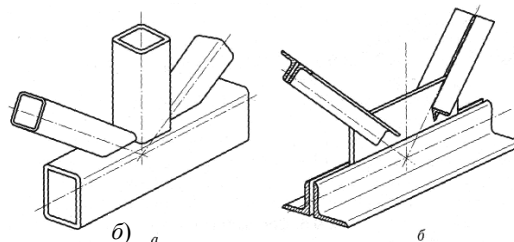


Рис. 18. Узлы ферм:

а – с непосредственным примыканием элементов (бесфасоночное); б – на фасонках

Соединение элементов в узлах осуществляется путем непосредственного примыкания одних элементов к другим (рис. 18, а) или с помощью узловых фасонки (рис. 18, б).

Фермы классифицируют по следующим признакам: назначению, величине максимальных усилий, очертанию поясов, типу решетки, статической схеме, типу поперечного сечения элементов фермы (поясов и решетки).

По назначению фермы могут быть стропильными и подстропильными.

По величине максимальных усилий фермы делятся на легкие (при усилиях $N \leq 3000$ кН) и тяжелые (при усилиях $N > 3000$ кН). В строительстве наиболее часто применяют легкие фермы, некоторые конструкции которых будут рассмотрены ниже.

По статической схеме различают балочные (разрезные, неразрезные, консольные), арочные, рамные и вантовые фермы. Выбор статической схемы зависит от назначения, архитектурно-конструктивного решения, свойств оснований. Наибольшее применение в покрытиях зданий нашли балочные разрезные системы. При числе перекрываемых пролетов два и более могут применяться неразрезные фермы, однако их использование не рекомендуется при просадочных основаниях.

По очертанию поясов фермы делятся на трапециевидные, треугольные, сегментные, полигональные, с параллельными поясами. Очертание поясов ферм в значительной степени определяет их экономичность. Наиболее экономичной по расходу стали является ферма, очерченная по эпюре моментов (сегментная). Однако криволинейное очертание пояса резко повышает трудоёмкость изготовления, поэтому применяются они редко.

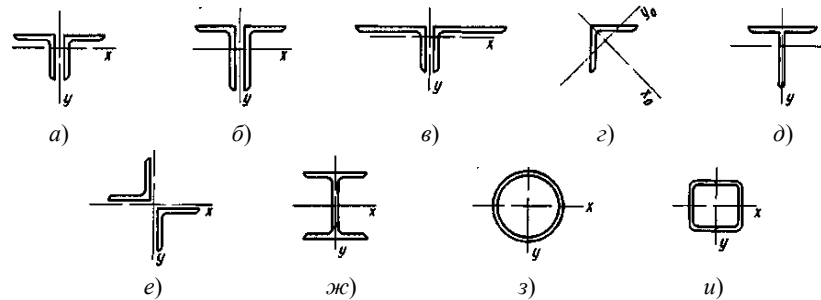


Рис. 19. Типы сечений стержней легких ферм:

a, б, в – из парных уголков равнополочных и неравнополочных соответственно, соединенных в тавр; *г* – из одиночных уголков; *д* – из широкополочных тавров; *е* – крестовое сечение из равнополочных уголков; *ж* – из двутавров; *з* – из круглых труб; *и* – из гнутосварных профилей квадратного и прямоугольного сечения

В фермах используют различные типы решётки: треугольная, треугольная с дополнительными стойками, треугольная со шпренгелями, раскосная, ромбическая, крестовая.

По типу поперечных сечений различают фермы из одиночных и парных уголков, тавров, двутавров, швеллеров, круглых труб, гнуто-сварных профилей (рис. 19).

4.1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКЦИЙ ФЕРМ

Проектирование ферм начинают с компоновки конструкции: выбирают статическую схему, очертание фермы, назначают тип решётки, определяют генеральные размеры. Рациональное конструктивное решение должно быть экономичным по затрате металла, просто в изготовлении, транспортировке и монтаже, быть надежным и долговечным.

Выбор статической схемы и очертания поясов. Выбор очертания фермы зависит от назначения и архитектурного решения сооружения, типа кровли и её уклона, способа соединения ферм с колонной (шарнирное или жёсткое), вида нагрузок.

Для производственных и гражданских зданий широкое распространение получили разрезные фермы *трапециевидного* (рис. 17) очертания и с *параллельными* поясами (рис. 20). Их очертание не соответствует эпюре моментов, они не экономичны по расходу металла. Однако эти фермы имеют ряд конструктивных преимуществ: простая схема узлов, возможность устройства жёсткого опорного узла, что повышает жёсткость здания в целом, равные длины элементов решётки, одинаковая схема узлов, наибольшая повторяемость элементов и деталей, что даёт возможность их унификации и индустриализации изготовления.

Определение генеральных размеров ферм. Пролёт или длина ферм, если не диктуется технологическими требованиями, назначается на основе экономических соображений так, чтобы суммарная стоимость ферм и опор была наименьшей.

Для производственных и общественных зданий разработаны серии типовых проектов стропильных и подстропильных ферм с унифицированными пролётами, кратными модулю 6 м, т.е. 18, 24, 30 и 36 м с покрытиями из железобетонных плит, стального профилированного настила и волнистых асбоцементных листов.

При назначении высоты фермы h посередине пролёта должны учитываться следующие требования: обеспечение наименьшей массы; возможность транспортирования; создание заданного уклона поясов, зависящего от материала кровли.

Оптимальная высота ферм (при которой масса фермы минимальная) зависит от очертания поясов, системы решётки, числа панелей и для *трапециевидных ферм* и *ферм с параллельными поясами* составляет $1/4 - 1/5$ пролёта. Это приводит к тому, что уже при пролёте 20 м высота фермы получается больше предельно допустимой (3,85 м) по условиям транспортировки, кроме того, увеличивается объём помещения и, следовательно, затраты на его отопление, а также дополнительные затраты на устройство стенового ограждения в пределах высоты фермы. Поэтому, учитывая требования транспортировки, монтажа, унификации, а также для уменьшения высоты и объёма здания высоту ферм принимают в пределах $1/7 - 1/12$ пролёта.

На рис. 20 и 21 показаны типовые схемы стропильных и подстропильных ферм из парных уголков и гнутосварных профилей. Пониженная высота ферм ($h = 2250$ мм) из парных уголков допускается при пролётах 18 и 24 м для покрытий на основе профилированного листа.

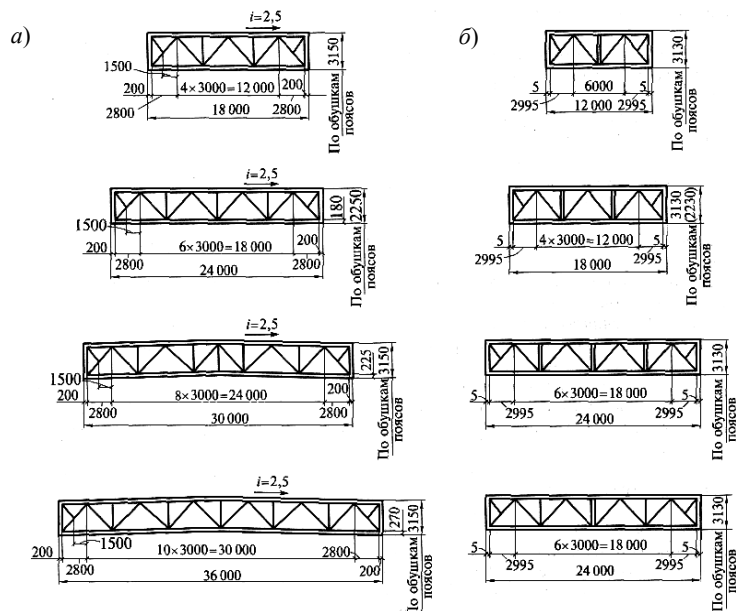


Рис. 20. Типовые схемы стропильных (а) и подстропильных (б) ферм для покрытия с уклоном кровли 2,5 %

Возможная наименьшая высота фермы определяется допустимым прогибом. В обычных кровельных покрытиях жёсткость ферм значительно превосходит требования, предъявляемые условиями эксплуатации. Иногда устанавливают высоту ферм из условия жёсткости, если используют для изготовления фермы высокопрочную сталь или алюминиевые сплавы.

Строительный подъём, т.е. изготовление ферм с обратным выгибом, который под действием нагрузки погашается, в результате чего фермы принимают проектное положение, устраивают в фермах больших пролётов (более 36 м), а также в фермах из алюминиевых сплавов или высокопрочных сталей для предотвращения их провисания.

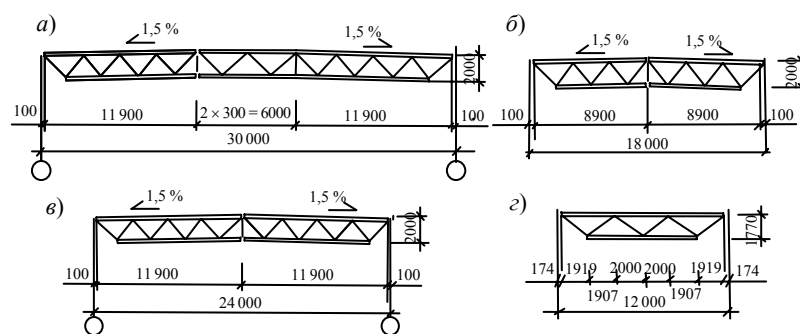


Рис. 21. Схемы ферм покрытия типа «Молодечно»: а, б, в – стропильные фермы; г – подстропильная ферма

Строительный подъём принимают равным прогибу от постоянных нагрузок. При плоских кровлях строительный подъём следует принимать независимо от величины пролёта равным прогибу от суммарной нормативной нагрузки плюс $1/200$ пролёта.

На практике перегибы в поясах ферм для создания строительного подъёма устраиваются только в монтажных узлах.

Размер панели (d_n) должен соответствовать расстоянию между элементами, передающими нагрузку на ферму, и отвечать оптимальному углу наклона раскосов. Оптимальный угол наклона раскосов составляет $35...45^\circ$ (при треугольной решётке – 45° , раскосной – 35°).

В стропильных фермах размеры панелей принимаются в зависимости от системы кровельного покрытия. Чтобы исключить работу пояса на изгиб, нагрузку от кровли передают в узлах фермы. Поэтому расстояние между узлами ферм в покрытиях из крупногабаритных железобетонных плит или металлических панелей принимается равным ширине плиты или панели (обычно 1,5 или 3 м), а в покрытиях по прогонам – шагу прогонов (обычно от 1,5 до 4 м).

Если ширина кровельной панели или шаг прогонов не равны расстоянию между узлами, а также при непрерывном опирании на пояс кровельных элементов (например, беспрогонное покрытие из профилированного настила) пояс помимо осевых усилий работает на изгиб. Такое решение менее экономично по расходу стали, но проще в изготовлении (уменьшается число элементов и узлов) и может использоваться при легких кровлях.

4.2. ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ФЕРМ

Плоская ферма неустойчива из своей плоскости, поэтому нуждается в закреплении связями или другими элементами. В покрытиях зданий из-за большого числа поставленных рядом плоских стропильных ферм возникает необходимость обеспечения устойчивости покрытия в целом. Фермы, связанные между собой только прогонами, могут потерять устойчивость из плоскости (рис. 22, а).

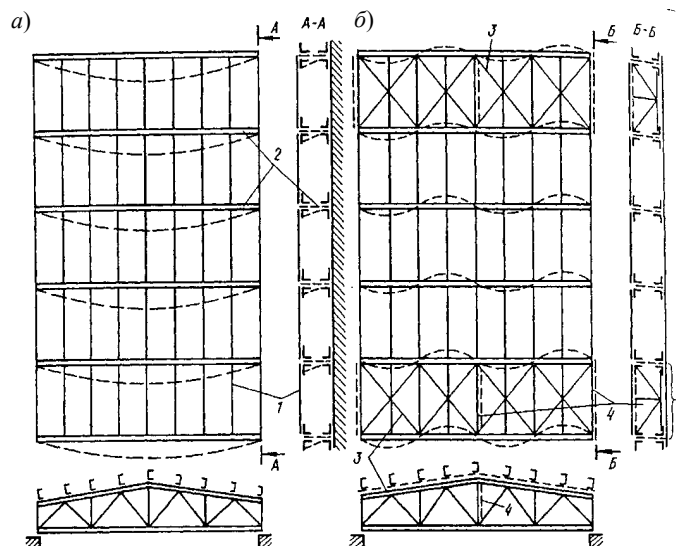


Рис. 22. Связи, обеспечивающие устойчивость стропильных ферм:
 1 – прогоны; 2 – фермы; 3 – горизонтальные связи;
 4 – вертикальные связи; 5 – пространственный блок

Для обеспечения устойчивости ферм и покрытия в целом в торцах температурных отсеков и с шагом, указанным в п. 2.3, по длине здания в покрытии устанавливают пространственные неизменяемые блоки. Блок образуют из двух соседних ферм, скреплённых между собой связями в плоскости верхнего и нижнего поясов, а также вертикальными поперечными связевыми фермами (рис. 22, б). К этим жёстким блокам другие фермы прикрепляются горизонтальными элементами, препятствующими горизонтальному перемещению поясов ферм и обеспечивающими их устойчивость (прогонами и распорками, расположенными в узлах ферм). Чтобы прогон мог закрепить узел фермы в горизонтальном направлении, он сам должен быть прикреплен к неподвижной точке – узлу горизонтальных связей (рис. 22, б). Постановка связей по покрытию также пояснена в п. 2.3.

Возможные системы связей по покрытию в зависимости от шага колонн показаны на рис. 23 и 24, для ферм типа «Молодечно» при беспрогонной кровле по профилированному настилу и поэлементному монтажу для пролётов 18, 24 и 30 м – на рис. 24.

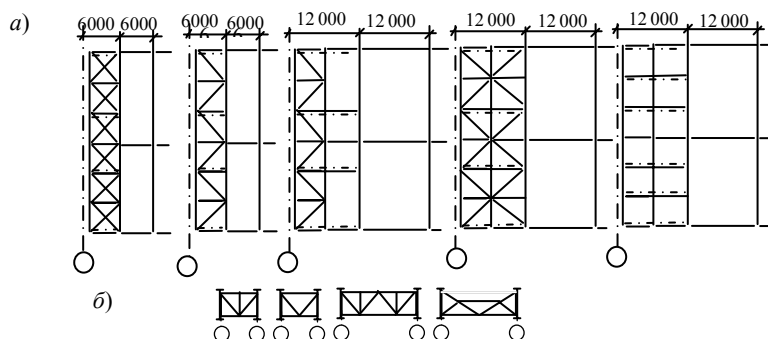


Рис. 23. Схемы систем связей по покрытию:
 а – по верхним и нижним поясам ферм при отсутствии динамического воздействия; б – вертикальные связевые фермы

4.3. МАТЕРИАЛЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ФЕРМ

При выборе стали следует учитывать степень ответственности конструкций зданий и сооружений, а также условия их изготовления и эксплуатации в соответствии с табл. 50* СНиП II-23-81*.

Фермы относятся ко второй группе ответственности конструкций по назначению [2, табл. 50*]. Выбор материала для элементов фермы производят в соответствии с прил. 4.

При проектировании ферм зданий и сооружений необходимо стремиться к максимальному сокращению марок применяемых сталей и типоразмеров проката, используя при этом «Сокращённый сортамент металлопроката для применения в строительных стальных конструкциях».

Конкретный выбор сталей зависит от величин внутренних усилий в стержнях ферм, характера приложения нагрузок (статические и динамические), от материалов, имеющихся в наличии у заводов-изготовителей, т.е. в каждом проекте марки сталей определяются индивидуально.

Для снижения расхода стали целесообразно, особенно при больших усилиях и нагрузках, элементы ферм (пояса, опорные распорки) проектировать из стали повышенной прочности, а остальные элементы – из стали обычной прочности.

В связи с вышесказанным конструкции ферм выполняются из следующих материалов:

1) для зданий, возводимых в районах с расчётной температурой наружного воздуха $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ и выше:

– пояса, решётка, стыковые накладки, листовые детали (кроме фланцев и узловых фасонки) – сталь по ГОСТ 27772–88* С245, С255, С345;

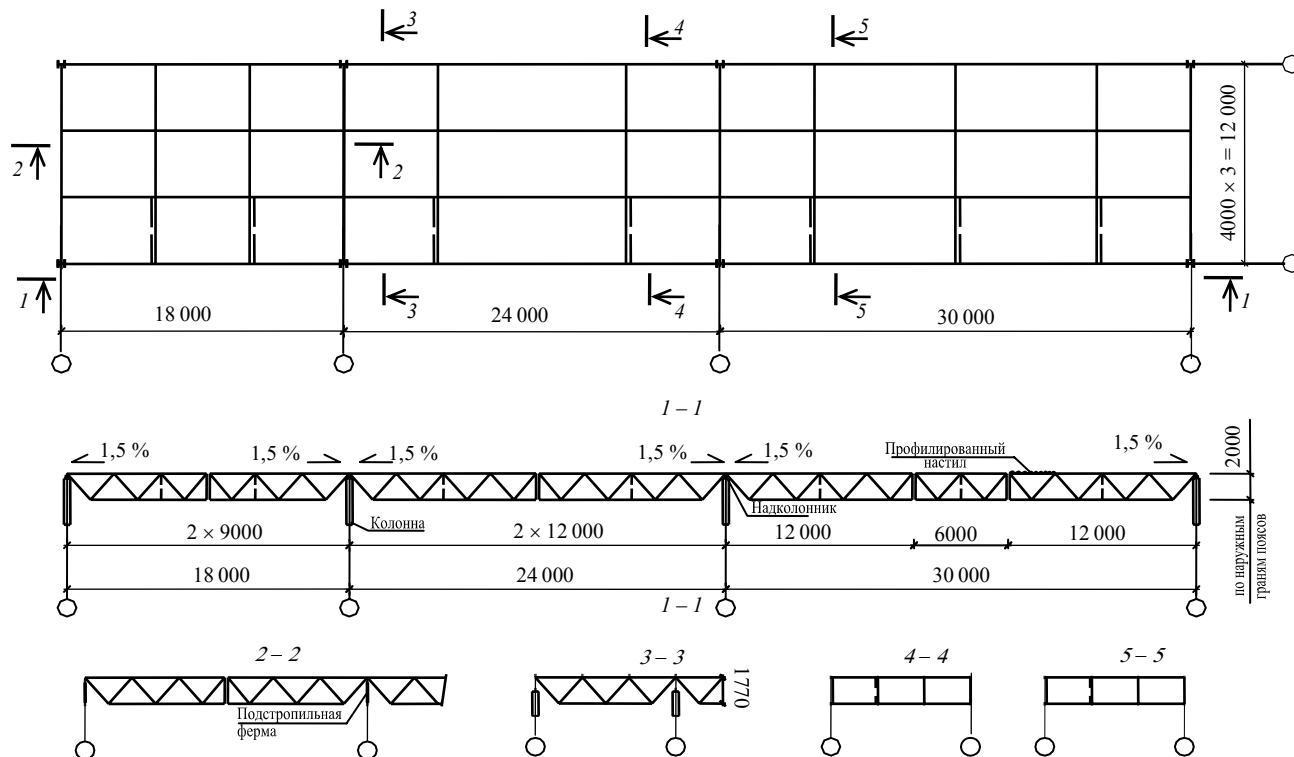


Рис. 24. Стальные конструкции покрытий типа «Молодечно». Постановка связей при поэлементном монтаже

– узловые фасонки – сталь С255, С345;

– опорные стойки и опорные столики в подстропильных фермах для опирания стропильных ферм – сталь С375, С390;

– фланцы верхних поясов (для ферм из труб и гнutosварных профилей) – сталь С245 (при $t < 20$ мм), С255 (при $t > 20$ мм), С345;

– то же нижних поясов – сталь С345, С375, С390 в узлах на высокопрочных болтах и сталь С245, С255 в узлах на обычных болтах. Для фланцев растянутых поясов в фермах из гнutosварных профилей применяется толстолистовая горячекатаная термообработанная сталь марки 14Г2АФ по ТУ 14-105-465–82, расчётное сопротивление которой в направлении толщины проката принимается равным $R_{th} = 275$ МПа (2800 кгс/см²);

– опорные плиты стропильных ферм при шарнирном опирании ферм – сталь С245, С345;

2) для зданий, возводимых в районах с расчётной температурой наружного воздуха ниже $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ (для отапливаемых зданий):

– пояса, решётка, стыковые накладки, листовые детали (кроме фланцев) – сталь С345;

– опорные стойки и опорные столики в подстропильных фермах для опирания стропильных ферм – сталь С375, С390;

– фланцы верхних поясов – сталь С345;

– то же для нижних поясов – сталь С345, С375, С390;

– опорные плиты стропильных ферм – сталь С345.

Сталь для гнutosварных профилей при строительстве в районах с расчётной температурой ниже $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ должна быть термообработана, что ведёт к снижению внутренних напряжений от гнутья профиля.

При выборе стали также следует руководствоваться результатами технико-экономических расчётов с учётом получения максимальной экономии металла при минимальном использовании дефицитных легирующих элементов за счёт расширенного применения термической обработки и с учётом обеспечения надёжности конструкций в условиях климатических воздействий.

Болты в опорных и укрупнительных узлах ферм следует применять:

– для зданий, возводимых в районах с расчётной температурой наружного воздуха выше $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ – классов 4,6; 4,8; 5,6; 5,8; 6,6 и 8,8 по ГОСТ 15589–70*, ГОСТ 15591–70*, ГОСТ 7798–70*, ГОСТ 796–70*;

– для зданий, возводимых в районах с расчётной температурой наружного воздуха ниже $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ – классов 8,8 по ГОСТ 7798–70*, ГОСТ 7796–70*.

Болты назначаются в соответствии с табл. П7.3.

Высокопрочные болты, например, для монтажных стыков нижнего пояса в фермах из труб или гнutosварных замкнутых профилей, принимают по ГОСТ 22353–77*, ГОСТ 22356–77* из стали 40Х «Селект» и в соответствии с табл. П7.4.

На монтаже допускается применение ручной сварки. Материалы для сварки принимаются по П6.1.

Заводские сварные соединения элементов стальных ферм следует выполнять механизированной сваркой.

4.4. РАСЧЁТ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

После назначения генеральных размеров фермы производят её расчет, проектирование и конструирование узлов.

Расчёт стальных ферм производится в соответствии с требованиями, изложенными в СНиП П-23–81* «Стальные конструкции» [2], СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия» [1], и состоит из следующих этапов: 1) вычисление узловых нагрузок; 2) определение расчётных усилий в стержнях; 3) подбор сечений стержней; 4) расчёт узловых соединений.

4.4.1. Определение узловых нагрузок

Стропильные фермы рассчитываются на нагрузки, которые определяются для каждого конкретного случая индивидуально. На фермы могут действовать постоянные и временные нагрузки. Нагрузки вычисляются с учётом коэффициента надёжности по уровню ответственности γ_n .

К постоянным нагрузкам относятся вес покрытия (кровли), собственный вес фермы с учётом массы связей, прогонов, фонарей.

К временным нагрузкам – вес технологического оборудования, подвесного транспорта, снеговая и ветровая нагрузки, иногда учитывается вес отложений производственной пыли. При строительстве в сейсмически опасных зонах добавляются сейсмические воздействия. Определение распределённых нагрузок на ригель см. в п.3.2.

Вся нагрузка, действующая на ферму, прикладывается обычно в узлах фермы, к которым прикрепляются элементы продольной конструкции (прогоны кровли или подвесные потолки), передающие нагрузку на ферму.

Расчётная постоянная нагрузка, действующая на любой узел стропильной фермы, зависит от грузовой площади, с которой она собирается (рис. 25) и определяется по формуле

$$F_{gi} = (g_{\phi} + g_{кр} / \cos \alpha)(d_{i-1} + d_i) / 2 \cdot \gamma_n b,$$

где g_{ϕ} – расчётная распределённая нагрузка от собственного веса фермы и связей горизонтальной проекции кровли, кН/м²; $g_{кр}$ – расчётная распределённая нагрузка от веса кровли, кН/м²; α – угол наклона верхнего пояса к горизонту; b – расстояние между фермами; d_{i-1} и d_i – примыкающие к узлу панели.

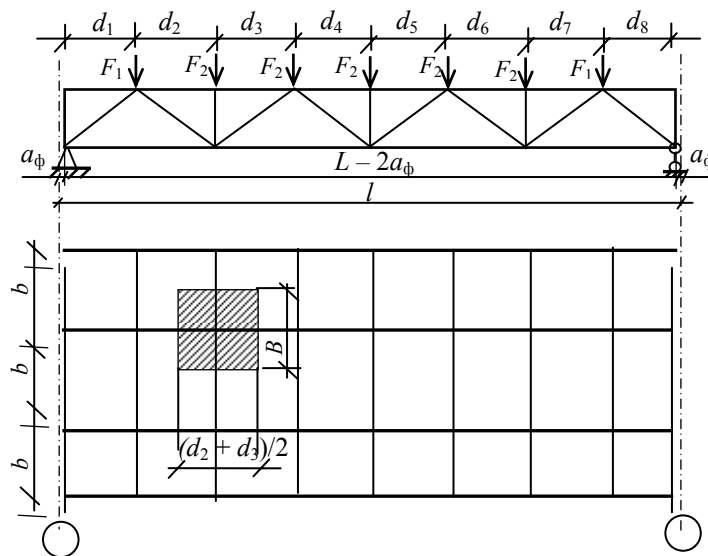


Рис. 25. Схема определения грузовой площади

Снеговая нагрузка определяется [1] в зависимости от профиля покрытия, наличия фонарей, количества пролётов, величины уклона кровли. В некоторых случаях доля снеговой нагрузки в расчётных усилиях достигает 60 – 70 %. Поэтому элементы покрытия чувствительны к возможным перегрузкам и неравномерному распределению снеговой нагрузки, что необходимо учитывать при расчёте.

Расчётное значение снеговой нагрузки, приведенной к узловой, определяют аналогично постоянной с учётом грузовой площади, с которой она собирается (рис. 25), по формуле

$$F_s = sb\gamma_n (d_{i-1} + d_i) / 2,$$

где s – расчётное значение полной снеговой нагрузки, определённое по п. 3.2 в соответствии с [1].

Ветровая нагрузка учитывается при уклоне кровли более 30°. При расчёте ферм ветровая нагрузка на фонарь не принимается во внимание, так как оказывает незначительное влияние. При креплении стено-вых панелей к опорной стойке ветровую нагрузку прикладывают к поясам фермы.

Если ферма жёстко сопряжена с колоннами, дополнительно учитывается изгибающий момент, который раскладывают на горизонтальные составляющие и прикладывают по осям центров тяжести поясов.

Подстропильные фермы в большинстве случаев рассчитывают как разрезные свободно опертые конструкции с приложением нагрузки в узлах. Расчётная нагрузка на них состоит из опорного давления стропильных ферм, собственного веса конструкций. Пояса подстропильных ферм проверяют на восприятие ветровых нагрузок, приложенных в торце здания. При опирании кровли на верхний пояс подстропильной фермы учитывается вес покрытия.

4.4.2. Определение усилий в стержнях фермы

Продольные усилия в стержнях фермы определяют методами строительной механики. Статический расчёт ферм выполняют на ЭВМ, аналитическим методом (например, вырезание узлов) или графическим построением диаграммы Максвелла-Кремоны для каждого вида загрузки отдельно. При этом делаются следующие допущения: стержни заменяют прямолинейными отрезками, проходящими через оси центров тяжести сечений элементов и пересекающимися в узлах с идеальным шарниром. Исходя из принятых допущений, считают, что все элементы фермы работают на центральное сжатие или растяжение. В действительности узловые соединения жёсткие, однако жёсткость узлов следует учитывать лишь для ферм из двутавровых, трубчатых и Н-образных профилей, если соотношение высоты сечения стержня к его длине $h/l > 1/15$ при расчётной температуре наружного воздуха более -40 °С и $h/l > 1/10$ при $t < -40$ °С. Перепад осей центров тяжести при соединении стержней поясов принимается во внимание, если смещение осей превышает 1,5 % высоты сечения пояса.

Если на ферму воздействует подвижная нагрузка (подвесное транспортное оборудование), то максимальное усилие в стержнях фермы определяют обычно с использованием линии влияния.

При действии на ферму более двух видов или схем нагрузок результаты статического расчёта от каждой нагрузки записывают в таблицу, получают расчётные усилия как результат суммирования усилий при невыгоднейшем сочетании всех возможных нагрузок, в соответствии с классификацией сочетаний нагрузок (основные и особые) [1]. Усилия от опорных моментов складывают с расчётными усилиями, если они догружают стержень.

Если равномерно распределённая нагрузка приложена непосредственно к поясам ферм (например, беспрогонное покрытие по профилированному настилу), то необходимо учесть действие изгибающих моментов, которые определяются так же, как у неразрезной балки:

– пролётный момент в крайней панели

$$M_1 = \frac{qd_1^2}{10};$$

– пролётный момент в средней панели

$$M_i = \frac{qd_i^2}{12};$$

– момент над промежуточной опорой

$$M_{\text{оп}} = \frac{qd_i^2}{18}.$$

В случае примыкания к узлу панелей с неравными длинами момент в узле вычисляется по формуле

$$M_{\text{оп}} = \frac{q}{24}(d_1^2 + d_2^2),$$

где d_1 и d_2 – длины соседних панелей; q – погонная нагрузка на ферму.

Несущую способность стержней определяют по окончательному расчётному наибольшему усилию.

4.4.3. Определение расчётных длин элементов фермы

Расчётные длины стержней ферм определяются в соответствии с табл. П5.1 (за исключением элементов перекрестной решётки).

В общем случае расчётная длина стержней фермы в её плоскости определяется по формуле

$$l_{ef, x} = \mu_x l, \quad (3)$$

где μ_x – коэффициент приведения длины, зависящий от степени защемления стержня в узле; l – расстояние между центрами узлов.

Расчётная длина стержней пояса в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, принимается равной расстоянию между узлами, закрепленными связями от смещения из плоскости фермы. В связи с этим расчётные длины поясов из плоскости фермы определяют на основании принятой системы связей по покрытию.

В беспрогонных панельных покрытиях верхний пояс стропильных ферм закреплён в плоскости кровли плитами или панелями настила, прикрепленными к поясам ферм в каждом узле. В этом случае за расчётную длину пояса из плоскости фермы принимают ширину одной плиты.

4.4.4. Предельные гибкости стержней фермы

Элементы фермы должны проектироваться из жёстких стержней. Особенно существенное значение имеет гибкость λ для сжатых стержней, теряющих устойчивость при продольном изгибе как в плоскости, так и из плоскости фермы. Они легко искривляются от случайных воздействий, провисают, вибрируют при динамических нагрузках.

Гибкость стержня определяется по формулам

– в плоскости фермы

$$\lambda_x = \frac{l_{ef, x}}{i_x}; \quad (4)$$

– из плоскости фермы

$$\lambda_y = \frac{l_{ef, y}}{i_y}, \quad (5)$$

где $l_{ef, x}$, $l_{ef, y}$ – расчётные длины стержней в плоскости и из плоскости фермы соответственно.

Для сжатых стержней обе гибкости не должны превышать предельной (λ_u), установленной нормами [2] и зависящей от назначения стержня и степени его нагружения (П9.1):

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \geq 0,5,$$

где N – расчётное усилие; $\varphi \cdot A \cdot R_y \gamma_c$ – несущая способность стержня:

Растянутые стержни конструкций также не должны быть слишком гибкими, так как могут прогнуться при транспортировании и монтаже или вибрировать при динамическом воздействии, поэтому для растянутых стержней ферм также установлены значения предельной гибкости (П9.2).

4.4.5. Подбор сечений элементов ферм

При подборе сечений стержней в фермах из прокатных и гнутых профилей для удобства комплектования металла принимают не более 5–6 калибров профилей.

Профильный прокат поставляется длиной до 12 м, поэтому при изготовлении ферм пролетом 24 м (включительно) элементы пояса принимают постоянного сечения.

Подбор сечений элементов ферм удобно оформлять в табличной форме.

Подбор сечений сжатых элементов. Предельное состояние сжатых элементов ферм определяется их устойчивостью, поэтому проверка несущей способности элементов выполняется по формуле

$$N / \varphi_{\min} A \leq R_y \gamma_c, \quad (6)$$

где N – расчётное продольное усилие; φ_{\min} – коэффициент продольного изгиба, определённый по наибольшей гибкости λ_x или λ_y по прил. 8; A – площадь поперечного сечения стержня; R_y – расчётное сопротивление стали; γ_c – коэффициент условий работы (П5.2).

Для подбора сечения необходимо наметить тип сечения, задаться гибкостью стержня, определить коэффициент φ по табл. П8 и найти требуемую площадь сечения:

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}. \quad (7)$$

При предварительном подборе для поясов легких ферм принимают $\lambda = 60 \dots 80$, а для решётки $\lambda = 100 \dots 120$. Большие значения гибкости применяются при меньших усилиях.

По требуемой площади подбирают по сортаменту подходящий профиль, определяют его фактические геометрические характеристики A , i_x , i_y , находят λ_x ; λ_y . По большей гибкости уточняют коэффициент φ и выполняют проверку устойчивости по формуле (6). Если гибкость стержня предварительно была задана не точно и проверка показала перенапряжение или значительное (больше 5 – 10 %) недонапряжение, то проводят корректировку сечения, принимая промежуточное значение между предварительно заданным и фактическим значениями гибкости. Второе приближение, обычно, достигает цели.

Подбор сечения растянутых элементов. В практике проектирования расчёт растянутых элементов проводится по формуле

$$N / A_n \leq R_y \gamma_c. \quad (8)$$

где A_n – площадь сечения нетто при ослаблении сечения (например, отверстиями для болтов).

Требуемую площадь нетто растянутого элемента определяют по формуле

$$A_{req} = \frac{N}{R_y \gamma_c}. \quad (9)$$

По сортаменту выбирают профиль, имеющий ближайшее большее значение площади. Гибкость стержня в плоскости и из плоскости фермы также не должна превышать предельной.

Подбор сечения стержней по предельной гибкости. Некоторые стержни лёгких ферм имеют незначительные усилия, а, следовательно, небольшие напряжения. Сечения этих стержней подбирают по предельной гибкости (см. п. 4.4.4). К таким стержням обычно относятся дополнительные стойки в треугольной решётке, раскосы в средних панелях ферм, элементы связей и т.п.

Зная расчётную длину стержня l_{ef} и значение предельной гибкости λ_u , определяют требуемый радиус инерции

$i_{req} = \frac{l_{ef}}{\lambda_u}$, а затем по сортаменту выбирают сечение с $i \geq i_{req}$ и проверяют условие $\lambda_{\max} \leq \lambda_u$.

4.5. ФЕРМЫ ИЗ ПАРНЫХ УГОЛКОВ

4.5.1. Особенности конструирования

Фермы из двух уголков, составленных в тавр, применяются в неагрессивных и слабоагрессивных средах.

Конструирование фермы начинается с проведения осей элементов, сходящихся в узле. Ось любого элемента считается совпадающей с положением его центра тяжести, округленным до 5 мм (рис. 26).

Минимальный профиль уголков для ферм назначают из равнополочных $L 50 \times 5$ или из неравнополочных $L 63 \times 40 \times 5$. Длина уголков принимается кратной 10 мм, резка осуществляется под прямым углом.

В узлах стержни фермы объединяются с помощью фасонок, расположенных между уголками. К фасонкам стержни крепятся посредством сварки или болтов. В сварных фермах уголки крепятся к фасонкам фланговыми швами.

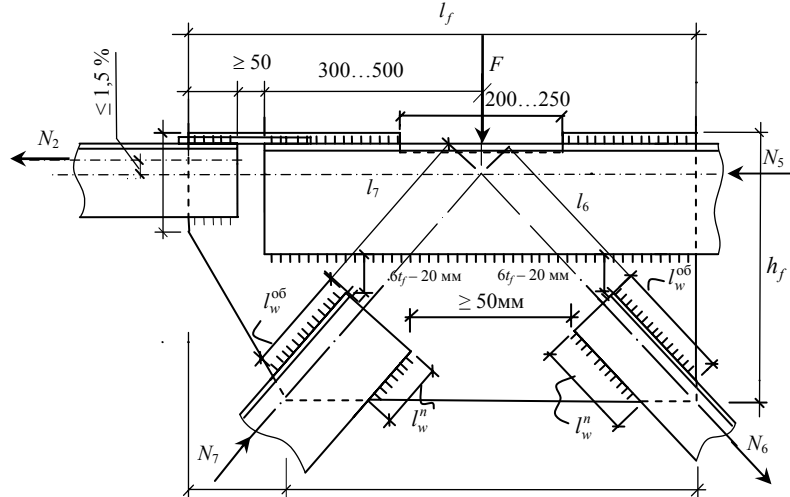


Рис. 26. Узел изменения верхнего пояса фермы по длине

Узловые фасонки конструируют в зависимости от расположения и размеров сварных швов. По возможности фасонки выпускают за обушок поясных уголков на $10 \dots 20$ мм. В местах опирания прогонов или плит покрытия фасонки утапливают на $10 \dots 15$ мм, а это место не заваривают (рис. 27). Высоту фасонки рекомендуется принимать в соответствии со стандартным размером ширины листа.

На всю ферму принимают одну или две толщины узловых фасонок с разницей не более 2 мм в зависимости от наибольших действующих усилий (табл. 6).

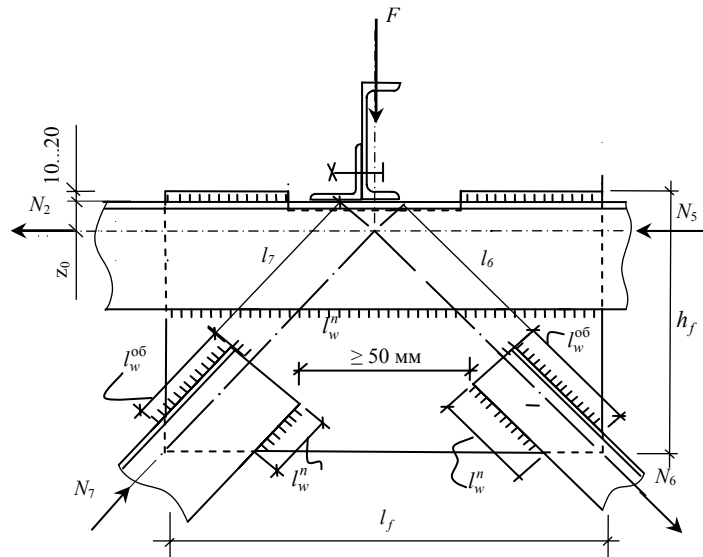


Рис. 27. Промежуточный узел верхнего пояса фермы

6. Рекомендуемые толщины фасонок

Максимальное усилие в стержнях решетки, кН	До 150	160 – 250	260 – 400	410 – 600	610 – 1000	1010 – 1400	1410 – 1800	Более 1800
Толщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16	18	20

Для крепления прогонов к верхнему поясу в конструкции фермы предусматривается уголок с отверстиями для болтов (рис. 27). При опирании ребристых железобетонных плит покрытия верхний пояс усиливают накладками толщиной $t = 12$ мм при шаге ферм 6 м и $t = 14$ мм при шаге 12 м.

В узлах ферм, где проектируется изменение сечения поясов, их следует перекрывать накладками без включения в работу стыка фасонки. Фасонка начинает работать только в том случае, если её продолжить за узел фермы на 300...500 мм (рис. 26). Стыкуемые элементы не следует смещать по высоте более чем на 1,5 %, в случае превышения этой величины в узле возникает изгибающий момент, который учитывается в расчётах. Между торцами соединяемых элементов поясов оставляют зазор 50 мм.

В целях снижения величины сварочных напряжений расстояние между сварными швами решётки и поясов фермы принимается равным $a = 6t_f - 20$ мм, но не более 80 мм, t_f – толщина фасонки (рис. 26).

Расстояние между сварными швами решётки принимается не менее 50 мм (рис. 26).

Для совместной работы симметричных уголков между ними ставят соединительные прокладки (рис. 28) шириной $b = 60...100$ мм, длиной на $a = 20...30$ мм более ширины уголка и толщиной, равной толщине фасонки. Расстояние между прокладками принимают $40i$ – для сжатых элементов и $80i$ – для растянутых (i – радиус инерции уголка относительно оси, параллельной плоскости прокладки для таврового сечения и минимальный для крестового). Сжатые стержни необходимо соединять не менее чем двумя прокладками.

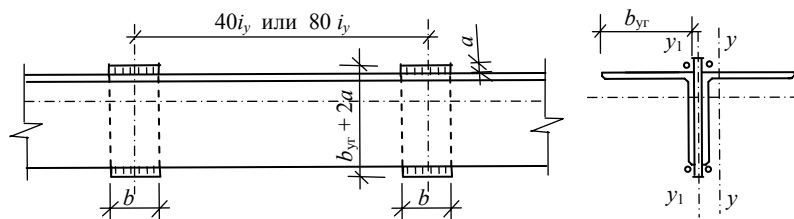


Рис. 28. Постановка соединительных прокладок

Укрупнительный стык ферм осуществляется с помощью накладок, прикрепляемых сваркой (рис. 29) или высокопрочными болтами (рис. 30).

Толщину опорной плиты при шарнирном опирании ферм на железобетонные или металлические (рис. 31) колонны принимают не менее 20...25 мм, диаметр опорных болтов – в пределах 20...24 мм, отверстия под болты диаметром 40...50 мм. Это дает возможность устранить неточность закладки анкеров при монтаже.

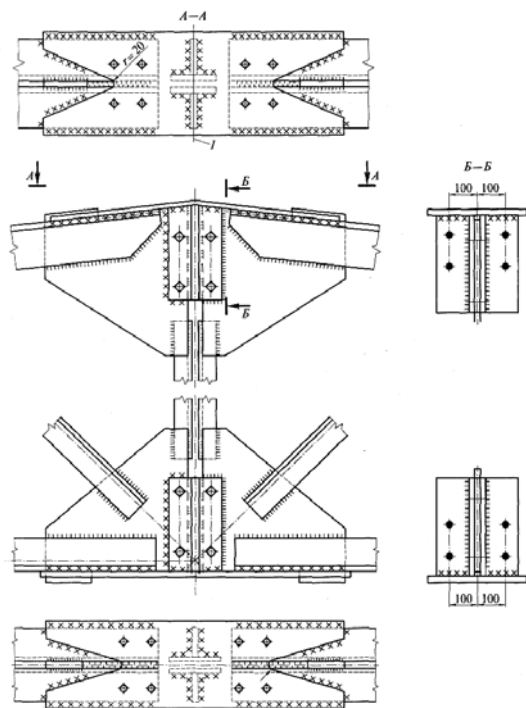


Рис. 29. Укрупнительный стык стропильной фермы из парных уголков на сварке:
I – линия сгиба стыковой накладки

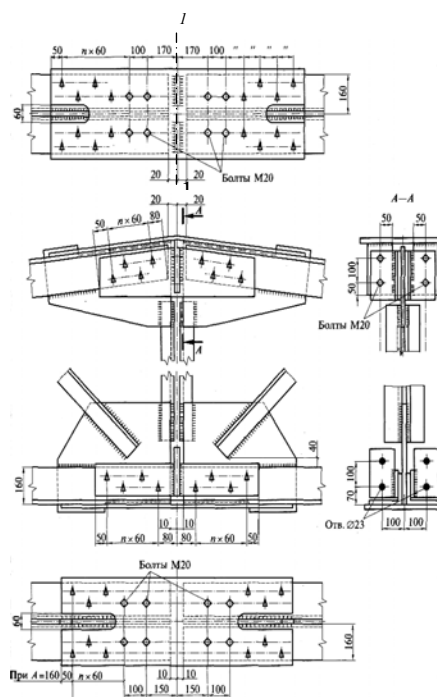


Рис. 30. Укрупнительный стык стропильной фермы из парных уголков на высокопрочных болтах

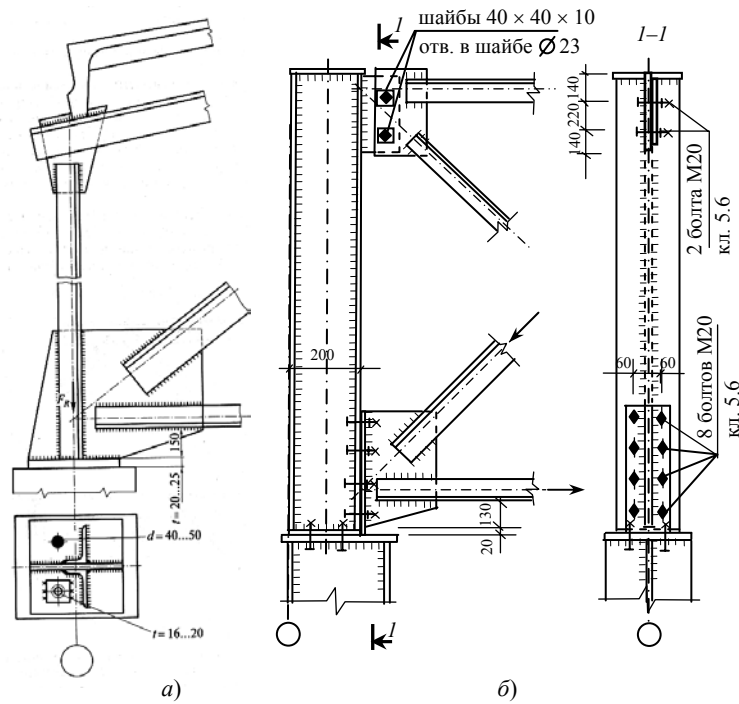


Рис. 31. Узлы опирания стропильной фермы из парных уголков на колонны:
a – железобетонные; *б* – металлические

4.5.2. Особенности расчёта сварных швов

Длины сварных швов, прикрепляющих уголки к фасонкам, определяются по формулам (соответственно для обушка и пера):

$$l_w^{об} = \frac{k_1 N}{n \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + a;$$

$$l_w^п = \frac{k_2 N}{n \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + a,$$

где k_1 и k_2 – коэффициенты, зависящие от вида уголка, определяются по табл. 7; n – количество уголков (швов); k_f – катет (высота) сварного шва, принимаемый в пределах 4...12 мм. Максимальное значение k_f для шва по обушку уголка не более $1,2t$ (где t – наименьшая из толщин фасонки или уголка), по перу k_f принимается не более чем $k_f = t - 1$ мм при $t \leq 6$ мм; $k_f = t - 2$ мм при $7 \leq t \leq 16$ мм; $k_f = t - 4$ мм при $t > 16$ мм, здесь t – толщина уголка и не более толщины фасонки. Число различных по толщине швов на всю ферму не должно превышать 3–4. β_f – коэффициент, принимаемый по табл. Пб.4; γ_{wf} – коэффициент условия работы сварного шва; R_{wf} – расчётное сопротивление металла шва сварных соединений, определяемое по [табл. Пб.2]; a – запас на непровар ($a = 1...2$ см).

Сварные швы, прикрепляющие элементы решётки к фасонкам, следует выполнять с обваркой торцов уголков (рис. 32).

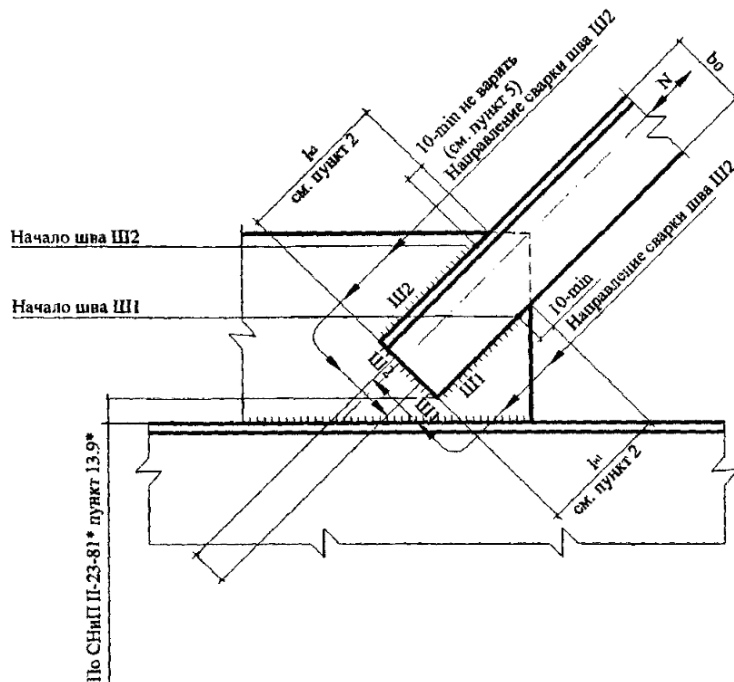


Рис. 32. Правила размещения сварных швов

Длины нахлестки уголков на фасонку $l_{н1}$, $l_{н2}$ определяются исходя из несущей способности фасонки (вырыв, срез и пр. факторы) и сварных швов по обушке и перу, обеспечивающих передачу действующих в них усилий. Длины $l_{н1}$, $l_{н2}$ принимать не менее $1,7b_0$ по обушке и $1,1b_0$ по перу (где b_0 – ширина примыкающей к фасонке полки уголка).

Минимальная длина сварного шва $l_{w,min} = 4k_f$ или 40 мм, максимальная не более $85\beta k_f$. Длина сварного шва l_w должна быть кратной 10 мм.

Сварные швы крепления уголков к фасонкам выполняют в следующей последовательности:

1. Выполнить сварку шва Ш1 по перу уголка с началом у края фасонки (см. ниже пункт 4) и окончанием на середине торца уголка.
2. Выполнить сварку шва Ш2 по обушке уголка с началом у края фасонки (см. пункт 4) и окончанием на середине торца уголка с пере-крытием шва Ш1 на 20 – 30 мм.
3. Выполнить при необходимости проходы швов Ш1 и Ш2 по обушке и перу со смещением начала каждого последующего прохода на 10 мм, обеспечивающие расчётные величины катетов.
4. Начало швов Ш1 и Ш2 выполнять с отступлением от края фасонки не менее чем на 10 – 15 мм.
5. Кратеры сварных швов должны быть заварены и не иметь трещин.
6. Качество сварных швов должно быть проконтролировано.

7. Распределение усилий между швами по перу и обушке

Тип сечения	k_1	k_2
	0,7	0,3
	0,75	0,25
	0,65	0,35

4.6. ФЕРМЫ ИЗ ЗАМКНУТЫХ ГНУТОСВАРНЫХ ПРОФИЛЕЙ

4.6.1. Особенности конструирования и расчёта

Фермы из замкнутых гнутосварных профилей (ГСП) проектируются с узлами без фасонок и опиранием легкого покрытия непосредственно на верхний пояс или на прогоны. Для упрощения конструкции узлов решётку принимают треугольную без дополнительных стоек. Схемы решётки ферм из замкнутых ГСП показаны на рис. 21.

Углы примыкания раскосов к поясу должны быть не менее 30° , в этом случае обеспечивается плотность примыкания раскоса к поясу (рис. 33).

Для удобного расположения раскосов в узлах иногда смещают центровку стержней с оси пояса. Эти эксцентриситеты в расчёте не учитываются, если $e < 0,25D_b$, в противном случае возникающий узловый момент $M = (N_2 - N_1) \cdot e$ воспринимается поясом (рис. 33), так как гибкость стержней решётки в плоскости фермы значительно меньше.

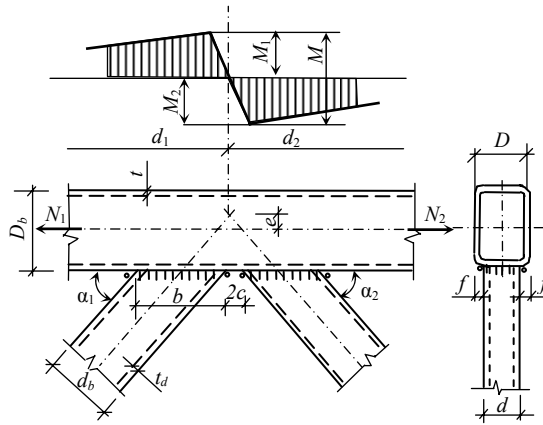


Рис. 33. Схема узла с расцентровкой осей стержней и распределением моментов в поясе

Приближённо моменты в поясе можно определить по формулам

$$\begin{aligned} M_1 &= Md_2 / (d_1 + d_2); \\ M_2 &= Md_1 / (d_1 + d_2), \end{aligned} \quad (10)$$

где d_1, d_2 – длины панелей, примыкающих к узлу.

Для стержней ферм применяются гнutosварные профили по ГОСТ 30245–2003 (табл. П12.6). Толщину стенок стержней следует принимать не менее 3 мм для поясов, 2,5 мм для решётки. В одной ферме не рекомендуется применять профили с одинаковыми размерами сечения и отличающиеся толщиной стенок менее чем на 2 мм.

Для поясов отношение высоты стенки к её толщине должно быть не более 45, для решётки $d_b/t < 60$.

Ширина стержней решётки принимается с таким расчётом, чтобы можно было свободно приварить их к поясу, но не более величины $D - 2(t + t_d)$ и не менее $0,6D$, где D – ширина сечения пояса.

Зазор между примыкающими к поясу стержнями решётки устанавливается исходя из возможности размещения двух сварных швов и принимается равным $2c = 20 \dots 50$ мм.

В стыках и свободных торцах поясов необходимо устанавливать заглушки, герметично закрывающие внутреннюю полость профиля от проникновения влаги и пыли, вызывающих коррозию.

Расчётная длина панелей верхних поясов ферм беспрогонных покрытий l_{ef} определяется по формуле

$$l_{ef, x} = \mu_x l, \quad (11)$$

где l – длина панели; μ_x – коэффициент расчётной длины, $\mu = 0,65 \sqrt{\frac{n \cdot 10^3 + 1}{n \cdot 10^3 + 0,43}}$ – для панели пояса, не граничащей с шарнирным узлом (например, фланцевое соединение на болтах), и при наличии равномерно распределённой нагрузки на соседних панелях; $\mu = 0,8 \sqrt{\frac{n \cdot 10^3 + 1}{n \cdot 10^3 + 0,65}}$ – для панели пояса, граничащей с шарнирным узлом или с панелью, не загру-

женной распределённой нагрузкой; здесь $n = \frac{qH}{2N}$ – параметр распределённой нагрузки ($0 \leq n \leq 4 \frac{H_t H}{L^2}$); q – распределённая нагрузка на пояс; N – продольная сила; H – высота сечения пояса; H_t – высота фермы по осям поясов; L – пролет фермы.

Расчётная длина элементов ферм в прогонных покрытиях определяется по П5.1.

Расчёт элементов на прочность и устойчивость производится аналогично фермам из парных уголков (см. п. 4.4.5) в соответствии с [2, разд. 5] и [3, п. 15.6].

Расчётные сопротивления гнutosварных профилей следует принимать по СНиП П-23–81* или по прил. 4 настоящего пособия.

Стенки стержней ферм из ГСП проверяют на местную устойчивость по формуле

$$\frac{h_{ef}}{t} \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (12)$$

где h_{ef} – расчётная высота стенки; $\bar{\lambda}_{uw}$ – наибольшая условная гибкость стенки (П11.3): при центральном сжатии элементов ($m = 0$)

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{uw} &= 1,2, \quad \text{если } \bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} < 1; \\ \bar{\lambda}_{uw} &= 1 + 0,2 \cdot \bar{\lambda} \leq 1,6, \quad \text{если } \bar{\lambda} \geq 1; \end{aligned} \quad (13)$$

при внецентренном сжатии элементов или при сжатии с изгибом ($m \geq 1$)

$$\bar{\lambda}_{uv} = 1,3 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}_1^2, \text{ если } \bar{\lambda}_1 < 2; \\ \bar{\lambda}_{uv} = 1,2 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}_1 \leq 3,1, \text{ если } \bar{\lambda}_1 \geq 2.$$

Значение условной гибкости $\bar{\lambda}_1$ стержня определяется при проверке устойчивости в плоскости изгиба

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{l_{ef,1}}{i_1} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (15)$$

Если величина m находится в пределах $0 \dots 1$, то $\bar{\lambda}_{uv}$ находят по интерполяции между значениями $\bar{\lambda}_{uv}$ при относительных эксцентриситетах $m = 0$ и $m = 1$.

В местах приложения к поясам сосредоточенных нагрузок (прогоны, площадки, монорельсы и т.п.) необходимо предусматривать накладки, прокладки, ребра и другие детали, снижающие местные напряжения и предохраняющие от местных деформаций и повреждений (рис. 34).

Местную устойчивость стенки пояса в местах опирания прогонов (рис. 34, а) при несовпадении плоскости опирания с плоскостью стенки (на радиус закругления) проверяют по формуле

$$F \leq 2,5 \cdot 10^{-4} t R_y \left[3050 + 23 \frac{z}{t} - 0,09 \frac{z(D_b - 6t)}{t^2} - \frac{5(D_b - 6t)}{t} \right] \rho, \quad (16)$$

здесь

$$\rho = \left(1,06 - 0,06 \frac{r}{t} \right) \left(1,22 - 0,22 \frac{R_y}{230} \right). \quad (17)$$

В формулах (16), (17): t – толщина стенки пояса, см; z – подкладки, см; $r = 2t$ – внутренний радиус закругления, не превышающий $4t$, см; R_y – расчётное сопротивление пояса, МПа; F – сосредоточенная сила, кН.

При несоблюдении условия (16) стенку верхнего пояса усиливают рёбрами (рис. 34, б).

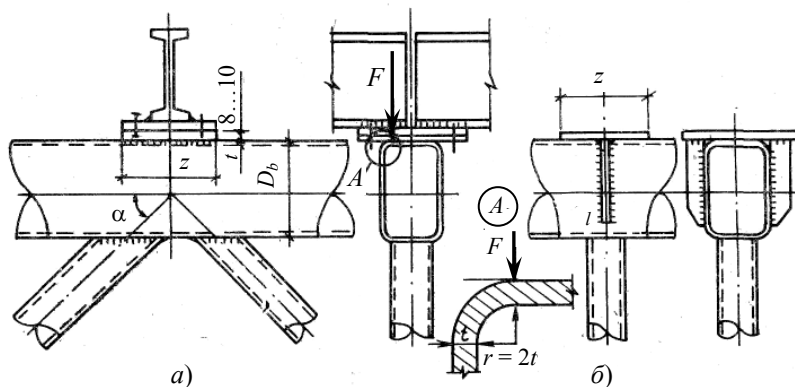


Рис. 34. К расчёту местной устойчивости стенок элементов из гнутосварных профилей при опирании прогона:

а – на подкладку; *б* – на подкладку с рёбрами

Для сечения элементов из ГСП должно проверяться условие местной устойчивости поясов, т.е. отношение расчётного свеса поясов к его толщине $\left(\frac{b_{ef}}{t} \right)$ не должно превышать значений:

– для поясов центрально-сжатых элементов, определённых по формуле (12) или табл. П11.3, т.е. как и для стенок коробчатого сечения;

– для внецентренно-сжатых и сжато-изогнутых элементов расчёт значений производится в зависимости от m :

• при $m \leq 0,3$, расчёт устойчивости пояса выполняется как для центрального сжатия;

• $\sqrt{\frac{E}{R_y}}$ при $m \geq 1,0$ и $\bar{\lambda} \leq 2 + 0,04m$;

• $(0,4 + 0,3\bar{\lambda})(1 - 0,01m) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ при $m \geq 1,0$ и $\bar{\lambda} > 2 + 0,04m$;

• отношение b_{ef}/t определяют линейной интерполяцией между значениями b_{ef}/t , вычисленными при $m = 0,3$ и $m = 1,0$, при $0,3 < m < 1$.

В сопряжениях бесфасоночных узлов (рис. 33 – 35) должны производиться проверки на:

– продавливание (вырывание) участка стенки пояса, контактирующей с элементом решётки;

– несущую способность участка боковой стенки пояса (параллельной плоскости узла) в месте примыкания сжатого элемента решётки;

– несущую способность элемента решётки в зоне примыкания к поясу;

– прочность сварных швов прикрепления элемента решётки к поясу.

В случае одностороннего примыкания к поясу двух элементов решётки или более с усилиями разных знаков (рис. 35, а, б), а также одного элемента в опорных узлах (рис. 35, в) при $d/D \leq 0,9$ и $c/b \leq 0,25$ несущую способность пояса на продавливание (вырывание) следует проверять для каждого примыкающего элемента по формуле

$$|N| + \frac{1,5|M|}{d_b} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d \gamma_D R_y t^2 (b + c + \sqrt{2Df})}{(0,4 + 1,8c/d) f \sin \alpha}, \quad (18)$$

где N – усилие в примыкающем элементе; M – изгибающий момент от основного воздействия в примыкающем элементе в плоскости узла в сечении, совпадающем с примыкающей полкой пояса (момент от жёсткости узлов допускается не учитывать); γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый по поз. 1 и 2 П5.2; γ_d – коэффициент влияния знака усилия в примыкающем элементе, принимаемый равным 1,2 при растяжении и 1,0 – в остальных случаях; γ_D – коэффициент влияния продольной силы в поясе, определяемый при сжатии в поясе, если $|F|/(AR_y) > 0,5$, по формуле

$$\gamma_D = 1,5 - |F|/(AR_y), \quad (19)$$

в остальных случаях $\gamma_D = 1$; F – продольная сила в поясе со стороны растянутого элемента решётки; A – площадь поперечного сечения пояса; R_y – расчётное сопротивление стали пояса; t – толщина стенки пояса; b – длина участка линии пересечения примыкающего элемента с поясом в направлении оси пояса, равная $d_b/\sin \alpha$; c – половина расстояния между смежными стенками соседних элементов решётки или поперечной стенкой раскоса и опорным ребром; $f = (D - d)/2$; α – угол примыкания элемента решётки к поясу.

Формула (18) относится к узлам К-образного типа, т.е. антисимметричным по усилиям в примыкающих элементах, при не слишком больших отношениях поперечных размеров элемента решётки и пояса и малой раздвижке раскосов.

Несущую способность пояса на продавливание в крестообразных, Т-образных узлах (рис. 35, з, д), а также в узлах (рис. 35, а, б, в) при $c/b > 0,25$ следует проверять по формуле

$$|N| + \frac{1,7|M|}{d_b} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d \gamma_D R_y t^2 (b + 2\sqrt{2Df})}{f \sin \alpha}. \quad (20)$$

Несущую способность боковой стенки в плоскости узла в месте примыкания сжатого элемента решетки при $d/D > 0,85$ следует проверять по формуле

$$N \leq \frac{2\gamma_c \gamma_t k R_y t d_b}{\sin^2 \alpha}, \quad (21)$$

где γ_t – коэффициент влияния тонкостенности пояса, для отношений $D_b/t \geq 25$ принимаемый равным 0,8, в остальных случаях – 1,0; k – коэффициент, принимаемый в зависимости от тонкостенности пояса D_b/t и расчётного сопротивления стали R_y равным:

- при $4(t/D_b)^2 - R_y/E \leq 0$, $k = 3,6(t/D_b)^2 R_y/E$;
- при $0 < 4(t/D_b)^2 - R_y/E < 6 \cdot 10^{-4}$; $k = 0,9 + 670(t/D_b)^2 - 170R_y/E$;
- в остальных случаях $k = 1,0$ (для сталей с $R_y \leq 400$ МПа при отношениях $D_b/t \leq 40$).

Формулой (21) учтена возможность исчерпания несущей способности узла от выпучивания боковой стенки пояса при достаточно больших отношениях d/D (когда продавливание затруднено). Коэффициент k учитывает возможное снижение несущей способности участка стенки пояса как сжатой пластинки, работающей в упругой или упруго-пластической стадии ($k = \sigma_{cr}/R_y$; σ_{cr} – критическое напряжение).

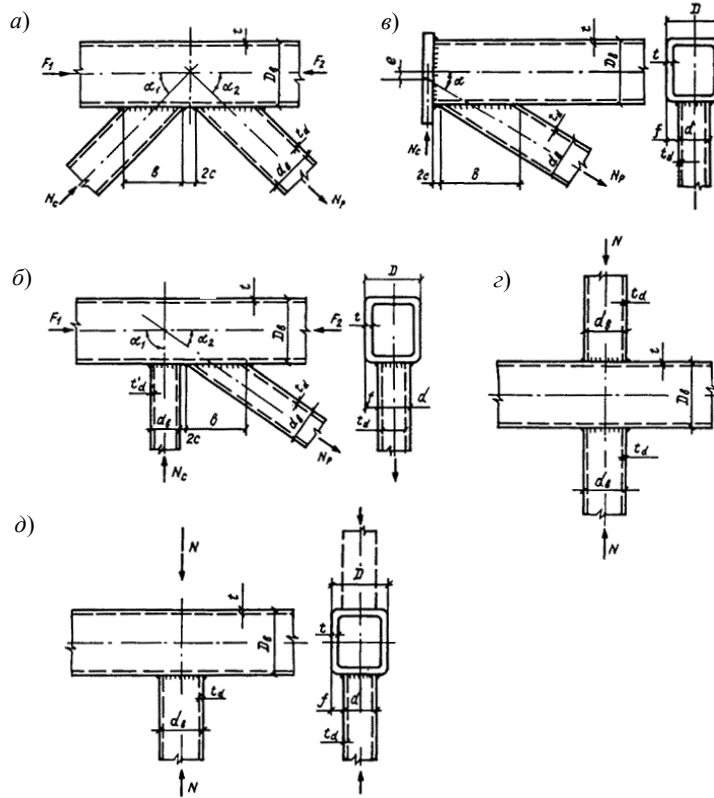


Рис. 35. Бесфасоночные узлы ферм:

а – К-образный; *б* – раскосный; *в* – опорный; *г* – Х-образный; *д* – Т-образный

Несущую способность элемента решётки в зоне примыкания к поясу следует проверять:

– в узлах (рис. 35, *а, б, в*), при углах примыкания $\alpha = 40 \dots 50^\circ$ по формуле

$$|N| + \frac{0,5|M|}{d_b} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d k R_{yd} A_d}{1 + 0,013 D/t}, \quad (22)$$

где k – определяется, как и в формуле (21), но с заменой характеристик пояса на характеристики элемента решётки (D_b – на большее из значений d и d_b ; t на t_d ; R_y на R_{yd}); R_{yd} – расчётное сопротивление стали элемента решётки; A_d – площадь поперечного сечения элемента решётки; t_d – толщина стенки элемента решётки; для элемента решётки неквадратного сечения в правую часть формулы (22) следует вводить множитель $\frac{2}{3} \left(1 + \frac{1}{1 + d/d_b} \right)$;

– в крестообразных, Т-образных узлах (рис. 35, *г, д*), а также в узлах (рис. 35, *а, б, в*) при $c/b > 0,25$ по формуле

$$|N| + \frac{0,5|M|}{d_b} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d k R_{yd} A_d}{[1 + 0,01(3 + 5d/D - 0,1d_b/t_d)D/t] \sin \alpha}. \quad (23)$$

Выражение в круглых скобках формулы (23) не должно быть менее нуля. Для элементов решётки неквадратного сечения в правую часть формулы (23) следует вводить множитель $2/(1 + d/d_b)$.

Монтажные стыки рекомендуется выполнять фланцевыми на высокопрочных предварительно напряжённых болтах (рис. 36).

Опорные узлы при беспрогонном покрытии по фермам типа «Молодечно» показаны на рис. 37.

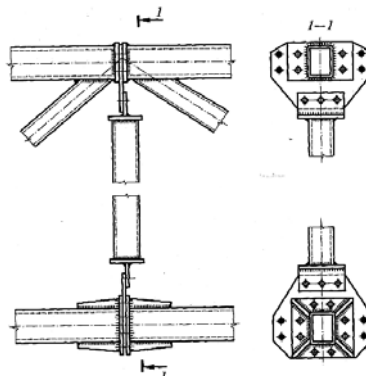


Рис. 36. Укрепительный стык стропильной фермы из гнутосварных профилей на фланцах и высокопрочных болтах
4.6.2. Особенности расчёта сварных швов

Несущую способность сварных швов, прикрепляющих элементы решётки к поясу, следует проверять:
– в узлах (рис. 35, а, б, в), при углах примыкания $\alpha = 40 \dots 50^\circ$ по формуле

$$|N| + \frac{0,5|M|}{d_b} \leq \frac{0,75 + 0,01 D/t}{\beta_f k_f (2d_b/\sin \alpha + d)} \leq \gamma_c R_{wf} \gamma_{wf}, \quad (24)$$

где $\beta_f, k_f, \gamma_{wf}, R_{wf}$ следует принимать согласно П6.2 – П6.5;

– в крестообразных, Т-образных узлах (рис. 35, з, д), а также в узлах (рис. 35, а, б, в) при $c/b > 0,25$ по формуле

$$|N| + \frac{0,5|M|}{d_b} \leq \frac{[1 + 0,01(3 + 5 d/D - 0,1 d_b/t_d) D/t] \sin \alpha}{4\beta_f k_f d_b} \leq \gamma_c R_{wf} \gamma_{wf}. \quad (25)$$

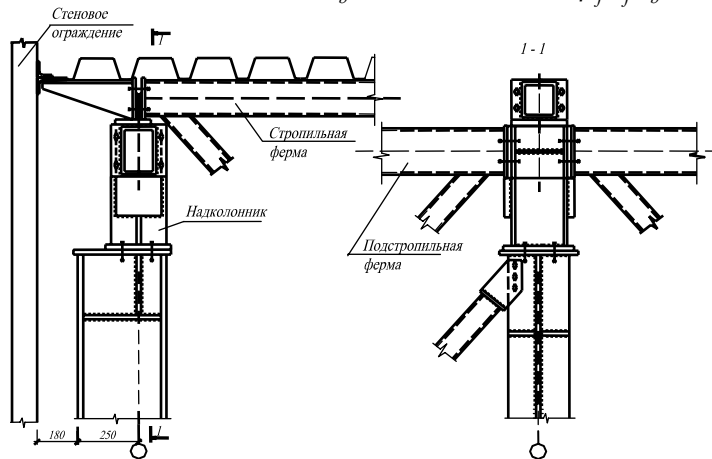


Рис. 37. Узлы опирания стропильной и подстропильных ферм из гнutosварных профилей на металлические колонны

Расчётную длину сварного шва, прикрепляющего элемент решётки к поясу, можно определить по формуле

$$l_w = 2 \left[\frac{d_b - 6t_b + 1,5\pi t_b}{\sin \alpha} \right] + (d - 6t_b + 1,5\pi t_b) - 1. \quad (26)$$

Расчётная высота катета шва

$$k_f \geq \frac{N}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}. \quad (27)$$

Если $k_f > 1,2t$, необходимо предусмотреть утолщение стенок элементов решётки или усиливающие накладки.

Сварные швы, выполненные при наличии установочного зазора, равного $(0,5 \dots 0,7)t_d$ (толщины стенки примыкающего элемента), с полным проплавлением стенки профиля, следует рассчитывать как стыковые.

Проверка прочности по нормальным и касательным (на сдвиг) напряжениям в стыковых швах выполняется по формулам

$$\sigma = \frac{N \sin \alpha}{t_d l_w} \leq R_{wy} \gamma_c; \quad \tau = \frac{N \cos \alpha}{t_d l_w} \leq R_{ws} \gamma_c, \quad (28)$$

где N – продольное усилие в рассматриваемом элементе решетки; l_w – длина сварных швов, работающих на усилие, принятая для раскосов при $c/b > 0,25$ и для стоек равной $2b$; при значении $c/b \leq 0,25$ для раскосов $l_w = 2b + d$. Здесь b – длина проекции стенки примыкающего элемента на пояс $b = d_b/\sin \alpha$.

Заводские стыки элементов рекомендуется выполнять сваркой встык на остающейся подкладке. Размещение этих стыков в растянутых элементах с напряжениями свыше $0,9R_y$ не рекомендуется.

4.7. ТРЕБОВАНИЯ К ИЗГОТОВЛЕНИЮ И МОНТАЖУ ФЕРМ

Изготовление и монтаж стальных конструкций покрытия должны производиться в соответствии с требованиями ГОСТ 23118–99 «Конструкции стальные строительные», СНиП 3.03.01–87 «Несущие и ограждающие конструкции» и СП 53-101–98 «Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций».

Изготовление ферм рекомендуется осуществлять на специализированных предприятиях, оснащённых соответствующим оборудованием. Сборка конструкций и отдельных элементов должна выполняться в жестких кондукторах на специальных стендах.

Защиту строительных изделий от коррозии следует производить в соответствии с требованиями СНиП 2.03.11–85 «Защита строительных конструкций от коррозии» и СНиП 3.04.03–85 «Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии».

Монтаж конструкций должен осуществляться в соответствии с ППР, утвержденным в установленном порядке.

Монтаж конструкций покрытия рекомендуется выполнять поэлементно или блоками. При выполнении работ необходимо вести журналы монтажных и сварочных работ.

4.8. ОФОРМЛЕНИЕ РАБОЧЕГО ЧЕРТЕЖА ЛЁГКИХ ФЕРМ (КМД)

На детализированном (рабочем) чертеже показывают главный вид отправочного элемента, планы верхнего и нижнего поясов, вид сбоку и, если необходимо, разрезы. Узлы вычерчивают на главном виде, причём для ясности чертежа узлы и сечения стержней вычерчивают в масштабе 1:10–1:15 на схеме осей фермы, вычерченной в масштабе 1:20–1:30 (см. П13).

В легких фермах отправочным элементом является или вся ферма целиком, или, если ферма в целом виде нетранспортабельна, её часть (в фермах пролётом 24 – 36 м обычно половина фермы).

Основными размерами узла в сварных фермах являются расстояния от центра узла до торцов прикрепляемых стержней решётки и до края фасонки (см. П13). По этим расстояниям определяются требуемая длина стержней решётки, которая обычно назначается кратной 10 мм, и размеры фасонки. На чертеже указываются размеры сварных швов и расположение отверстий для болтов.

На детализированном чертеже размещаются спецификация деталей (по установленной форме) для каждого отправочного элемента и таблица заводских швов или болтов.

В примечаниях указываются особенности изготовления конструкции, неясные из чертежа.

Пример 2. Исходные данные:

Пролёт фермы – 24 м.

Шаг ферм – 6 м.

Тип стропильной фермы – ферма с параллельными поясами из парных уголков с высотой по обухам 2250 мм (см. пример 1).

Тип решётки – треугольная с дополнительными стойками.

Уклон верхнего пояса 2,5 %.

Тип сечения стержней – парные уголки.

Материал конструкций: для стержней фермы – сталь С245, для узловых фасонки – С255 по ГОСТ 27772–88*.

Узловые соединения – сварные, выполняем полуавтоматической сваркой сварочной проволокой Св-08А (ГОСТ 2246–70*) диаметром 2 мм, на монтаже используем ручную сварку электродами Э42 по ГОСТ 9467–75* и болты нормальной точности класса 5.6.

Фермы не подвержены непосредственно динамическому воздействию.

Другие характеристики здания приняты по примеру 1.

Сбор нагрузок на стропильную ферму производим согласно п. 3.2. и примеру 1. Постоянная и снеговая нагрузки равномерно распределены по пролёту фермы (рис. 38).

Сбор постоянной нагрузки на стропильную ферму с учётом её собственного веса приведен в табл. 4.

Расчётное значение постоянной нагрузки $q = 7,13$ кН/м.

Приводим равномерно распределённую нагрузку к сосредоточенной и прикладываем её в узлах фермы. Расчётные узловые силы (рис. 38)

$$F_1 = q(d_1 + d_2)/2 = 7,13 \cdot (2,8 + 3)/2 = 20,7 \text{ кН};$$

$$F_2 = qd_2 = 7,13 \cdot 3 = 21,4 \text{ кН}.$$

Расчётное значение снеговой нагрузки $s = 7$ кН/м (пример 1).

Расчётные узловые силы (рис. 38)

$$F_1 = 7 \cdot (2,8 + 3)/2 = 20,3 \text{ кН}; \quad F_2 = qd_2 = 7 \cdot 3 = 21 \text{ кН}.$$

Усилия, возникающие в ферме от рамной нагрузки в сечении 2–2 незначительны ($Q_{\max} = 2,48$ кН, см. табл. 5) и в данном случае могут не учитываться при определении усилий в элементах фермы.

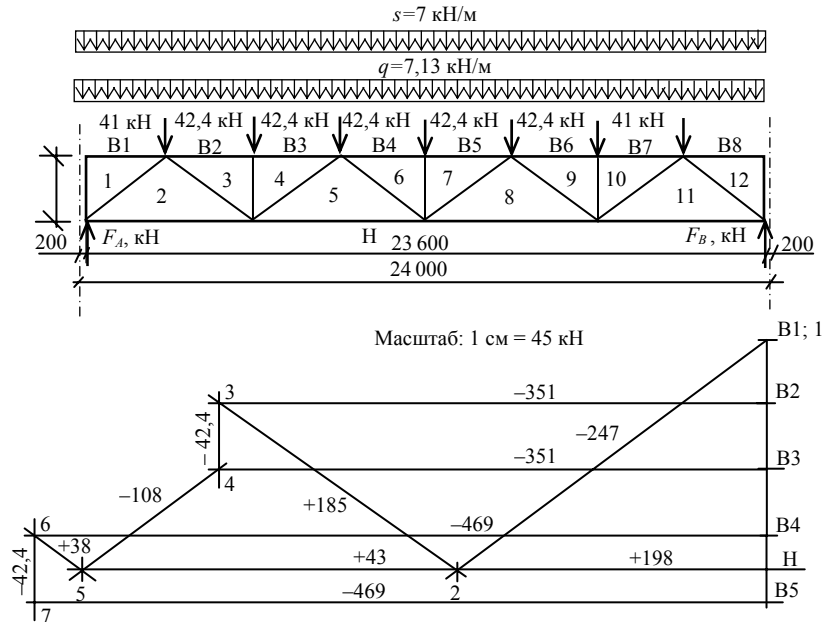


Рис. 38. Диаграмма усилий от суммарной равномерно распределённой нагрузки (постоянная + снеговая)

Определение усилий в стержнях фермы. Усилия в стержнях фермы определяем графоаналитическим методом по диаграмме Максвелла-Кремоны от суммарного действия постоянной и снеговой нагрузок, так как они обе равномерно распределённые и другие загрузки на ферме отсутствуют.

Определим расчётные сосредоточенные силы от совместного действия постоянной и снеговой нагрузок $q + s = 7,13 + 7 = 14,13$ кН/м:

$$F_1 = 14,13 \cdot (2,8 + 3) / 2 = 41 \text{ кН};$$

$$F_2 = qd_2 = 14,13 \cdot 3 = 42,4 \text{ кН}.$$

Для построения диаграммы вычерчиваем в масштабе 1:200 схему фермы, при этом уклоном $i = 0,025$ можно пренебречь. Прикладываем сосредоточенные силы в узлы фермы. При сопряжении фермы и колонны с помощью надколонника нагрузка с покрытия передаётся на него, и сосредоточенная сила на верхний опорный узел фермы будет отсутствовать (рис. 31, б; 37).

Определяем опорные реакции фермы от действующих нагрузок:

$$F_A = F_B = (2F_1 + 5F_2) / 2 = (2 \cdot 41 + 5 \cdot 42,4) / 2 = 147 \text{ кН}.$$

Выбираем масштаб для построения диаграммы (1 см = 45 кН). Строим диаграмму для половины фермы, так как от симметричной нагрузки диаграмма усилий для второй половины фермы будет выглядеть как зеркальное отображение (рис. 38).

Результаты статического расчета фермы от указанных загрузок приведены на рис. 38 и в табл. 8.

Толщину фасонки для сопряжения стержней в узлах принимаем $t_\phi = 12$ мм по максимальному усилию $N = 469$ кН (см.

табл. 8 и 6).

Подбор сечений стержней фермы. *Подбор сечений стержней верхнего пояса.* Стержни В1, В2, В3, В6, В7, В8. Расчётное усилие $N = -351$ кН (табл. 8). Задаёмся гибкостью $\lambda = 70$ и по прил. 8 находим $\phi = 0,754$.

Требуемая площадь сечения

$$A_{req} = \frac{N}{\phi R_y \gamma_c} = \frac{351}{0,754 \cdot 24 \cdot 0,95} = 20,42 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 24$ кН/см².

Принимаем сечение из двух уголков 125 × 8 [П12.1]: $A = 2 \cdot 19,7 = 39,4$ см², $i_x = 3,87$ см, $i_y = 5,53$ см.

Расчётные длины стержней согласно п. 4.4.3 и рис. 4, а

$$l_{ef, x} = \mu l = 1 \cdot 300 = 300 \text{ см}; \quad l_{ef, y} = l_1 = 600 \text{ см},$$

где μ – коэффициент приведения длины, принимаемый по табл. П5.1; l – расстояние между центрами узлов; l_1 – расстояние между закреплёнными от смещения вдоль здания прогонами.

Тогда гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef, x}}{i_x} = \frac{300}{3,87} = 77,5; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef, y}}{i_y} = \frac{600}{5,53} = 108,5$$

(за расчётную длину стержня из плоскости ригеля принято расстояние между связями).

Значение коэффициента продольного изгиба определяем по прил. 8 в зависимости от гибкости $\varphi_y = 0,484$; $\varphi_x = 0,706$.

Проверяем устойчивость стержня

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{351}{0,484 \cdot 39,4} = 18,4 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_y = 0,95 \cdot 24 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость стержня обеспечена.

Предельное значение гибкости для сжатого пояса определяем по табл. П9.1:

$$[\lambda_{ux}] = 180 - 60 \cdot \frac{N}{\varphi_x A \gamma_c R_y} = 180 - 60 \cdot \frac{351}{0,706 \cdot 39,4 \cdot 0,95 \cdot 24} = 147;$$

$$[\lambda_{uy}] = 180 - 60 \cdot \frac{N}{\varphi_y A \gamma_c R_y} = 180 - 60 \cdot \frac{351}{0,484 \cdot 39,4 \cdot 0,95 \cdot 24} = 132.$$

Гибкости $\lambda_x < \lambda_u$, $\lambda_y < \lambda_u$.

Аналогично подбираем сечение стержней В4, В5. Расчётное усилие $N = -469$ кН (табл. 8). Задаёмся гибкостью $\lambda = 70$, по табл. П8 находим $\varphi = 0,754$.

Требуемая площадь сечения:

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{469}{0,754 \cdot 24 \cdot 0,95} = 27,3 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 24$ кН/см².

Принимаем сечение из двух уголков 125×9 [П12.1]: $A = 2 \cdot 22 = 44 \text{ см}^2$, $i_x = 3,86$ см, $i_y = 5,55$ см.

Расчётные длины стержней согласно п. 4.4. и рис. 4, а:

$$l_{ef, x} = \mu l = 1 \cdot 300 = 300 \text{ см}; \quad l_{ef, y} = l_1 = 600 \text{ см},$$

где μ – коэффициент приведения длины, принимаемый по табл. П5.1; l – расстояние между центрами узлов; l_1 – расстояние между закрепленными от смещения вдоль здания прогонами.

Тогда гибкости стержня

$$\lambda_x = \frac{l_{ef, x}}{i_x} = \frac{300}{3,86} = 77,7; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef, y}}{i_y} = \frac{600}{5,55} = 108,1$$

(за расчётную длину стержня из плоскости ригеля принято расстояние между связями).

Значение коэффициента продольного изгиба определяем по прил. 8 в зависимости от максимальной гибкости $\varphi_y = 0,494$; $\varphi_x = 0,702$.

Проверяем устойчивость стержня

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{469}{0,49 \cdot 44} = 21,75 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_y = 0,95 \cdot 24 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость стержня обеспечена.

Предельное значение гибкости для поясов по табл. П9.1

$$[\lambda_{ux}] = 180 - 60 \cdot \frac{N}{\varphi_x A \gamma_c R_y} = 180 - 60 \cdot \frac{469}{0,702 \cdot 44 \cdot 0,95 \cdot 24} = 140;$$

$$[\lambda_{uy}] = 180 - 60 \cdot \frac{N}{\varphi_y A \gamma_c R_y} = 180 - 60 \cdot \frac{469}{0,49 \cdot 44 \cdot 0,95 \cdot 24} = 123.$$

Гибкости $\lambda_x < \lambda_u$, $\lambda_y < \lambda_u$.

Так как пролет фермы 24 м и размеры сечения элементов верхнего пояса отличаются несущественно, принимаем верхний пояс без стыков по длине (до середины пролета фермы) постоянного сечения из двух уголков 125×9 , составленных в тавр.

Подбор сечений нижнего пояса. Нижний пояс проектируем в целях уменьшения количества типоразмеров стержней без изменения сечения по длине по максимальному усилию. Стержни Н5, Н8. Расчётное усилие $N = 438$ кН (табл. 8).

Требуемая площадь сечения

$$A_{req} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{438}{24 \cdot 0,95} = 19,21 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение из двух уголков 90×6 (П12.1): $A = 2 \cdot 10,6 = 21,2 \text{ см}^2$, $i_x = 2,78 \text{ см}$, $i_y = 4,11 \text{ см}$.

Проверяем прочность стержня:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{438}{21,2} = 20,74 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_y = 0,95 \cdot 24 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность стержня обеспечена.

Расчётные длины стержней согласно п. 4.4.3 и рис. 4, б

$$l_{ef, x} = \mu l = 1 \cdot 600 = 600 \text{ см}; \quad l_{ef, y} = l_1 = 1180 \text{ см},$$

где μ – коэффициент приведения длины, принимаемый по табл. П5.1; l – расстояние между центрами узлов.

Согласно [2, табл. 20*] или П9.2, в конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов проверяют только в вертикальных плоскостях.

Тогда гибкость стержня в вертикальной плоскости

$$\lambda_x = \frac{l_{ef, x}}{i_x} = \frac{600}{2,78} = 216.$$

Предельное значение гибкости для растянутых элементов ферм, неподверженных динамическому воздействию (П9.2) $\lambda_u = 400$.

Гибкость $\lambda_x < \lambda_u$.

Подбор сечений элементов решётки. Подбор сечений сжатых раскосов производится по методике подбора сжатых верхних поясов ферм, растянутых раскосов – по методике подбора растянутых поясов ферм. При этом расчётная длина в плоскости изгиба (П5.1):

– для опорных раскосов $l_{ef, x} = l$, при наличии подкоса в верхнем опорном узле фермы $l_{ef, x} = l/2$;

– опорных стоек $l_{ef, x} = l$;

– прочих элементов решётки $l_{ef, x} = 0,8l$.

Расчётная длина в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба (П5.1), для элементов решётки:

$$l_{ef, y} = l_1.$$

где l_1 – расстояние между узлами фермы.

Стержень 1–2. Расчётное усилие $N = -247 \text{ кН}$ (табл. 8).

Задаёмся гибкостью $\lambda = 100$, по табл. П8 находим $\varphi = 0,542$.

Требуемая площадь сечения

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{247}{0,542 \cdot 24 \cdot 0,95} = 20 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$.

Принимаем два уголка 90×6 (П12.1):

$$A = 22 \text{ см}^2, \quad i_x = 2,78 \text{ см}, \quad i_y = 4,11 \text{ см}.$$

Устанавливаем подкос в верхнем опорном узле фермы для уменьшения расчётной длины опорного раскоса в плоскости изгиба $l_{ef, x} = l/2 = 3592/2 = 1796 \text{ мм}$.

Тогда гибкости стержня

$$\lambda_x = \frac{l_{ef, x}}{i_x} = \frac{179,6}{2,78} = 64,6; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef, y}}{i_y} = \frac{359,2}{4,11} = 87,4,$$

где за расчётную длину стержня из плоскости ригеля принято расстояние между узлами поясов.

Значение коэффициента продольного изгиба определяем по прил. 8 в зависимости от гибкости $\varphi_y = 0,631$; $\varphi_x = 0,782$.

Проверка устойчивости стержня

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{247}{0,631 \cdot 22} = 17,8 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_y = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость стержня обеспечена.

Предельное значение гибкости

$$[\lambda_{ux}] = 180 - 60 \cdot \frac{N}{\varphi_x A \gamma_c R_y} = 180 - 60 \cdot \frac{247}{0,782 \cdot 22 \cdot 0,95 \cdot 24} = 142,2;$$

$$[\lambda_{uy}] = 180 - 60 \cdot \frac{N}{\varphi_y A \gamma_c R_y} = 180 - 60 \cdot \frac{247}{0,631 \cdot 22 \cdot 0,95 \cdot 24} = 133,2.$$

Гибкости стержня не превышают предельного значения $\lambda_x < \lambda_u$, $\lambda_y < \lambda_u$.

Стержень 2–3. Расчётное усилие $N = 185$ кН (табл. 8).

Требуемая площадь сечения:

$$A_{req} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{185}{0,95 \cdot 24} = 8,11 \text{ см}^2.$$

Принимаем два уголка 50×5 (П12.1): $A = 9,6 \text{ см}^2$, $A = 9,6 \text{ см}^2$, $i_x = 1,53 \text{ см}$, $i_y = 2,53 \text{ см}$.

Проверка прочности стержня

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{185}{9,6} = 19,3 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_y = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность стержня обеспечена.

Гибкость стержня в вертикальной плоскости

$$\lambda_x = \frac{l_{ef, x}}{i_x} = \frac{0,8 \cdot 375}{1,53} = 196,1.$$

Гибкость стержня не превышает предельного значения $\lambda_u = 400$.

Аналогично рассчитываем и остальные элементы решётки. Для сжатых неопорных стоек и раскосов предельное значение гибкости определяем по формуле (П9.1)

$$[\lambda_u] = 210 - 60\alpha.$$

Результаты расчёта всех остальных стержней сведены в табл. 8.

Расчёт сварных швов прикрепления раскосов и стоек к поясам фермы. Для сварки узлов фермы применяется полуавтоматическая сварка проволокой Св-08 (ГОСТ 2246–70) с $R_{wf} = 180$ МПа (П6.1, 6.2).

Определим сечение, по которому необходимо рассчитывать угловой шов на срез:

$$(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = \min \begin{cases} R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 18 \cdot 0,9 \cdot 1 = 16,2 \text{ кН/см}^2; \\ R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1 = 17,3 \text{ кН/см}^2, \end{cases}$$

где $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$, $R_{wz} = 16,5 \text{ кН/см}^2$ (П6.2); $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ (П6.4).

Расчёт следует проводить по металлу шва.

Толщина фасонки принята $t_f = 12$ мм.

8. Подбор сечений стержней фермы

Элемент	Номер стержня	Расчётное усилие, кН (+ растяжение, – сжатие)	Сечение	Площадь, см ²	$l_{ef, x}$, см	$l_{ef, y}$, см	i_x , см	i_y , см	λ_x	λ_y	$[\lambda_{ux}]$	$[\lambda_{uy}]$	φ_{\min}	γ_c	Проверка сечения	
															Устойчивость $\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq \gamma_c R_y$, кН/см ²	Прочность $\sigma = \frac{N}{A} \leq \gamma_c R_y$, кН/см ²
Верхний пояс	B1; B8	0	Г 125 × 9	44	280	580	3,86	5,55	72,5	104,5	150	150	–	0,95	–	–
	B2; B7	–351	ГГ 125 × 9	44	300	600	3,86	5,55	77,7	108,1	147	132	0,491	0,95	18,4 < 22,8	
	B3; B6	–351	ГГ 125 × 9	44	300	600	3,86	5,55	77,7	108,1	147	132	0,491	0,95	18,4 < 22,8	
	B4; B5	–469	ГГ 125 × 9	44	300	600	3,86	5,55	77,7	108,1	140	123	0,491	0,95	21,71 < 22,8	
Нижний пояс	H2; H11	198	Г 90 × 6	21,2	580	1180	2,78	4,11	208,6	287	400	400	–	0,95		9,34 < 22,8
	H5; H8	438	ГГ 90 × 6	21,2	600	1200	2,78	4,11	216	292	400	400	–	0,95		20,7 < 22,8
Раскосы	1–2; 11–12	–247	ГГ 90 × 6	21,2	179,6	359,2	2,78	4,11	64,6	87,4	142	133	0,631	0,95	17,8 < 22,8	
	2–3; 10–11	185	ГГ 50 × 5	9,6	300	375	1,53	2,53	196,1	148,2	400	400	–	0,95		19,3 < 22,8
	4–5; 8–9	–108	ГГ 75 × 6	17,56	300	375	2,3	3,51	130,4	106,8	157	171,5	0,362	0,8	17,0 < 19,2	
	5–6; 7–8	38	ГГ 50 × 5	9,6	300	375	1,53	2,53	196,1	148,2	400	400	–	–		4,0 < 24,0
Стойки	3–4; 6–7; 9–10	–42,4	ГГ 50 × 5	9,6	179,6	225	1,53	2,53	117,4	88,9	178,2	180	0,434	0,8	10,2 < 19,2	

Граничное значение катета для шва по обушку уголка принимаем не более $k_{f, \max} = 1,2t$ (где t – наименьшая из толщин фасонки или уголка), по перу катет шва не более чем

$$k_{f, \max} = t - 1 \text{ при } t \leq 6 \text{ мм;}$$

$$k_{f, \max} = t - 2 \text{ при } 6 < t \leq 16 \text{ мм,}$$

где t – толщина уголка, что не более толщины фасонки (П6.3).

Рассчитаем прикрепление стержня 1–2 ($\Gamma\Gamma 90 \times 90 \times 6$) к нижнему и верхнему поясу.
 $N = -247 \text{ кН.}$

По обушку принимаем $k_f = 5 \text{ мм} < k_{f, \max} = 1,2 \cdot 6 = 7,2 \text{ мм}.$

Расчётную длину сварного шва по обушку найдем по формуле

$$l_w = \frac{0,7N}{2k_f(R_w\beta\gamma_w)_{\min}\gamma_c} + 2 = \frac{0,7 \cdot 247}{2 \cdot 0,5 \cdot 16,2} + 2 = 12,7 \text{ см.}$$

Принимаем $l_w = 13 \text{ см}.$

По перу принимаем $k_f = 4 \text{ мм} < k_{f, \max} = 6 - 2 = 4 \text{ мм}.$

Расчётную длину сварного шва по перу найдём по формуле

$$l_w = \frac{0,3 \cdot N}{2k_f(R_w\beta\gamma_w)_{\min}\gamma_c} + 2 = \frac{0,3 \cdot 247}{2 \cdot 0,5 \cdot 16,2} + 1 = 5,57 \text{ см.}$$

Принимаем $l_w = 7 \text{ см}.$

Аналогично рассчитываем прикрепление остальных стержней. Расчёт швов приведён в табл. 9.

9. Сварные швы фермы

Номер стержня	Сечение	N , кН	Шов по обушку			Шов по перу		
			$N_{об}$, кН	k_f , мм	l_{wf} , см	$N_{п}$, кН	k_f , мм	l_{wp} , см
1–2, 11–12	$\Gamma\Gamma 90 \times 6$	247	172,9	5	13	74,1	5	7
2–3, 10–11	$\Gamma\Gamma 50 \times 5$	185	129,5	4	10	55,5	4	6
3–4, 9–10, 6–7	$\Gamma\Gamma 50 \times 5$	42,4	29,7	4	6	15,5	4	6
4–5, 8–9	$\Gamma\Gamma 50 \times 5$	108	75,6	4	7	32,4	4	6
5–6, 7–8	$\Gamma\Gamma 50 \times 5$	38	26,6	4	6	11,4	4	6

Расчёт и конструирование узлов фермы. При шарнирном сопряжении фермы с колонной используют дополнительную стойку (надколонник). При таком решении возможно опирание ферм как на металлическую, так и на железобетонную колонну (рис. 31).

Верхний пояс фермы конструктивно на болтах грубой или нормальной точности (класс точности С или В) прикрепляют к фасонке надколонника. Для того, чтобы узел не мог воспринять усилия от опорного момента и обеспечивал шарнирность сопряжения, отверстия в фасонках делают на 5...6 мм больше диаметра болтов.

Опорное давление фермы передается с опорного фланца фермы через строганные или фрезерованные поверхности на опорную плиту оголовка колонны. Опорный фланец для точности опирания выступает на 10...20 мм ниже фасонки опорного узла. Площадь торца фланца определяется из условия смятия:

$$A \geq F_R / R_p,$$

где R_p – расчётное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки).

Толщину фланца принимаем $t_{fl} \geq 14 \text{ мм}$, сталь С245.

Опирание фермы в уровне верхнего пояса (узел 2, рис. 39, 40).

Верхний опорный узел проектируем конструктивно. Размеры сварных швов, прикрепляющих верхний пояс и раскос принимаем

$$k_f = 4 \text{ мм, } l_w = 60 \text{ мм.}$$

Для крепления верхнего пояса к колонне (рис. 40) принимаем конструктивно 2 болта М20 кл. 5.6 (табл. П7.1 и П7.3). Болты располагаем в соответствии с конструктивными требованиями (табл. П7.2). Отверстия под болты принимаем овальной формы с диаметрами 18 и 24 мм. Размер опорной фасонки принимаем $250 \times 360 \text{ мм}$ из условий размещения болтов

(П7.2) и сварных швов для крепления элементов верхнего пояса и подкоса, при этом ребро у надколонника для крепления фермы принимаем 120 × 320 мм.

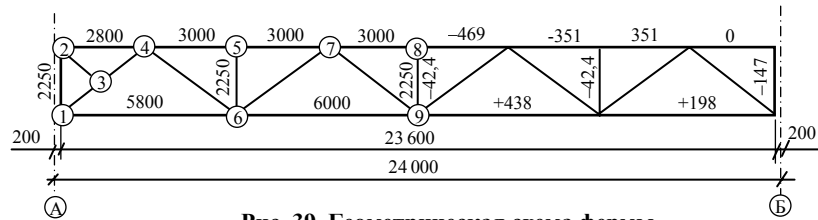


Рис. 39. Геометрическая схема фермы

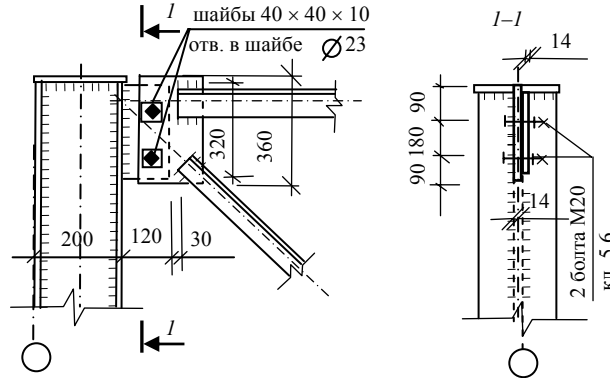


Рис. 40. Верхний опорный узел фермы

Примечание. При наличии рамного момента выполняют расчёт сварных швов и болтов на срез в зависимости от его величины (при жёстком сопряжении фермы с колонной).

Отпирание фермы в уровне нижнего пояса (узел 1). Опорный фланец принимаем толщиной 16 мм и шириной 200 мм из стали С245 (рис. 41). Толщину фаноски принимаем 14 мм.

$$\text{Опорная реакция фермы } F_a = \frac{(q+s)L}{2} = \frac{(7+7,13)}{2} \cdot 23,6 = 166,734 \text{ кН.}$$

Рамное усилие $N_p = 0$.

Проверяем напряжения смятия торца фланца от опорной реакции

$$\sigma = \frac{1,2F_a}{A_{fl}} = \frac{1,2 \cdot 166,734}{1,6 \cdot 20} = 6,25 \text{ кН/см}^2 < R_p \gamma_c = 37 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность обеспечена.

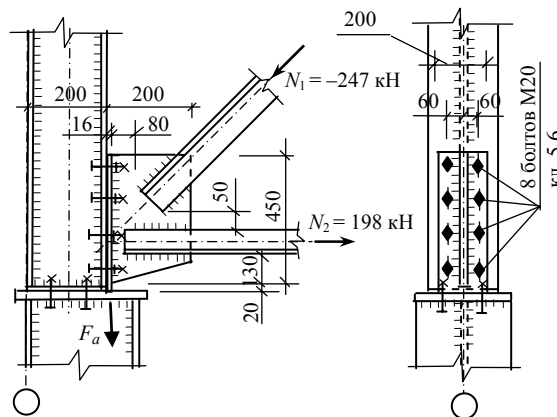


Рис. 41. Нижний опорный узел фермы

Болты крепления нижнего пояса к типовой стойке принимаем конструктивно М20 кл. 5.6 в количестве 8 штук.

Сварные швы крепления фланца к фаноске воспринимают опорную реакцию фермы F_a (рис. 41).

Выполняем проверку шва, соединяющего фаноску и опорный фланец (сварной шов тавровый без разделки кромок и неполным

проваром шва) по касательным напряжениям. Назначаем $k_f = 6 \text{ мм}$ ($k_{f, \min} < k_f = 6 \text{ мм} < k_{f, \max}$).

$$\begin{aligned} \tau_w &= \frac{F_a}{\sum l_w k_f} = \frac{166,734}{2 \cdot 44 \cdot 0,6} = 3,16 \text{ кН/см}^2 < \beta_f \gamma_{wf} R_{wf} = \\ &= 0,9 \cdot 1 \cdot 18 = 16,2 \text{ кН/см}^2, \end{aligned}$$

где $l_w = h_f - 1 \text{ см} = 45 - 1 = 44 \text{ см}$.

Прочность обеспечена.

Промежуточные узлы фермы. Узел 3 (рис. 42). Так как усилие в подкосе равно нулю, принимаем его сечение из парных равнополочных уголков 50 × 5. Длину сварных швов принимаем минимально возможную 60 мм. Размеры узловой фаноски принимаем конструктивно, исходя из требований размещения сварных швов из листа 210 × 100 × 14.

Узел 4 (рис. 43). Конструирование узла заключается в определении размеров узловой фасонки, исходя из расчёта длины и размещения угловых сварных швов для крепления пояса и раскосов к ней. Длины сварных швов для крепления раскосов 1–2 и 2–3 определены ранее (табл. 9). Определяем усилие, которое воспринимают сварные швы для крепления пояса к фасонке:

$$N_f = \sqrt{(N_{B2} - N_{B1})^2 + F^2} = \sqrt{(351 - 0)^2 + 41^2} = 353,4 \text{ кН},$$

где $F = 41$ кН суммарная сосредоточенная сила на узел от постоянной и снеговой нагрузок.

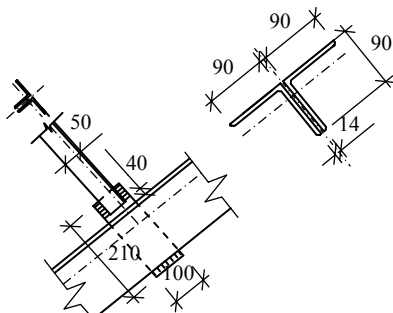


Рис. 42. Узел 3

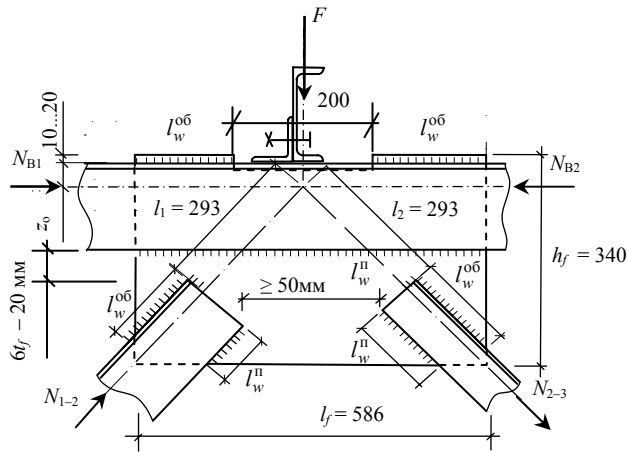


Рис. 43. Узел 4

Назначаем $k_f = 6$ мм ($k_{f, \min} < k_f = 6$ мм $< k_{f, \max}$).

Тогда суммарная длина сварных швов по обушке

$$\sum l_w^{\text{об}} = \frac{k_1 N_f}{k_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 353,4}{0,6 \cdot 16,2 \cdot 1} = 24,5 \text{ см};$$

по перу

$$\sum l_w^n = \frac{k_2 N_f}{k_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{0,3 \cdot 353,4}{0,6 \cdot 16,2 \cdot 1} = 10,9 \text{ см};$$

где $(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = \min \begin{cases} R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 18 \cdot 0,9 \cdot 1 = 16,2 \text{ кН/см}^2; \\ R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1 = 17,3 \text{ кН/см}^2, \end{cases}$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы конструкции.

Фасонку принимаем из листа $575 \times 340 \times 12$.

Узел 5 (рис. 44). Усилие, воспринимаемое сварными швами для крепления пояса к фасонке:

$$N_f = \sqrt{(N_{B3} - N_{B2})^2 + F^2} = \sqrt{(351 - 351)^2 + 42,4^2} = 42,4 \text{ кН},$$

где $F = 42,4$ кН – суммарная сосредоточенная сила на узел от постоянной и снеговой нагрузок.

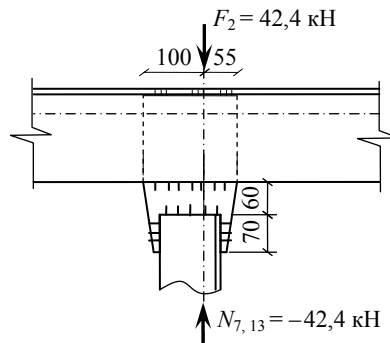


Рис. 44. Узел 5

Тогда суммарная длина сварных швов по обушке

$$\sum l_w^{\text{об}} = \frac{k_1 N_f}{k_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 42,4}{0,6 \cdot 16,2 \cdot 1} = 3,1 \text{ см};$$

по перу

$$\sum l_w^n = \frac{k_2 N_f}{k_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{0,3 \cdot 42,4}{0,6 \cdot 16,2 \cdot 1} = 1,31 \text{ см}.$$

Размеры фасонки принимаем конструктивно 235×155 .

Узел 6 (рис. 45). Размер узловой фасонки назначаем, исходя из длины и размещения угловых сварных швов для крепления пояса и раскосов к ней. Длины сварных швов для крепления раскосов 2–3 и 4–5, а также стойки 3–4 определены ранее (табл. 9).

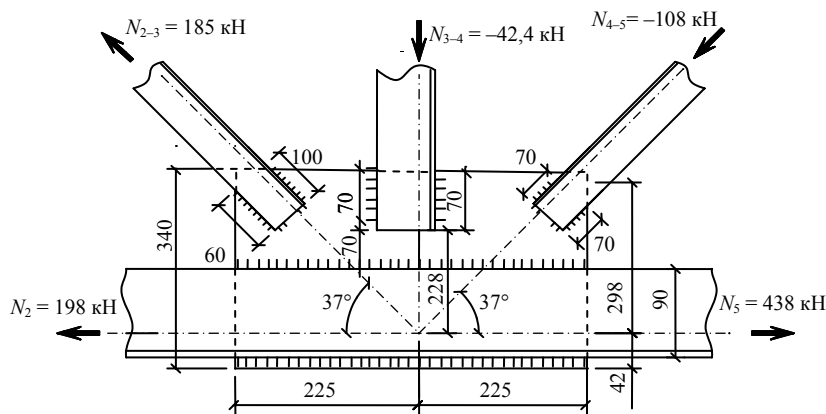


Рис. 45. Узел 6

Усилие, воспринимаемое сварными швами для крепления пояса к фасонки:

$$N_f = N_5 - N_2 = 438 - 198 = 240 \text{ кН.}$$

Назначаем $k_f = 6 \text{ мм}$ ($k_{f, \min} < k_f = 6 \text{ мм} < k_{f, \max}$).

Тогда суммарная длина сварных швов по обушке

$$\sum l_w^{\text{об}} = \frac{k_1 N_f}{k_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 240}{0,6 \cdot 16,2 \cdot 1} = 17,3 \text{ см;}$$

по перу

$$\sum l_w^{\text{п}} = \frac{k_2 N_f}{k_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{0,3 \cdot 240}{0,6 \cdot 16,2 \cdot 1} = 7,4 \text{ см.}$$

Размеры фасонки принимаем конструктивно $450 \times 340 \times 12$.

Пример 3. Исходные данные:

Пролёт фермы – 24 м.

Шаг ферм – 6 м.

Тип стропильной фермы – ферма с параллельными поясами с высотой по обушкам 2000 мм (см. рис. 2, б).

Тип решётки – треугольная.

Уклон верхнего пояса 1,5 %.

Тип сечения стержней – гнутосварные профили по ГОСТ 30245–2003.

Материал конструкций: для стержней фермы – сталь С255 по ГОСТ 27772–88*.

Узловые соединения – сварные бесфасоночные впритык (рис. 18, а), выполняем полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08Г2С (ГОСТ 2246–70*) диаметром 2 мм, болты нормальной точности класса 5.6. Для монтажных фланцевых узлов растянутых поясов принимаем высокопрочные болты из стали 40Х «селект» по ГОСТ 22353–77*. Для фланцев растянутых поясов принимаем толстолистовую горячекатаную термообработанную сталь марки 14Г2АФ по ТУ 14-105-465–82, расчётное сопротивление которой в направлении толщины проката принимаем равным $R_{th} = 275 \text{ МПа}$ (2800 кгс/см^2).

Фермы не подвержены непосредственно динамическому воздействию.

Другие характеристики здания приняты по примеру 1.

Фермы типа «Молодечно» пролетами 18, 24 и 30 м унифицированы, в связи с этим сечения их элементов под различные нагрузки и узловые решения можно принимать по альбому серии 1.460.3 – 14 КМ.

Сбор нагрузок на ферму. Сбор нагрузок на стропильную ферму производим согласно п. 3.2. и примеру 1. Постоянная и снеговая нагрузки равномерно распределены по пролёту фермы.

Сбор постоянной нагрузки на стропильную ферму с учётом её собственного веса приведен в табл. 2.

Расчетное значение постоянной нагрузки $q = 7,13 \text{ кН/м}$.

Приводим равномерно распределённую нагрузку к сосредоточенной и прикладываем её в узлах фермы. Расчётные узловые силы (рис. 46, а):

$$F = qd_2 = 7,13 \cdot 3 = 21,4 \text{ кН.}$$

Расчётное значение снеговой нагрузки $s = 7 \text{ кН/м}$ (см. пример 1).

Расчётные узловые силы (рис. 46, б)

$$F = qd_2 = 7 \cdot 3 = 21 \text{ кН.}$$

Для определения расчётных усилий в элементах фермы используем ЭВМ. Для этого присваиваем каждому элементу номер и тип жёсткости (рис. 46, в, г).

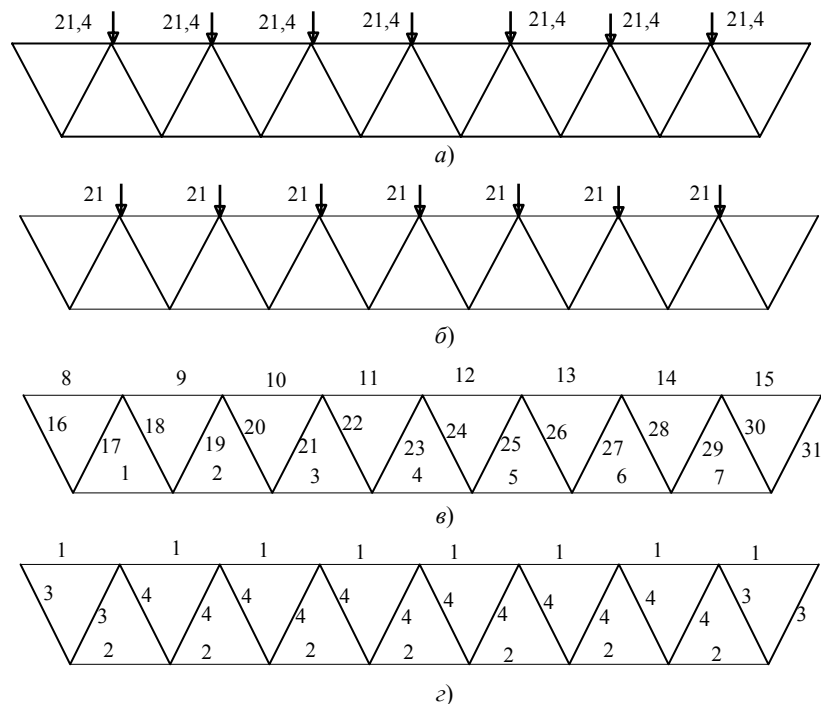


Рис. 46. Подготовка данных к статическому расчёту фермы:

a – загрузка 1; *б* – загрузка 2;

в – номера элементов; *г* – номера жёсткостей

Усилия от комбинации загрузок «постоянная + снеговая» показаны на рис. 47 и в табл. 10.

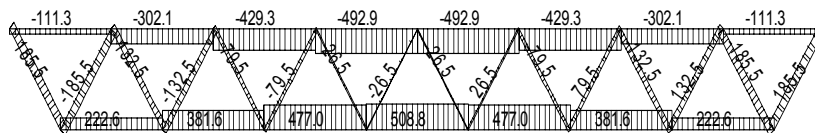


Рис. 47. Усилия в элементах фермы от комбинации загрузок «постоянная + снеговая»

Расчётные сочетания усилий показаны в табл. 11.

На основании полученных усилий выполняем подбор сечений элементов фермы для каждого типа жёсткости с использованием различных компьютерных программ.

Тип жёсткости 1. Жёсткости сортамента: шифр – «Стальные гнутые замкнутые сварные прямоугольные профили по ГОСТ 30245–2003»; имя профиля: 180 × 140 × 4.

Таблица 10

Номер элемента	Номер загрузки	Значения N , кН	Номер элемента	Номер загрузки	Значения N , кН
1	1	112,35	16	2	91,875
1	2	110,25	17	1	-93,625
2	1	192,6	17	2	-91,875
2	2	189	18	1	66,875
3	1	240,75	18	2	65,625
3	2	236,25	19	1	-66,875
4	1	256,8	19	2	-65,625
4	2	252	20	1	40,125
5	1	240,75	20	2	39,375
5	2	236,25	21	1	-40,125
6	1	192,6	21	2	-39,375
6	2	189	22	1	13,375
7	1	112,35	22	2	13,125
7	2	110,25	23	1	-13,375
8	1	-56,175	23	2	-13,125
8	2	-55,125	24	1	-13,375

9	1	-152,475	24	2	-13,125
9	2	-149,625	25	1	13,375
10	1	-216,675	25	2	13,125
10	2	-212,625	26	1	-40,125
11	1	-248,775	26	2	-39,375
11	2	-244,125	27	1	40,125
12	1	-248,775	27	2	39,375
12	2	-244,125	28	1	-66,875
13	1	-216,675	28	2	-65,625
13	2	-212,625	29	1	66,875
14	1	-152,475	29	2	65,625
14	2	-149,625	30	1	-93,625
15	1	-56,175	31	1	93,625
15	2	-55,125	31	2	91,875
16	1	93,625			

Тип жёсткости 2. Жёсткости сортамента: шифр – «Стальные гнутые замкнутые сварные квадратные профили по ГОСТ 30245–2003»; имя профиля: 140 × 4.

Тип жёсткости 3. Жёсткости сортамента: шифр – «Стальные гнутые замкнутые сварные квадратные профили по ГОСТ 30245–2003»; имя профиля: 120 × 4.

Тип жёсткости 4. Жёсткости сортамента: шифр – «Стальные гнутые замкнутые сварные квадратные профили по ГОСТ 30245–2003»; имя профиля: 100 × 3.

11. Расчётные сочетания усилий

Номер элемента	Значения N, кН	Номер элемента	Значения N, кН	Номер элемента	Значения N, кН
1	222,6	12	-492,9	23	-26,5
2	381,6	13	-429,3	24	-26,5
3	477	14	-302,1	25	26,5
4	508,8	15	-111,3	26	-79,5
5	477	16	185,5	27	79,5
6	381,6	17	-185,5	28	-132,5
7	222,6	18	132,5	29	132,5
8	-111,3	19	-132,5	30	-185,5
9	-302,1	20	79,5	31	185,5
10	-429,3	21	-79,5		
11	-492,9	22	26,5		

Проверки сечений элементов фермы приведены в табл. 12.

12. Проверка элементов стальных конструкций

Проверено по СНиП	Фактор	Максимум		Минимум	
		Элемент	Значение*	Элемент	Значение*
Экстремальные значения факторов. Группа опорный раскос (стержни 3, 16)					
п. 5.24, 5.25	Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учёта пластики	31	0,3	16	0,3
п. 6.15, 6.16	Предельная гибкость в плоскости X1OY1	16	0,44	16	0,44
п. 6.15, 6.16	Предельная гибкость в плоскости X1OZ1	16	0,44	16	0,44
Экстремальные значения факторов. Группа раскос 2 (стержни 17, 30)					
п. 5.24, 5.25	Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов	30	0,3	17	0,3

	без учёта пластики				
п. 5.3	Устойчивость при сжатии в плоскости $X1OY1$ ($X1OU1$)	30	0,36	17	0,36
п. 5.3	Устойчивость при сжатии в плоскости $X1OZ1$ ($X1OV1$)	30	0,36	17	0,36
п. 6.15, 6.16	Предельная гибкость в плоскости $X1OY1$	17	0,4	17	0,4
п. 6.15, 6.16	Предельная гибкость в плоскости $X1OZ1$	17	0,4	17	0,4
Экстремальные значения факторов. Группа раскосы (стержни 18 – 30)					
п. 5.24, 5.25	Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учёта пластики	29	0,47	24	0,09
п. 6.15, 6.16	Предельная гибкость в плоскости $X1OY1$	18	0,38	18	0,38
п. 6.15, 6.16	Предельная гибкость в плоскости $X1OZ1$	18	0,38	18	0,38
Экстремальные значения факторов. Группа верхний пояс (стержни 8 – 15)					
п. 5.24, 5.25	Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учёта пластики	12	0,6	8	0,14
п. 5.3	Устойчивость при сжатии в плоскости $X1OY1$ ($X1OU1$)	12	0,75	8	0,17
п. 5.3	Устойчивость при сжатии в плоскости $X1OZ1$ ($X1OV1$)	12	0,71	8	0,16
п. 6.15, 6.16	Предельная гибкость в плоскости $X1OY1$	8	0,44	8	0,44
п. 6.15, 6.16	Предельная гибкость в плоскости $X1OZ1$	8	0,36	8	0,36
Экстремальные значения факторов. Группа нижний пояс (стержни 1 – 7)					
п. 5.24, 5.25	Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учёта пластики	4	0,7	7	0,31
п. 6.15, 6.16	Предельная гибкость в плоскости $X1OY1$	1	0,36	1	0,36
п. 6.15, 6.16	Предельная гибкость в плоскости $X1OZ1$	1	0,36	1	0,36
* Коэффициент использования несущей способности.					

Выполняем конструирование и расчёт узлов фермы с использованием программы «Расчёт узлов фермы». Расчёт узлов показан на рис. 48 и 49.

Расчет узлов ферм из ГСП (Пособие по проектированию стальных конструкций к СНиП II-23-81*)

Профиль левого раскоса	Профиль пояса	Профиль правого раскоса
Квадратные трубы, ТУ 36-2287-80 120x120x4 <input type="checkbox"/> b это h	Прямоугольные трубы, ТУ 67-2287- 180x140x5 <input type="checkbox"/> b это h	Квадратные трубы, ТУ 36-2287-80 20x1.2 <input type="checkbox"/> b это h
Размеры сечения, усилия h, мм 120 N1, кН 185.5 b, мм 120 M1, кН t, мм 4 0 As, см ² 18.56 Марка стали 345	Размеры сечения, усилия h, мм 180 F1, кН -111.3 b, мм 140 F2, кН t, мм 4 0 As, см ² 24.96 Марка стали 345	Размеры сечения, усилия h, мм 0 N2, кН b, мм 0 M2, кН t, мм 0 0 As, см ² 0 Марка стали 235
Угол между осями левого раскоса и пояса, градс 50	Расстояние между раскосами - 2c, мм 20	Угол между осями левого раскоса и пояса, градс 0

Выберите тип узла

Тип 1 Тип 2 Тип 3 Тип 4

Расчет Выход

Результаты расчетов (коэффициенты использования сечения)

Несущая способность пояса на продавливание (вырывание)	Нес. способность стенки пояса в месте примыкания сжатого элемента решетки	Несущая способность элемента решетки в зоне примыкания к поясу	Несущая способность сварных швов
От левого раскоса 0.51773	Левого раскоса 0k	Левого раскоса 0.25993	Левого раскоса 0.93412
От правого раскоса	Правого раскоса	Правого раскоса	Правого раскоса

При расчетах принят коэффициент условий работы согласно поз. 1 табл. 6* СНиП II-23-81* - $\gamma_c=0.9$. Сварные швы рассчитаны для ручной сварки с Rwf=180 МПа, $\beta_w=1$, $\beta_{ct}=0.7$, kf=толщине раскоса.

* Номера примыкающих к узлу стержней фермы

Рис. 48. Расчёт узла (8 – 16)

Расчет узлов ферм из ГСП (Пособие по проектированию стальных конструкций к СНиП II-23-81*)

Профиль левого раскоса	Профиль пояса	Профиль правого раскоса
Квадратные трубы, ТУ 36-2287-80 120x120x4 <input type="checkbox"/> b это h	Прямоугольные трубы, ТУ 67-2287- 180x140x5 <input type="checkbox"/> b это h	Квадратные трубы, ТУ 36-2287-80 100x100x3 <input type="checkbox"/> b это h
Размеры сечения, усилия h, мм 120 N1, кН -185.5 b, мм 120 M1, кН t, мм 4 0 As, см ² 18.56 Марка стали 345	Размеры сечения, усилия h, мм 180 F1, кН -111.3 b, мм 140 F2, кН t, мм 4 -302.1 As, см ² 24.96 Марка стали 345	Размеры сечения, усилия h, мм 100 N2, кН 132.5 b, мм 100 M2, кН t, мм 3 0 As, см ² 11.64 Марка стали 245
Угол между осями левого раскоса и пояса, градс 50	Расстояние между раскосами - 2c, мм 20	Угол между осями левого раскоса и пояса, градс 50

Выберите тип узла

Тип 1 Тип 2 Тип 3 Тип 4

Расчет Выход

Результаты расчетов (коэффициенты использования сечения)

Несущая способность пояса на продавливание (вырывание)	Нес. способность стенки пояса в месте примыкания сжатого элемента решетки	Несущая способность элемента решетки в зоне примыкания к поясу	Несущая способность сварных швов
От левого раскоса 0.62128	Левого раскоса 0.5216	Левого раскоса 0.31192	Левого раскоса 0.93412
От правого раскоса 0.78768	Правого раскоса 0k	Правого раскоса 0.41323	Правого раскоса 1.06756

При расчетах принят коэффициент условий работы согласно поз. 1 табл. 6* СНиП II-23-81* - $\gamma_c=0.9$. Сварные швы рассчитаны для ручной сварки с Rwf=180 МПа, $\beta_w=1$, $\beta_{ct}=0.7$, kf=толщине раскоса.

* Номера примыкающих к узлу стержней фермы

Рис. 49. Расчёт узла (8 – 9 – 17 – 18)

5. КОЛОННЫ

5.1. ТИПЫ КОЛОНН

В каркасах одноэтажных зданий применяются стальные колонны трёх видов: постоянного по высоте сечения, ступенчатые и раздельные (в виде двух стоек, соединённых между собой гибкими связями). Последние два типа характерны для производственных зданий и в настоящем пособии не рассматриваются.

Колонны одноэтажных зданий работают на внецентренное сжатие или сжатие с изгибом и обычно состоят из стержня, оголовка и базы. Оголовки служат для опирания и крепления вышележащих конструкций, а база передаёт нагрузку на фундамент и обеспечивает прикрепление к нему колонны с помощью анкерных болтов. Стержень колонны выполняют из одного или составляют из нескольких прокатных профилей. Составные стержни могут быть сплошнотенчатыми (сплошными) и сквозными. Типы и размеры сечений колонн предварительно назначают при компоновке поперечной рамы (глава 2). Сплошное сечение по условиям экономии металла и трудоёмкости изготовления назначают при высоте сечения колонны (h) до 1 м. При более значительном размере колонны, а также в случае значительной высоты помещения ($H > 12$ м) эффективны сквозные сечения. Некоторые типы сечений колонн показаны на рис. 50. При выборе типа сечения следует обращать внимание на следующие закономерности: сечение развивается в плоскости действия изгибающего момента; при действии момента в одном направлении более рационально несимметричное сечение (рис. 50, в); при креплении к колоннам ограждающих стеновых панелей необходима ровная наружная поверхность.

Наибольшее распространение получили сплошные колонны из широкополочных двутавров и круглых труб (рис. 50, а, е). Из-за простоты изготовления и решения узлов примыкания традиционным сечением является Н-образное сварное сечение из трёх листов (рис. 50, б). Весьма экономичное решение лёгкой колонны может быть получено из тонкостенных гнуто-сварных профилей (рис. 50, ж, з). Колонны закрытого типа (рис. 50, д – з) компактны, имеют хороший внешний вид, но требуют полной изоляции внутренней полости от вредных воздействий внешней среды. Колонны открытого типа (рис. 50, а – з) удобнее в монтаже, их поверхности доступны для ремонта и окраски.

Сквозные колонны чаще выполняют из двух прокатных швеллеров (рис. 50, и), причём швеллеры выгоднее ставить полками внутрь. Для колонн, несущих небольшие нагрузки, но имеющих значительную длину, стержень рационально проектировать из четырёх уголков, соединённых решётками в четырёх плоскостях.

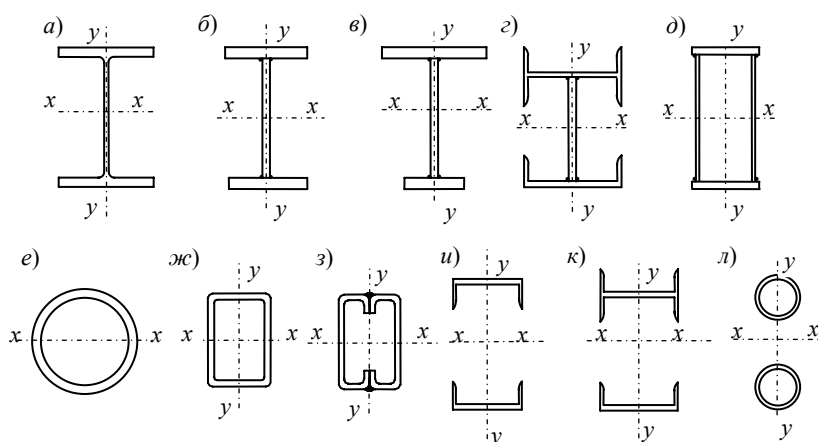


Рис. 50. Типы сечения внецентренно сжатых колонн

Решётки предназначены для обеспечения совместной работы ветвей стержня колонны и существенно влияют на устойчивость как колонны в целом, так и её ветвей. Они могут быть безраскосными в виде соединительных планок (рис. 51, а) и раскосными (рис. 51, б – в).

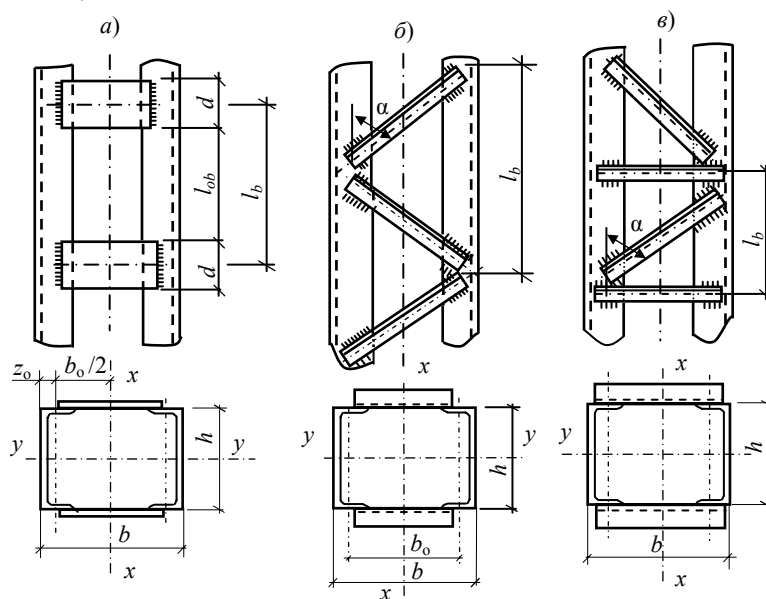


Рис. 51. Типы решёток сквозных колонн:

а – безраскосная; б – раскосная треугольная;

в – раскосная треугольная с распорками

Колонны с раскосной решёткой обладают большей жёсткостью при изгибе и применяются при действии внецентренного сжатия или когда элементы безраскосной решётки получаются тяжёлыми (расстояние между ветвями 0,8...1 м и более).

Работа сквозных колонн под нагрузкой отличается от работы сплошных колонн. Ось, пересекающую ветви колонны, называют материальной (ось yy на рис. 50, и, к, л), а ось, пересекающую решётку, – свободной (ось xx на рис. 50, и, к, л). В

некоторых сечениях материальная ось отсутствует вообще. Относительно материальной оси колонна работает как сплошной стержень. Относительно свободной оси, вследствие деформативности решётки, сквозные колонны в меньшей степени сопротивляются продольной силе, чем сплошные, имеющие ту же площадь поперечного сечения и ту же гибкость. Поэтому при расчёте сквозных колонн на устойчивость относительно свободной оси пользуются приведенной гибкостью, т.е. расчёт сквозных стержней производят по тем же правилам, что и сплошных, но с заменой гибкости стержня относительно свободной оси приведенной гибкостью.

Соединительные элементы ветвей (планки или раскосы) работают на поперечную силу, возникающую при изгибе колонны.

Значения расчётных усилий – продольной силы N , изгибающего момента M и поперечной силы Q определяют по результатам статического расчёта рамы (глава 3).

5.2. РАСЧЁТНЫЕ ДЛИНЫ КОЛОННЫ

Расчётная длина колонны в плоскости рамы. Колонны здания входят в состав поперечной рамы, и для точного определения их расчётной длины (расстояния между точками перегиба изогнутой оси стержня на рис. 52 в момент потери устойчивости) необходимо провести расчёт рамы на устойчивость. Это трудоёмкая задача, поэтому в практике проектирования вводят ряд упрощающих предпосылок и рассматривают колонну как изолированный стержень с идеализированными условиями закрепления.

Расчётная длина колонны в плоскости рамы $l_{ef,x}$ зависит от формы потери устойчивости (рис. 52) и определяется по формуле:

$$l_{ef,x} = \mu_x l_x,$$

где $l_x = H$ – фактическая длина колонны от обреза фундаментов до отметки опирания несущих конструкций; μ_x – коэффициенты расчётной длины, зависящие от условий закрепления концов стержня и вида нагрузки.

Одним из главных факторов, влияющих на расчётную длину колонны, является возможность перемещения верхнего конца колонны относительно нижнего в момент потери устойчивости. В этом смысле необходимо различать несвободные (раскреплённые) и свободные (нераскреплённые) рамы. В первом случае узлы крепления ригелей к колоннам не имеют свободы перемещения в плоскости рамы (рис. 52, в, д); во втором случае такие перемещения возможны (рис. 52, а, б и з).

Коэффициенты расчётной длины μ колонн (стоек) постоянного сечения определяют в зависимости от условий закрепления их концов и вида нагрузки. Для некоторых случаев закрепления концов и вида нагрузки значения μ приведены в табл. 13.

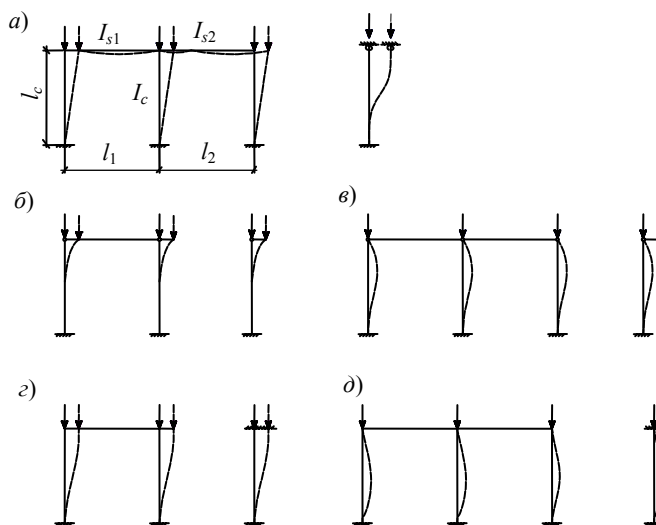


Рис. 52. К определению расчётных длин:

а – конец стойки упруго защемлён; б – конец стойки свободен;
в – шарнирно опёртый конец; з – конец стойки закреплён только от поворота;
д – защемлённый конец

При конечной жёсткости ригеля и жёстком креплении к нему колонны для свободных рам (рис. 52, а) значения μ определяются по следующим формулам:

– при шарнирном креплении колонн в фундаментах

$$\mu = 2 \sqrt{1 + \frac{0,38}{n}};$$

– при жёстком креплении колонн в фундаментах

$$\mu = 2 \sqrt{\frac{n + 0,56}{n + 0,14}},$$

где $n = \frac{I_s l_c}{I_c}$ – для однопролётных рам; $n = \frac{k(n_1 + n_2)}{k + 1}$ – для многопролётных рам, здесь $n_1 = \frac{I_{s1} l_c}{I_1 I_c}$, $n_2 = \frac{I_{s2} l_c}{I_2 I_c}$ (I_c, l_c – соответственно момент инерции и длина проверяемой колонны; I_{s1}, l_1, I_{s2}, l_2 – соответственно моменты инерции и длины ригелей, примыкающих к этой колонне).

13. Коэффициент расчётной длины

Схема закрепления колонны и вид нагрузки								
μ	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12

Расчётная длина колонны из плоскости рамы. Расчётные длины колонн в направлении вдоль здания (из плоскости рамы), как правило, принимают равными расстояниям между закреплёнными от смещения из плоскости рамы точками ($\mu_y = 1$). Расчётные длины допускается определять на основе расчётной схемы, учитывающей фактические условия закрепления концов колонн:

$$l_{ef, y} = \mu_y l_y,$$

где l_y – длина участка колонны между точками закрепления; μ_y – коэффициент расчётной длины, зависящий от условий закрепления концов стержня и вида нагрузки (табл. 13).

5.3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СПЛОШНЫХ КОЛОНН

Внецентренно сжатые и сжато-изогнутые сплошные колонны рассчитывают на прочность и устойчивость.

Расчёт стержня сплошной колонны на устойчивость в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, выполняется по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c,$$

где A – площадь сечения колонны; N – значение продольной силы при наиболее неблагоприятном сочетании нагрузок; φ_e – определяется по табл. П11 и зависит от условной гибкости $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E}$ и приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta m_x$, здесь $\lambda_x = l_{ef, x} / i_x$ – гибкость стержня в плоскости действия момента (в плоскости поперечной рамы); η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по табл. П10; $m_x = \frac{eA}{W_c}$ – относительный эксцентриситет ($e = M / N$ – эксцентриситет; W_c – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна).

Расчётные значения продольной силы N и изгибающего момента M в элементе следует принимать для одного и того же сочетания нагрузок из расчёта рамы. При этом значение M следует принимать равным наибольшему моменту в пределах длины колонны.

Расчёт стержня колонны на устойчивость из плоскости действия момента (из плоскости рамы) в том случае, когда плоскость действия момента совпадает с плоскостью симметрии сечения, в которой жёсткость наибольшая ($I_x > I_y$), выполняется по формуле

$$\frac{N}{c \varphi_y A} \leq R_y \gamma_c,$$

где c – коэффициент, учитывающий влияние изгибающего момента на устойчивость стержня из плоскости рамы; φ_y – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый по табл. П8 в зависимости от гибкости стержня из плоскости действия изгибающего момента $\lambda_y = l_{ef, y} / i_y$.

Коэффициент c следует определять:

– при значениях относительного эксцентриситета $m_x \leq 5$ по формуле

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x},$$

где α и β – коэффициенты, принимаемые по табл. 14;

– при значениях относительного эксцентриситета $m_x \geq 10$ по формуле

$$c = \frac{1}{1 + m_x \varphi_y / \varphi_b},$$

где φ_b – коэффициент, определяемый по [2, прил. 7*] как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса; для замкнутых сечений $\varphi_b = 1,0$;

- при значениях относительного эксцентриситета $5 < m_x < 10$ по формуле

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

где c_5 и c_{10} определяется по вышеприведенным формулам при $m_x = 5$ и $m_x = 10$, соответственно.

При определении относительного эксцентриситета m_x за расчётный момент M_x принимается максимальный момент в пределах средней трети длины колонны, но не менее половины момента наибольшего по длине стержня.

14. Значения коэффициентов α и β

α при		β при	
$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\lambda_y \leq \lambda_c$	$\lambda_y > \lambda_c$
0,7	$0,65 + 0,05m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$

Примечание: φ_c – значения φ_y при $\lambda_y = \lambda_c = 3,14\sqrt{E/R_y}$.

При гибкости $\lambda_y > \lambda_c = 3,14\sqrt{E/R_y}$ коэффициент c не должен превышать:

для стержней замкнутого сечения – единицы;

для стержней двутаврового сечения с двумя осями симметрии – значений, определяемых по формуле

$$c_{\max} = 2 \sqrt{1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\frac{M_x}{Nh} \right)^2}},$$

где $\delta = 4\rho/\mu$; $\rho = (J_x + J_y)/(Ah^2)$; $\mu = 2 + 0/156 \frac{J_t}{Ah^2} \lambda_y^2$; $J_t = 0,433 \sum b_i t_i^3$; здесь b_i и t_i – соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение; h – расстояние между осями поясов.

Расчёт на прочность внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов при $\tau \leq 0,5R_s$ и $N/(A_n R_y) > 0,1$ следует выполнять по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn \min} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где N , M_x и M_y – абсолютные значения соответственно продольной силы и изгибающих моментов при наиболее неблагоприятном их сочетании; n , c_x и c_y – коэффициенты, принимаемые по [2].

Расчёт на прочность внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов не требуется выполнять при значениях приведенного эксцентриситета $m_{ef} \leq 20$, отсутствии ослабления сечения и одинаковых значениях изгибающих моментов, принимаемых в расчётах на прочность и устойчивость.

Кроме прочности и общей устойчивости колонны требуется обеспечение местной устойчивости отдельных элементов сечения: полок и стенки.

Для обеспечения местной устойчивости полок колонн необходимо, чтобы отношение расчётной ширины свеса поясного листа (полки) b_{ef} к его толщине t было не более значений, определяемых по формулам табл. П11.2.

В качестве расчётной ширины свеса b_{ef} принимают расстояния:

- от грани стенки до края поясного листа (полки) – в сварных элементах;
- от оси крайнего болта в поясе до края поясного листа – в элементах с фрикционными поясными соединениями;
- от начала внутреннего закругления до края полки – в прокатных профилях;
- от края выкружки до края полки – в гнутых профилях (рис. 53).

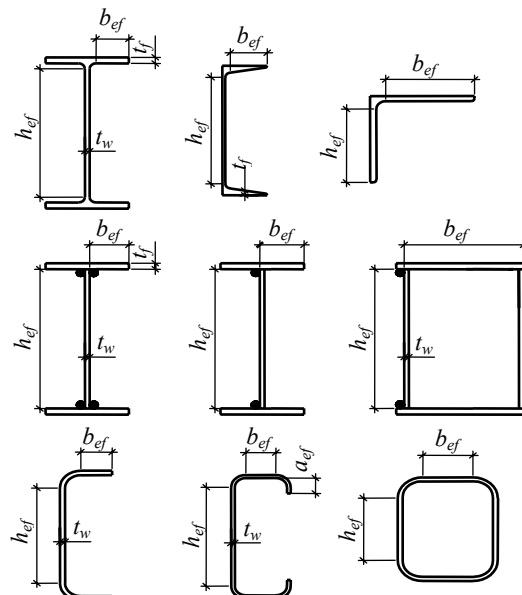


Рис. 53. Расчётные размеры стенок, свесов полок, поясных листов в прокатных, составных и гнутых профилях

Во внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементах коробчатого сечения наибольшее отношение b_{ef}/t следует определять:

- при $m_x \leq 0,3$ – как для стенок центрально-сжатых элементов (по П11.3 при $m_x = 0$);
- при $m_x \geq 1,0$ и $\bar{\lambda} \leq 2 + 0,04m_x$ $b_{ef}/t = \sqrt{R_y/E}$;
- при $m_x \geq 1,0$ и $\bar{\lambda} > 2 + 0,04m_x$ $b_{ef}/t = (0,4 + 0,3\bar{\lambda})(1 - 0,01m_x) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$.

При значениях относительного эксцентриситета $0,3 < m_x < 1$ наи-большие отношения b_{ef}/t следует определять линейной интерполяцией между значениями b_{ef}/t , вычисленными при $m_x = 0,3$ и $m_x = 1$.

Для обеспечения местной устойчивости стенки необходимо, чтобы отношение расчётной высоты стенки к её толщине h_{ef}/t , как правило, не превышало значений λ_{uw} ($h_{ef}/t \leq \lambda_{uw} = \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y}$, где значения $\bar{\lambda}_{uw}$ следует определять по табл. П11.3).

Для внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов двутаврового и коробчатого сечений, рассчитываемых по формуле $N/c\varphi_y A \leq R_y \gamma_c$, λ_{uw} следует определять в зависимости от значения $\alpha = (\sigma - \sigma_1)/\sigma$ (σ – наибольшее сжимающее напряжение у расчётной границы стенки, принимаемое со знаком «плюс» и вычисляемое без учёта коэффициентов φ_e , или $c\varphi$; σ_1 – соответствующее напряжение у противоположной расчётной границы стенки) и принимать не более значений, определяемых:

- при $\alpha \leq 0,5$ – $\lambda_{uw} = \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y}$, где $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется по П11.3;
- при $\alpha \geq 1$ – по формуле

$$\lambda_{uw} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $\beta = 1,4(2\alpha - 1) \frac{\tau}{\sigma}$, здесь $\tau = \frac{Q}{th}$ – среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении;

- при $0,5 < \alpha < 1$ – линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при $\alpha = 0,5$ и $\alpha = 1$.

Из условия местной устойчивости толщина стенки может получиться достаточно большой, особенно при высоте сечения колонны более 700 мм, что делает сечение неэкономичным.

В этом случае целесообразно уменьшить толщину стенки, приняв $h_{ef}/t = 80 \dots 120$ ($t = 6, 8, 10, 12$ мм), и обеспечить её устойчивость постановкой продольных рёбер жёсткости (рис. 54, б) или допустить возможность потери местной устойчивости, так как переход стенки в критическое состояние не означает исчерпание несущей способности стержня.

При укреплении стенки внецентренно сжатой или сжато-изгибаемой колонны односторонним или двусторонним продольным ребром жёсткости (рис. 54, б) с моментом инерции $J_{sl} \geq 6h_{ef}t^3$, расположенным посередине стенки, наиболее нагруженную часть стенки между поясом и осью ребра высотой h_2 следует рассматривать как самостоятельную пластинку. При расположении ребра с одной стороны стенки его момент инерции должен вычисляться относительно оси, совмещённой с ближайшей гранью стенки. Продольные рёбра жёсткости следует включать в расчётное сечение колонны и их размеры следует назначать:

- для двустороннего ребра $b_h \geq h_{ef}/30 + 40$ мм;
- для одностороннего ребра – $b_h \geq h_{ef}/24 + 50$ мм;
- толщина ребра $t_s \geq 2b_h \sqrt{R_y/E}$.

В случаях, когда фактическое значение h_{ef}/t превышает значение, определяемое требованиями местной устойчивости, в расчётных формулах за значение A следует принимать значение A_{red} , вычисленное для двутаврового и швеллерного сечения с высотой стенки h_{red} :

$$A_{red} = A - (h_{ef} - h_{red}) t .$$

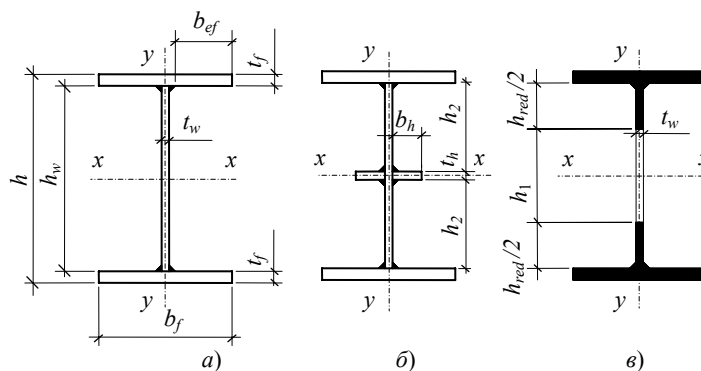


Рис. 54. Расчётные сечения колонны двутаврового сечения в расчёте на местную устойчивость стенки

Значения h_{red} следует определять для двутаврового сечения по формуле:

$$h_{red} = t \cdot \left[\bar{\lambda}_{uw} - \left(\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{uw} - k) \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ – условная гибкость стенки, принимаемая по табл. П11.3; $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость стенки; k – коэффициент, принимаемый равным для двутаврового сечения $k = 1,2 + 0,15 \bar{\lambda}_1$ (при $\bar{\lambda}_1 > 3,5$ следует принимать $\bar{\lambda}_1 = 3,5$); здесь $\bar{\lambda}_1$ – условная гибкость элемента, принятая по табл. П11.3.

Указанные изменения расчётной высоты стенки следует принимать только для определения площади сечения A .

Стенки сплошных колонн при $h_{ef}/t \geq 2,3 \sqrt{E/R_y}$ следует укреплять поперечными рёбрами жёсткости, расположенными на расстоянии $(2,5 - 3) h_{ef}$ одно от другого; на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух рёбер.

Практический подбор сечения сплошных колонн удобно выполнять в следующем порядке.

1. По методике, изложенной в п. 5.2, определяют расчётные длины в плоскости и из плоскости рамы ($l_{ef, x}$, $l_{ef, y}$).
2. Высоту сечения колонны назначают из условия жёсткости с соблюдением технологических ограничений и требований унификации (см. п. 2.2).

3. Требуемую площадь сечения находят по формуле $A_{req} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c}$. Значение φ_e находят по П11.1 в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_x = l_{ef, x} / i_x \sqrt{R_y / E}$ и приведённого относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta \frac{M}{N \rho_x}$.

Для симметричного двутавра можно использовать следующие приближённые зависимости:

$$i_x \approx 0,42h; \rho_x \approx 0,35h; \eta = 1,2 \dots 1,7,$$

где h – высота сечения колонны, назначенная при компоновке рамы.

4. По требуемой площади A_{req} подбирают по сортаменту прокатный двутавр с параллельными гранями полок (типа Ш) или komponуют сечение из трёх листов с соблюдением требований местной устойчивости.

5. Проверяют устойчивость колонны в плоскости действия момента $\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1$. Если устойчивость не обеспечена или имеется значительное недонапряжение, то корректируют сечение и повторяют проверку.

6. Проверяют устойчивость колонны из плоскости действия момента $\frac{N}{c \varphi_y A R_y \gamma_c} \leq 1$. При невыполнении этого условия развивают сечение из плоскости рамы или устанавливают вдоль здания распорки между колоннами, уменьшающие расчётную длину колонны из плоскости, и повторяют проверку.

5.4. ДЕТАЛИ И УЗЛЫ КОЛОНН

Оголовки колонн. Опираение стропильных ферм на колонны может быть запроектировано сверху или сбоку. Для гражданских зданий характерно опириение сверху с шарнирным прикреплением фермы к колоннам. Наиболее характерные и часто встречаемые решения оголовков колонн с использованием надопорной стойки (надколонника) показаны на рис. 55.

При этом возможны три случая передачи нагрузки на оголовок колонны: в пределах эффективной высоты стенки (рис. 55, а); непосредственно на полку или вблизи неё (около 50 мм) (рис. 55, б); за пределами колонны (рис. 55, в).

В бескрановых зданиях с нулевой привязкой колонн крайних рядов конструкция оголовка обычно решается по типу рис. 55, а. В этом случае вертикальная сила через опорный фланец фермы передается на опорную плиту и далее с помощью рёбер колонны переходит на стенку колонны и равномерно распределяется по её сечению. Вертикальные рёбра обрамляются горизонтальными, препятствующими их скручиванию из плоскости колонны при неравномерном давлении торцов фермы. В представленном пути передачи нагрузки необходимо обеспечить прочность всех элементов и сварных швов.

Толщину опорной плиты назначают конструктивно в пределах 14...25 мм, а размеры в плане принимают так, чтобы плита выходила за контур сечения колонны на 15...20 мм. Толщина опорных рёбер определяется расчётом из условия:

– смятия строганных торцов $t_r = \frac{N}{l_{ef} R_p \gamma_c}$, где l_{ef} – длина сминаемой поверхности, равная ширине опорного фланца фермы плюс две толщины опорной плиты оголовка колонны, а R_p – расчётное сопротивление стали смятию торцевой поверхности;

– местной устойчивости не менее $1/(0,5 \sqrt{E/R_y})$ его ширины. Ширину опорного ребра определяют из условия $b_r \geq b_{fl} / 2 + t_{pl} - t_w / 2$, здесь t_w – толщина стенки колонны, b_{fl} – ширина опорного фланца фермы.

Катет сварных швов, прикрепляющих рёбра к опорной плите, вычисляют по формуле:

$$k_f \geq \frac{N}{\sum l_w (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c},$$

где $\sum l_w$ – суммарная длина швов, прикрепляющих рёбра к плите.

В случае установки строганной опорной плиты на фрезерованный торец стержня колонны сварные швы на прочность не рассчитывают, а катет шва принимают конструктивно минимальных размеров по Пб.5.

Высоту опорных рёбер назначают из условия размещения сварных швов, обеспечивающих передачу нагрузки с рёбер на стенку колонны: $h_r = \frac{N}{4k_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} + 1$ см, но не более $85\beta_f k_f$.

Опорное ребро следует проверить на срез: $\frac{N}{2t_r h_r} \leq R_s \gamma_c$. При тонких стенках стержня колонны их надо также проверить на срез по граням крепления рёбер оголовка:

$$\frac{N}{2t_w h_r} \leq R_s \gamma_c.$$

Если условие не выполняется, можно в пределах высоты оголовка сделать стенку более толстой.

При привязке крайних колонн «250» или незначительной высоте сечения колонны опорное давление фермы может передаваться вблизи внутренней полки колонны.

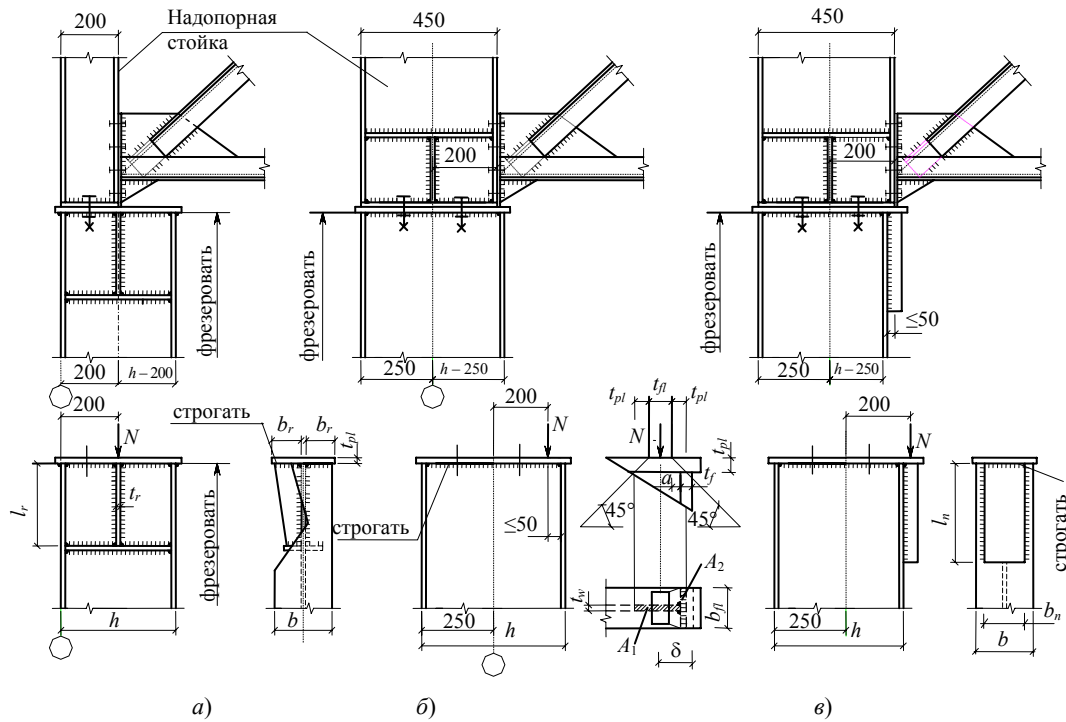


Рис. 55. Конструктивные решения оголовков колонн:

a – опирание фермы в пределах высоты сечения; *б* – то же вблизи полки колонны; *в* – то же за пределами сечения

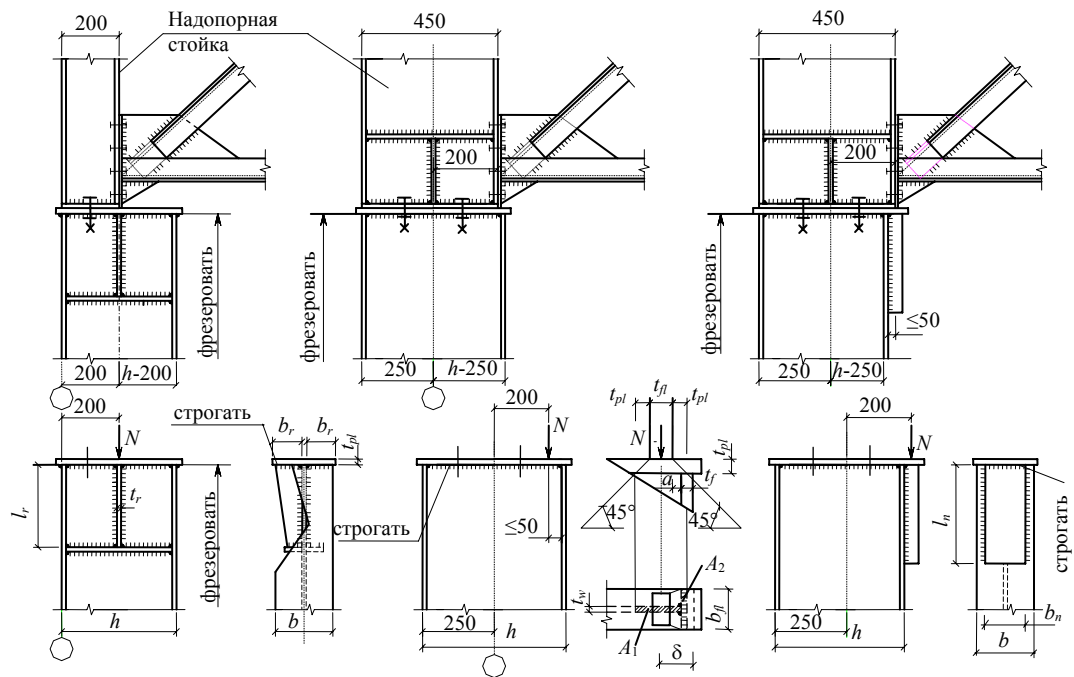


Рис. 54. Конструктивные решения оголовков колонн:

a – опиание фермы в пределах высоты сечения; *б* – то же вблизи полки колонны; *в* – то же за пределами сечения

Для случая, предусмотренного на рис. 55, *б*, давление фермы через фрезерованные поверхности опорной плиты и торца колонны передается на часть сечения колонны, при этом расчётную площадь смятия определяют с учётом распределения давления плитой оголовка по углом 45°. При назначении толщины плиты оголовка (до 40 мм) учитывают необходимость включения в работу хотя бы 1/3 толщины внутренней полки, т.е. $t_{pl} \geq \delta - \frac{2}{3}t_f - \frac{1}{2}t_{fl}$. Расчётное сечение проверяют на смятие:

$$\sigma_{loc} = \frac{N}{A} \leq R_p \gamma_c,$$

где $A = A_1 + A_2$, здесь $A_1 = (t_{fl} + t_{pl} + a)t_w$, $A_2 = b_{fl}(t_{pl} - a)$, $a = h - (b_0 + 200 + 6) - t_{fl} - t_f$ – расстояние от внутренней грани полки колонны до опорного фланца (рис. 55, *б*).

В случае невыполнения проверки следует предусмотреть местное утолщение стенки путем постановки ламели.

При небольшом опорном давлении ($N \leq 100$ кН) можно допустить нахождение полки колонны вне зоны локального нагружения. В этом случае на смятие проверяется только часть стенки:

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}} \leq R_p \gamma_c,$$

где $l_{ef} = t_{fl} + 2t_{pl}$ – расчётная длина смятия.

В случае, представленном на рис. 55, *в*, когда опорный фланец находится за пределами сечения колонны, оголовки колонны уширяются за счёт приварки накладки к полке двутавра. Ширина накладки принимается не менее $b_n \geq b_{fl} + 2t_{pl}$. Длина накладки определяется длиной углового шва, прикрепляющего её к колонне: $l_n \geq \frac{1,3F}{2k_f(\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} + 10$ мм, но не более

$85\beta_f k_f$, а толщина назначается из конструктивных соображений.

Базы колонн. База является опорной частью колонны и служит для передачи усилий с колонны на фундамент. Конструкция баз зависит от типа колонн и должна соответствовать расчётной схеме опирания колонн (сопряжение шарнирное или жёсткое).

В состав базы входят: плита, траверсы, рёбра, анкерные болты и устройства для их крепления (столики, анкерные плитки и т.д.).

Для сплошных колонн применяют базы с траверсами или без них (рис. 56).

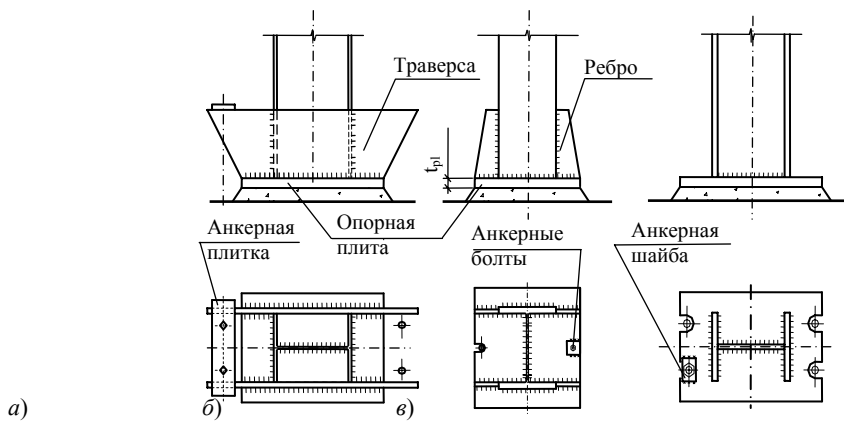


Рис. 56. Типы баз сплошных колонн:
a – с траверсами; *б* – с консольными ребрами; *в* – без траверс

В зданиях с крановым оборудованием применяют обычно базы с траверсами (рис. 56, *a*). Траверса воспринимает нагрузку со стержня колонны и передает её на плиту. Траверсы выполняют, как правило, из листов толщиной 10...12 мм и развивают в плоскости действия момента. Для обеспечения более равномерной передачи давления с плиты на фундамент устанавливают дополнительные рёбра, приваривая их к стержню колонны и опорной плите.

В легких колоннах роль траверсы могут выполнять консольные рёбра (рис. 56, *б*).

В колоннах для бескрановых зданий базы проектируют обычно без траверс (рис. 56, *в*). Анкерные болты здесь крепятся непосредственно за плиту.

При шарнирном сопряжении колонны с фундаментом анкерные болты размещают с двух сторон колонны по её оси (рис. 56, *б*). Такое размещение болтов и гибкость плиты обуславливают некоторую податливость узла. При четырёх анкерных болтах (рис. 56, *в*) и соответствующей заделке их в бетоне фундамента база считается жёстко защемлённой в плоскости рамы. Так как шаг анкерных болтов из плоскости рамы сравнительно мал, то в этой плоскости колонны обычно считаются шарнирно закреплёнными. После затяжки анкерные болты прикрепляются к плите или траверсам через шайбы или анкерные плитки монтажной сваркой. Диаметр анкерных болтов при шарнирном сопряжении назначается конструктивно (20...30 мм), при жёстком – определяется расчётом. Толщину опорной плиты определяют расчётом и назначают не менее 20 мм.

В общем случае расчёт базы предполагает: определение размеров опорной плиты; расчёт траверс и рёбер; определение диаметра анкерных болтов; расчёт сварных швов и анкерных плиток.

Определение размеров опорной плиты. Размеры плиты определяют из условия прочности бетона на смятие под плитой колонны:

$$\sigma_{f, \max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \leq \psi R_{b, loc},$$

где N, M – расчётная комбинация усилий в колонне на уровне базы, дающая наибольшее сжатие у края плиты; $\psi = 0,75$ – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение напряжений в бетоне; $R_{b, loc} = \alpha \phi_b R_b$ – расчётное сопротивление бетона смятию, здесь $\alpha = 1$ для бетона класса не выше В25, $\phi_b = \sqrt[3]{A_f / A_{pl}} \leq 2,5$ (A_f – площадь верхнего обреза фундамента) при предварительном определении площади плиты можно принять $\phi_b = 1,2$; R_b – расчётное сопротивление бетона осевому сжатию (табл. 15).

15. Расчётные сопротивления тяжелого бетона осевому сжатию

Класс бетона по прочности на сжатие	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25
Расчётные сопротивления бетона сжатию R_b , кН/см ²	0,45	0,6	0,75	0,85	1,15	1,45

Ширину опорной плиты принимают из конструктивных соображений равной $B = b + (100...200)$ мм для базы без траверсы и $B = b + 2t_{tr} + 2c$ для баз с траверсами, здесь b – ширина колонны; t_{tr} – толщина траверсы (10...12 мм); c – вылет консоли плиты (обычно 40...100 мм). Тогда требуемую длину плиты можно определить по формуле:

$$L \geq \frac{N}{2B\psi R_{b, loc}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2B\psi R_{b, loc}}\right)^2 + \frac{6|M|}{B\psi R_{b, loc}}}.$$

Значение размеров плиты округляется в большую сторону и принимается кратной 10 мм. Для баз без траверс $L \leq h + 300$ мм.

Определив размеры плиты и уточнив $R_{b,loc}$ (размеры верхнего обреза фундамента принимают на 200...300 мм больше размеров плиты), проверяют прочность бетона фундамента.

Толщина опорной плиты базы определяется её работой на изгиб как пластинки, опёртой на торец колонны, траверсы, рёбра и нагруженной давлением бетона фундамента σ_f . В соответствии с конструкцией базы плита может иметь участки, опёртые по четырём, трём, двум сторонам (кантам), и консольные участки.

Так как напряжение в бетоне фундамента под плитой распределяются неравномерно, при определении моментов на различных участках величину σ_f (несколько в запас) принимают наибольшей в пределах каждого участка (по эпюре напряжений в бетоне). Тогда максимальный изгибающий момент на каждом участке, действующий на полосу единичной ширины, можно определить по формулам:

– участок 1 (рис. 57, а) – консольный

$$M_1 = \frac{q_f c^2}{2};$$

– участок 2 (рис. 57, а) – опёртый на четыре канта

$$M_2 = \alpha q_f a^2,$$

где α – коэффициент, определяемый по табл. 16 в зависимости от соотношения сторон пластины b/a , здесь a – меньшая из сторон пластины;

– участок 3 (рис. 57, а) – опёртый на три канта

$$M_3 = \beta q_f a_1^2,$$

где β – коэффициент, определяемый по табл. 17 в зависимости от отношения закреплённой стороны пластины b_1 к свободной a_1 . При $b_1/a_1 < 0,5$ плита рассчитывается как консоль $M_3 = \frac{q_f b_1^2}{2}$;

– участок 4 – опёртый на два канта

$$M_4 = \beta q_f a_2^2,$$

где a_2 – диагональ прямоугольника; b_2 – минимальное расстояние от вершины угла до диагонали. Для всех формул $q_f = \sigma_{fi, max} \cdot 1$ см.

16. Коэффициенты для расчёта на изгиб прямоугольных пластинок, опёртых на четыре канта

b/a	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	≥ 2
$\alpha \cdot 10^3$	48	55	63	69	75	81	86	91	94	98	125

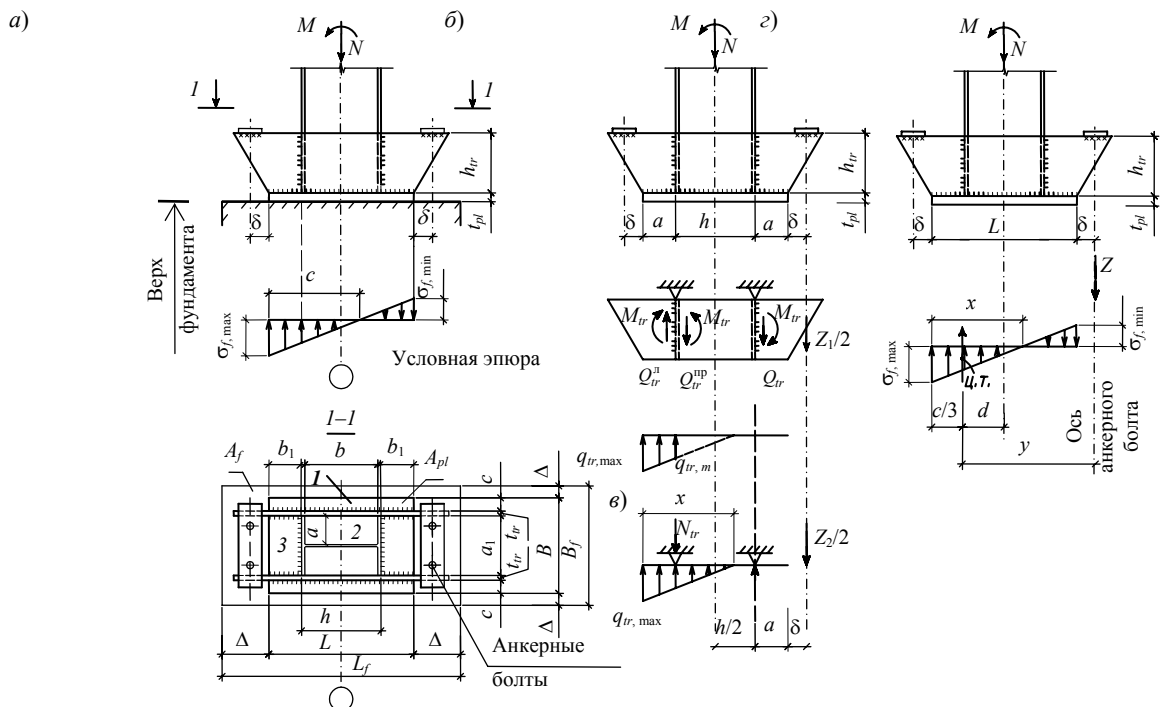


Рис. 57. К расчёту базы колонны:
а – опорной плиты; б, в – траверсы; г – анкерных болтов

17. Коэффициенты для расчёта на изгиб прямоугольных пластинок, опёртых на три канта

b_1 / a_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	>2
$\beta \cdot 10^3$	60	74	88	97	107	112	120	126	132	133

Опорная плита без траверс должна быть компактной и не иметь больших свесов. При приближенном расчёте изгибающий момент в месте сопряжения плиты с колонной можно определить по формуле

$$M = \sigma_{f, \max} A c,$$

где A – площадь трапеции, выделенная на рис. 58; c – расстояние от центра тяжести трапеции до кромки колонны.

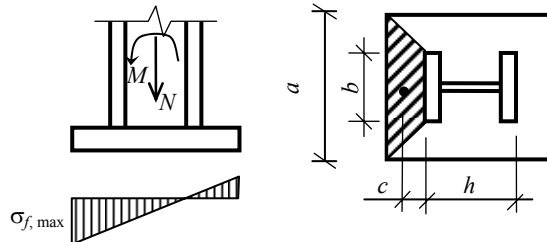


Рис. 58. К расчёту баз без траверс

Более подробно расчёт опорной плиты без траверс рассмотрен далее в примере 4. Толщину плиты определяют по формуле

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}},$$

где M_{\max} – наибольший момент на участках плиты; γ_c – коэффициент условий работы по П5.1.

Конструкция базы рациональна, если значения изгибающих моментов незначительно отличаются друг от друга, в противном случае можно попытаться изменить размеры плиты или уменьшить размеры наиболее напряжённых участков с помощью рёбер и (или) диафрагм. Окончательно толщина плиты принимается по сортаменту универсальной листовой стали (П12.3) и, как правило, не должна быть более 40 мм.

Расчёт траверс и рёбер. Расчёт траверс и рёбер производят на реактивный отпор фундамента, приходящийся на их долю.

Траверсы можно рассчитывать как однопролетные балки с консолями (рис. 57, б). Высоту траверсы находят из условия размещения сварных швов, прикрепляющих траверсу к колонне. Допуская (в запас прочности), что сечение колонны не участвует в передаче усилия на опорную плиту, максимальное усилие, передаваемое полкой колонны на траверсу и воспринимаемое двумя угловыми швами, можно определить по формуле $N_{tr} = |N|/2 + |M|/h$. Тогда требуемая высота

траверсы составит $h_{tr} = \frac{N_{tr}}{2k_f(\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} + 1$ см, но не более $85\beta_f k_f$.

Расчёт прочности траверсы как балки на поперечный изгиб производят без учёта её совместной работы с плитой. Погонная нагрузка на траверсу (рис. 57, в)

$$q_{tr, \max} = \sigma_{f, \max} B/2; \quad q_{tr, m} = \sigma_{f, m} B/2,$$

где $\sigma_{f, m} = \frac{(c-a)}{c} \sigma_{f, \max}$. Изгибающий момент и поперечную силу в консоли траверсы можно определить по формулам:

$$M_{tr} = \frac{q_{tr, m} a^2}{2} + \frac{a^2}{3} (q_{tr, \max} - q_{tr, m});$$

$$Q_{tr}^n = (q_{tr, \max} + q_{tr, m}) a/2;$$

$$Q_{tr}^n = N_{tr}/2 - Q_{tr}^n.$$

Поперечная сила и изгибающий момент в консоли траверсы от максимального усилия в анкерных болтах

$$Q_{tr} = Z_{\max}/2; \quad M_{\max} = Q_{tr} (a + \delta),$$

где Z_{\max} – несущая способность анкерного болта.

Проверку прочности траверсы выполняют обычно в двух сечениях (на опорах и в пролёте) по нормальным, касательным и приведённым напряжениям:

$$\sigma_{tr} = M_{tr} / W_{tr} \leq R_y \gamma_c; \quad \tau_{tr} = Q_{tr} / t_{tr} h_{tr} \leq R_s \gamma_c;$$

$$W_{tr} = t_{tr} h_{tr}^2 / 6; \quad \sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_{tr}^2 + 3\tau_{tr}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c.$$

В некоторых случаях требуется рассчитать траверсу в пролёте при полном её загрузке реактивным давлением фундамента на длине x (рис. 57, в) для невыгодной комбинации при расчёте опорной плиты.

Угловые сварные швы, прикрепляющие траверсы к колонне, проверяют на прочность по равнодействующей напряжений

$$\sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} \leq (R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c,$$

где $\sigma_w = 6M / (\beta k_f l_w^2)$ – напряжение от момента; $\tau_w = Q / (\beta k_f l_w)$ – напряжение от поперечной силы, здесь M и Q – момент и поперечная сила в траверсе в месте её прикрепления к колонне.

Расчёт анкерных болтов. Анкерные болты рассчитывают на комбинацию усилий, которая даёт наибольший изгибающий момент и минимальную продольную силу в уровне базы колонны. Требуемую площадь анкерных болтов определяют, исходя из предположения, что суммарная растягивающая сила в болтах, расположенных с одной стороны базы, равна равнодействующей эпюры напряжений в растянутой зоне (рис. 57, г). Такую силу можно определить, составив уравнение равновесия относительно центра тяжести сжатой зоны бетона:

$$M - Nd - Zy = 0.$$

Следовательно:

$$Z = \frac{|M| - |N|d}{y},$$

где $d = L/2 - x/3$ – расстояние от геометрической оси колонны до центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений бетона под опорной плитой; $y = L - \delta - x/3$ – расстояние от оси анкерных болтов до центра тяжести сжатой зоны эпюры

напряжений бетона под опорной плитой; $c = \frac{\sigma_{f, \max}}{\sigma_{f, \max} - \sigma_{f, \min}} L$ – длина сжатой зоны эпюры напряжений бетона, здесь

$\sigma_{f, \max(\min)} = \frac{N}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2}$. Тогда требуемую площадь сечения нетто анкерного болта определяют по формуле

$$A_{bn, req} = \frac{Z}{n R_{ba} \gamma_c},$$

где n – количество анкерных болтов с одной стороны колонны; R_{ba} – расчётное сопротивление растяжению фундаментных болтов (П7.5).

С каждой стороны базы устанавливают не более двух болтов. Длину заделки анкерного болта в фундамент, высоту выступающей части болта, длину нарезки и минимальный размер проушин принимают в зависимости от диаметра по П7.8.

Расчёт сварных швов и анкерных плиток. Если торцы колонны и траверс в сборе не фрезеруются, то необходимо обеспечить расчётом передачу полного усилия через угловые сварные швы. Проверку прочности сварных швов можно осуществить по формуле:

$$\frac{|N|}{\sum A_w} + \frac{|M|}{\sum W_w} \leq (R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c,$$

где $\sum A_w$ и $\sum W_w$ – соответственно сумма площадей поперечного сечения и моментов сопротивления относительно оси xx угловых сварных швов, прикрепляющих колонну к плите.

При решении базы с фрезерованным торцом давление колонны на плиту передается непосредственным контактом соприкасающихся поверхностей. Для восприятия напряжений от случайных моментов и поперечных сил швы, прикрепляющие элементы базы к плите, рассчитывают на условную силу, равную 15 % общей нагрузки (N и M).

Анкерные плитки работают на поперечный изгиб и рассчитываются как однопролётные балки, шарнирно опёртые на траверсы и нагруженные сосредоточенными силами Z_{\max} от анкерных болтов. Ширину анкерной плитки принимают из условия размещения анкерных болтов, а толщину определяют расчётом на изгиб по ослабленному отверстию сечения.

Пример 4. Подобрать сечение сплошной колонны одноэтажного однопролётного здания павильонного типа и рассчитать узлы сопряжения колонны со стропильной фермой и фундаментом. Исходные данные по примеру 1.

Расчётные усилия в сечениях стойки показаны в табл. 5.

В сечение 1–1 при комбинации усилий $+M_{\max}, N_s$: $M_1 = 52,9$ кН·м; $N_1 = -166$ кН. В сечение 2–2 при том же сочетании нагрузок ($1 + 2 + 3^*$): $M_2 = -8,1$ кН·м; $N_2 = -161,2$ кН.

В однопролётной раме с шарнирным сопряжением ригеля с колонной верхний конец колонны считается свободным. Стержень колонны рассчитываем, как внецентренно сжатый элемент. Расчётная схема колонны показана на рис. 59, а. Расчётную длину колонны в плоскости рамы определяем по формуле

$$l_{ef, x} = \mu_x H = 2 \cdot 8,55 = 17,1 \text{ м.}$$

Из плоскости рамы оба конца колонны считаем шарнирно закреплёнными (рис. 59, б, $\mu_y = 1$), тогда расчётная длина колонны из плоскости рамы равна $l_{ef, y} = \mu_y H = 1 \cdot 8,55 = 8,55$ м.

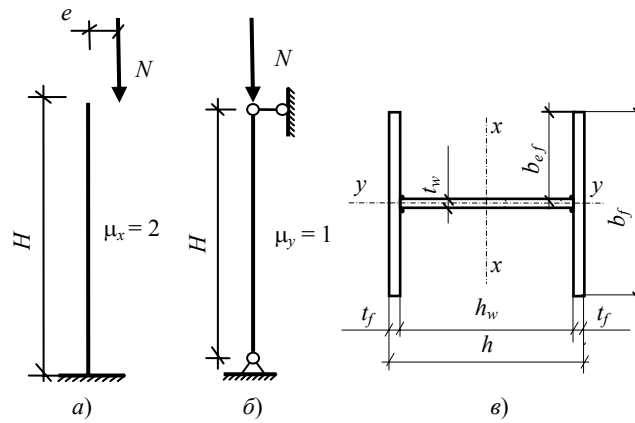


Рис. 59. Расчётные схемы колонны (а, б); расчётное сечение сплошной колонны (в)

Сечение колонны принимаем в виде сварного двутавра (рис. 59, в) высотой $h = 30$ см, установленной при компоновке поперечной рамы (см. пример 1). Материал – сталь С235. Для вычисления требуемой площади сечения определим приближенно следующие характеристики:

$$i_x \approx 0,42h = 0,42 \cdot 30 = 12,6 \text{ см}; \quad \rho_x \approx 0,35h = 0,35 \cdot 30 = 10,5 \text{ см};$$

$$\bar{\lambda}_x = l_{ef,x} / i_x \sqrt{R_y / E} = 1710 / 12,6 \cdot \sqrt{23 / 20\,600} = 4,5,$$

где $R_y = 23$ кН/см² для листов из стали С235 толщиной до 20 мм (прил. 4).

Значение коэффициента η для двутавра колеблется от 1,2 до 1,7. Примем в первом приближении $\eta = 1,5$. Относительный и расчётный эксцентриситеты определим по формулам

$$m_x = \frac{M}{N\rho_x} = \frac{52,9 \cdot 100}{166 \cdot 10,5} = 3; \quad m_{ef} = \eta m_x = 1,5 \cdot 3 = 4,5.$$

По прил. П11.1 при $\bar{\lambda}_x = 4,5$ и $m_{ef} = 4,5$: $\varphi_e = 0,155$.

Найдем требуемую площадь сечения колонны:

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{166}{0,155 \cdot 23 \cdot 0,95} = 49 \text{ см}^2.$$

Принимаем предварительно $t_f = 0,8$ см, тогда высота стенки

$$h_w = h - 2t_f = 30 - 2 \cdot 0,8 = 28,4 \text{ см}.$$

Определим предельное значение условной гибкости при $1 < m_x = 3 < 10$ и $\bar{\lambda}_x = 4,5 > 2$ (П11.3):

$$\bar{\lambda}_{iw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x = 1,2 + 0,35 \cdot 4,5 = 2,8 < 3,1.$$

Тогда требуемая толщина стенки исходя из требований её местной устойчивости

$$t_w = \frac{h_w \sqrt{R_y / E}}{\bar{\lambda}_{iw}} = \frac{28,4 \sqrt{23 / 20\,600}}{2,8} = 0,34 \text{ см}.$$

Назначаем толщину стенки минимальной по требованиям коррозионной стойкости $t_w = 0,6$ см, тогда требуемая площадь полки

$$A_{f,req} = (A_{req} - h_w t_w) / 2 = (49 - 28,4 \cdot 0,6) / 2 = 16 \text{ см}^2.$$

Чтобы гибкость стержня колонны из плоскости рамы была меньше предельной, ширину полки колонны назначим не менее минимальной, исходя из

$$i_{y, \min} = 0,24b_{f, \min}; \quad \lambda_{\max} = l_{ef, y} / i_{y, \min} \leq \lambda_u;$$

тогда

$$b_{f, \min} = \frac{l_{ef, y}}{0,24\lambda_u} = \frac{855}{0,24 \cdot 150} = 24 \text{ см},$$

где $\lambda_u = 120 \dots 150$ (предварительно принято $\lambda_u = 150$) – предельное значение гибкости колонны.

Принимаем $b_f = 26$ см, $t_f = 0,8$ см, тогда

$$A_f = b_f t_f = 26 \cdot 0,8 = 20,8 \text{ см}^2 > A_{req} = 16 \text{ см}^2.$$

Проверим местную устойчивость полки колонны:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{12,7}{0,8} = 15,9 < (0,36 + 0,1\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y} = (0,36 + 0,1 \cdot 4)\sqrt{\frac{20600}{23}} = 37,4,$$

где $b_{ef} = (b_f - t_w)/2 = (26 - 0,6)/2 = 12,7$ см – свес полки;

$$\bar{\lambda} = \max \begin{cases} \bar{\lambda}_x = 4,5; \\ \bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{0,24b_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{855}{0,24 \cdot 26} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 4,6, \end{cases}$$

так как $\bar{\lambda} = 4,6 > 4$, то принимаем $\bar{\lambda} = 4$.

Местная устойчивость полки колонны обеспечена.

Геометрические характеристики сечения:

$$A = h_w t_w + 2b_f t_f = 28,4 \cdot 0,6 + 2 \cdot 26 \cdot 0,8 = 58,6 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left(\frac{b_f t_f^3}{12} + A_f \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{0,6 \cdot 28,4^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot \left(\frac{26 \cdot 0,8^3}{12} + 20,8 \cdot \left(\frac{30 - 0,8}{2} \right)^2 \right) = 10\,015 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \frac{t_f b_f^3}{12} = 2 \frac{0,8 \cdot 26^3}{12} = 2343 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{10\,015}{58,6}} = 13,1 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2343}{58,6}} = 6,3 \text{ см};$$

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{10\,015}{30/2} = 667,7 \text{ см}^3; \quad \rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{667,7}{58,6} = 11,4 \text{ см}.$$

Гибкости стержня:

$$\lambda_x = l_{ef,x}/i_x = 1710/13,1 = 131; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y/E} = 131 \sqrt{23/20600} = 4,4;$$

$$\lambda_y = l_{ef,y}/i_y = 855/6,3 = 136; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 136 \sqrt{23/20600} = 4,5.$$

Проверим устойчивость колонны в плоскости действия момента.

$$\text{Относительный эксцентриситет } m_x = \frac{M}{N\rho_x} = \frac{52,9 \cdot 100}{166 \cdot 11,4} = 2,8.$$

При $A_f/A_w = 20,8/(28,4 \cdot 0,6) = 1,2 > 1$ и $0,1 \leq m_x = 2,8 \leq 5$ значение коэффициента η определим по П10:

$$\eta = (1,9 - 0,1m_x) - 0,02 \cdot (6 - m_x)\bar{\lambda}_x = (1,9 - 0,1 \cdot 2,8) - 0,02 \cdot (6 - 2,8)4,4 = 1,34.$$

Расчётный эксцентриситет $m_{ef} = \eta m_x = 1,34 \cdot 2,8 = 3,75$.

По прил. 11 при $\bar{\lambda}_x = 4,4$ и $m_{ef} = 3,75$: $\varphi_e = 0,175$.

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = \frac{166}{0,175 \cdot 58,6 \cdot 23 \cdot 0,95} = 0,74 < 1.$$

Устойчивость колонны в плоскости действия момента обеспечена.

Предельная гибкость колонны

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,74 = 136,$$

$$\text{где } \alpha = \frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = \frac{166,3}{0,175 \cdot 58,6 \cdot 23 \cdot 0,95} = 0,74 > 0,5.$$

$$\lambda_x = 131 < \lambda_u = 136, \quad \lambda_y = 136 = \lambda_u = 136.$$

Гибкость колонны не больше предельно допустимой.

Проверим устойчивость колонны из плоскости действия изгибающего момента.

Для определения m_x найдём максимальный момент в средней трети расчётной длины стержня (рис. 60) при сочетании нагрузок $1 + 2 + 3^*$ (табл. 5).

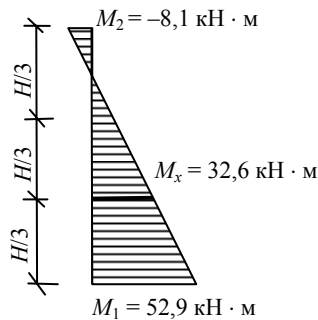


Рис. 60. Определение расчётного момента M_x

$$M_x = M_1 - \frac{M_1 - M_2}{3} = 52,9 - \frac{52,9 + 8,1}{3} = 32,6 \text{ кН} \cdot \text{м} > 0,5M_{\max} =$$

$$= 0,5 \cdot 52,9 = 26,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\text{Относительный эксцентриситет } m_x = \frac{M_x}{N\rho_x} = \frac{32,6 \cdot 100}{166 \cdot 11,4} = 1,7.$$

При $m_x = 1,7 < 5$ коэффициент c определяем по формуле:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1,31}{1 + 0,74 \cdot 1,7} = 0,58,$$

где $\alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,7 = 0,74$ ($1 < m_x = 1,7 < 5$); $\beta = \sqrt{\varphi_c / \varphi_y} = \sqrt{0,598 / 0,35} = 1,31$ ($\bar{\lambda}_y = 4,5 > \bar{\lambda}_c = 3,14$), здесь $\varphi_c = 0,598$ при $\lambda_c = 3,14 / \sqrt{R_y / E} = 3,14 / \sqrt{23 / 20600} = 94$, $\varphi_y = 0,35$ при $\lambda_y = 136$.

$$\sigma = \frac{N}{\alpha \varphi_y A} = \frac{166}{0,58 \cdot 0,35 \cdot 58,6} = 14 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \cdot 0,95 = 21,8 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость колонны из плоскости действия изгибающего момента обеспечена.

Конструирование и расчёт узлов колонны. Оголовок колонны. Конструкцию оголовка принимаем с использованием надпорной стойки (рис. 61).

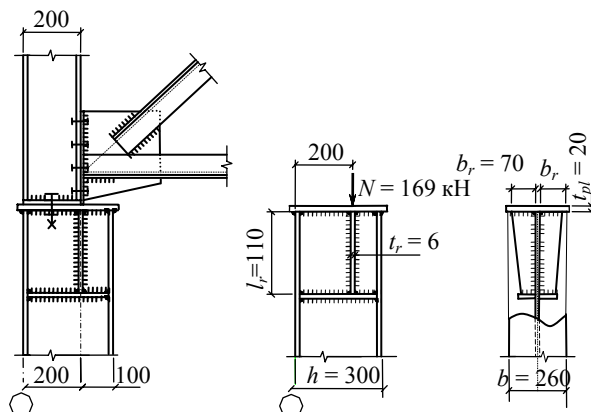


Рис. 61. К расчёту оголовка колонны

Так как высота сечения колонны $h = 300$ мм, а высота сечения над-опорной стойки 200 мм, то нагрузку со стропильной фермы на стержень колонны передаём через опорную плиту оголовка, далее с помощью опорных рёбер оголовка на стенку колонны.

Толщину опорной плиты и её размеры в плане назначаем конструктивно, с учётом свесов (15...20 мм) плиты по контуру колонны для размещения сварных швов: $t_{pl} = 20$ мм, $h_{pl} = 330$ мм, $b_{pl} = 290$ мм. Принимаем ширину опорного ребра, исходя из обеспечения передачи нагрузки с фермы через их торец:

$$b_r = 110 \text{ мм} > b_{fl} / 2 + t_{pl} - t_w / 2 = 180 / 2 + 20 - 6 / 2 = 107 \text{ мм},$$

где $t_w = 6$ мм – толщина стенки колонны; $b_{fl} = 180$ мм – ширина опорного фланца фермы.

Торец колонны перед приваркой опорной плиты фрезеруем, тогда толщину опорных рёбер определяем исходя из работы материала на смятие:

$$t_r \geq \frac{N}{l_{ef} R_p \gamma_c} = \frac{169,6}{22 \cdot 35 \cdot 1} = 0,22 \text{ см},$$

где $l_{ef} = b_{fl} + 2t_{pl} = 18 + 2 \cdot 2 = 22$ см – длина сминаемой поверхности; $R_p = 35$ кН/см² – расчётное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (П4).

Принимаем $t_r = 8 \text{ мм} > b_r / (0,5\sqrt{E/R_y}) = 110 / (0,5\sqrt{20\,600/23}) = 7,4 \text{ мм}$.

Опорные рёбра привариваем к стенке колонны электродами типа Э42 с катетом сварного шва 5 мм ($k_f = 5 \text{ мм} > k_{f, \min} = 4 \text{ мм}$, П6.5). Длину рёбер определяем из условия размещения сварных швов, обеспечивающих передачу нагрузки с рёбер на стенку колонны:

$$h_r = \frac{N}{4k_f(\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{169,6}{4 \cdot 0,5 \cdot 12,6 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 6,7 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,5 = 30 \text{ см}.$$

Принимаем $h_r = 11 \text{ см}$. Проверим стенку колонны по граням крепления рёбер оголовка на срез:

$$\frac{N}{2t_w h_r} = \frac{169,6}{2 \cdot 0,6 \cdot 11} = 12,8 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,5 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность стенки обеспечена. Так как толщина опорного ребра больше толщины стенки колонны, то его прочность на срез обеспечена.

База колонны. Базу колонны проектируем без траверсы (рис. 62).

Для фундамента принимаем бетон класса В10 с $R_b = 0,6 \text{ кН/см}^2$ (табл. 15). Задаёмся шириной плиты, исходя из размещения на ней стержня колонны, анкерных болтов и сварных швов:

$$B = b + 100 = 260 + 100 = 360 \text{ мм},$$

тогда требуемая длина плиты:

$$L = 46 \text{ см} > \frac{N}{2B\psi R_{b,loc}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2B\psi R_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6|M|}{B\psi R_{b,loc}}} = \frac{166}{2 \cdot 36 \cdot 0,75 \cdot 0,72} + \sqrt{\left(\frac{166}{2 \cdot 36 \cdot 0,75 \cdot 0,72}\right)^2 + \frac{6 \cdot 52,9 \cdot 100}{36 \cdot 0,75 \cdot 0,72}} = 44,9 \text{ см},$$

где $N = 166 \text{ кН}$ и $M = 52,9 \text{ кН} \cdot \text{см}$ – продольная сила и изгибающий момент в сечении $I-I$ при расчётной комбинации усилий, дающей наибольшее сжатие у края плиты (табл. 5); $R_{b,loc} = \phi_b R_b = 1,2 \cdot 0,6 = 0,72 \text{ кН/см}^2$ – расчётное сопротивление бетона смятию, здесь предварительно принято $\phi_b = 1,2$; $\psi = 0,75$ – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение напряжений в бетоне.

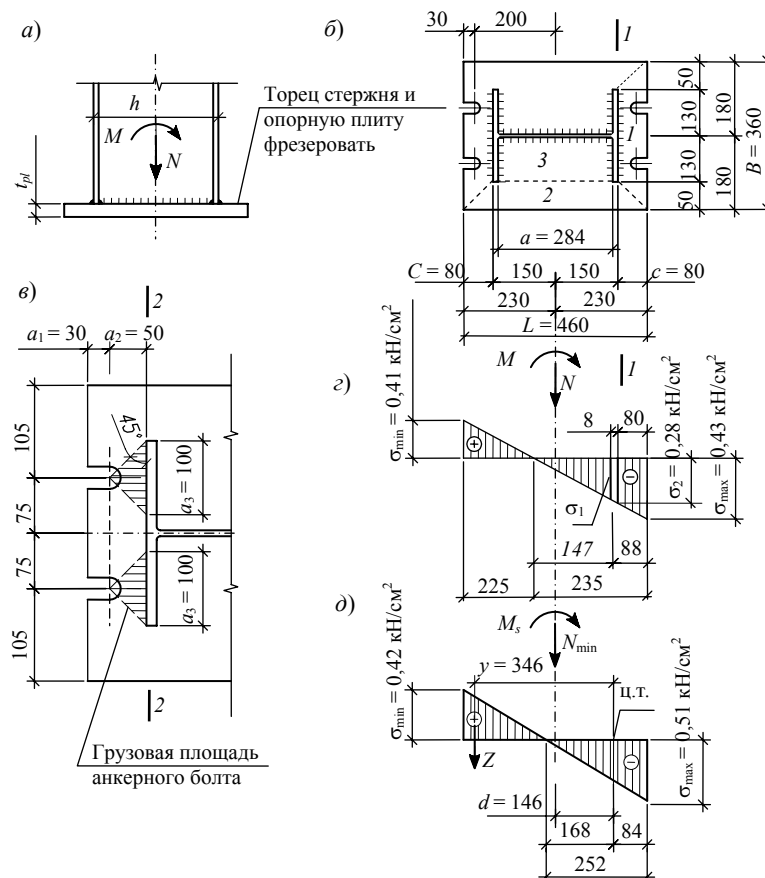


Рис. 62. К расчёту базы колонны

Принимаем плиту размерами 46×36 см. Уточним расчётное сопротивление бетона смятию $R_{b,loc} = 1,36 \cdot 0,6 = 0,82$ кН/см², здесь $\varphi_b = \sqrt[3]{A_f/A_{pl}} = \sqrt[3]{(70 \cdot 60)/(46 \cdot 36)} = 1,36 < 2,5$, и проверим прочность бетона на смятие под плитой колонны (рис. 62, з):

$$\sigma_{f, \max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{-166}{46 \cdot 36} + \frac{6 \cdot (-5290)}{36 \cdot 46^2} = -0,43 \text{ кН/см}^2 < 0,75 \cdot 0,82 = 0,61 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность бетона фундамента обеспечена.

Определим положение нулевой точки в эпюре напряжений (рис. 62, з):

$$x = \frac{\sigma_{\min} L}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} = \frac{0,41 \cdot 46}{0,41 + 0,43} = 22,5 \text{ см};$$

здесь $\sigma_{f, \min} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} = \frac{-166}{36 \cdot 46} - \frac{6 \cdot (-5290)}{36 \cdot 46^2} = 0,41 \text{ кН/см}^2$.

Напряжения на участке сжатия эпюры напряжений по граням внутренней и наружной полок колонны

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} \frac{147}{235} = -0,43 \frac{147}{235} = -0,27 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} \frac{155}{235} = -0,28 \text{ кН/см}^2.$$

Для определения толщины плиты вычислим изгибающие моменты на характерных участках плиты (рис. 62, б).

Участок 1 – $M_1 = \sigma_{\max} A_1 c_1 = 0,43 \cdot 248 \cdot 4,2 = 447,9$ кН·см, здесь $A_1 = \frac{36+26}{2} \cdot 8 = 248$ см² – площадь трапеции ус-
ловного консольного участка плиты; $c_1 = \frac{S}{A} = \frac{26 \cdot 8 \cdot 0,5 \cdot 8 + 2 \cdot 0,5 \cdot 5 \cdot 8 \cdot 2/3 \cdot 8}{248} = 4,2$ см – расстояние от центра тяжести трапеции до опорной кромки участка плиты (сечение I-I на рис. 62, б).

Требуемая толщина плиты

$$t_{req, pl} = \sqrt{\frac{6M_1}{bR_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 447,9}{26 \cdot 22 \cdot 1,2}} = 2 \text{ см},$$

где $R_y = 22$ кН/см² (табл. П4 при толщине листового проката 21...40 мм), $\gamma_c = 1,2$ (табл. П5.1 для опорных плит толщиной до 40 мм).

Участок 2 – $M_2 = \sigma_{\max} A_2 c_2 = 0,43 \cdot 190 \cdot 2,7 = 220,6$ кН·см, здесь $A_2 = \frac{46+30}{2} \cdot 5 = 190$ см² – площадь трапеции ус-
ловного консольного участка плиты; $c_2 = \frac{30 \cdot 5 \cdot 0,5 \cdot 5 + 2 \cdot 0,5 \cdot 5 \cdot 8 \cdot 2/3 \cdot 5}{190} = 2,7$ см – расстояние от центра тяжести трапеции до опорной кромки участка плиты.

Требуемая толщина плиты

$$t_{req, pl} = \sqrt{\frac{6M_2}{hR_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 220,6}{30 \cdot 22 \cdot 1,2}} = 1,7 \text{ см}.$$

Участок 3 рассчитываем как пластину, опёртую на три канта – $M_3 = \sigma_1 \beta a^2 = 0,27 \cdot 0,06 \cdot 28,4^2 = 13,1$ кН·см, где β определен по табл. 17 при соотношении сторон $130/284 = 0,46 \approx 0,5$.

Требуемая толщина плиты

$$t_{req, pl} = \sqrt{\frac{6M_3}{1 \cdot R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 13,1}{1 \cdot 22 \cdot 1,2}} = 1,8 \text{ см}.$$

Окончательно принимаем плиту толщиной 22 мм с учётом 2 мм на фрезеровку и не менее максимально требуемой.

Проверим прочность плиты в сечении I-I:

$$\sigma_x = \frac{M_{I-I}}{W_{pl}} = \frac{495,2}{29} = 17,1 \text{ кН/см}^2; \quad \tau_{xy} = \frac{Q_{I-I}}{Bt_{pl}} = \frac{123,8}{36 \cdot 2,2} = 1,6 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{17,1^2 + 3 \cdot 1,6^2} = 17,3 < 1,15R_y \gamma_c = 1,15 \cdot 22 \cdot 1 = 25,3 \text{ кН/см}^2,$$

где $W_{pl} = \frac{Bt_{pl}^2}{6} = \frac{36 \cdot 2,2^2}{6} = 29 \text{ см}^3$; $Q_{l-l} = \sigma_{\max} A = 0,43 \cdot 36 \cdot 8 = 123,8 \text{ кН}$; $M_{l-l} = Q_{l-l} c / 2 = 123,8 \cdot 8 / 2 = 495,2 \text{ кН} \cdot \text{см}$.

Анкерные болты рассчитываем на комбинацию усилий

$$N_{\min} = -72,3 \text{ кН}, \quad -M_s = -59,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Краевые напряжения в бетоне фундамента при этой комбинации усилий (рис. 62, д)

$$\sigma_{f, \max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{-72,3}{46 \cdot 36} + \frac{6 \cdot (-5920)}{36 \cdot 46^2} = -0,51 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{f, \min} = 0,42 \text{ кН/см}^2.$$

Положение нулевой точки в эпюре напряжений

$$x = \frac{\sigma_{\max} L}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} = \frac{-0,51 \cdot 46}{-0,51 + 0,42} = 25,2 \text{ см}.$$

Растягивающее усилие в анкерных болтах

$$Z = \frac{|M| - |N|d}{y} = \frac{5920 - 72,3 \cdot 14,6}{34,6} = 141 \text{ кН},$$

где $d = 46 / 2 - 25,2 / 3 = 14,6 \text{ см}$ – расстояние от геометрической оси колонны до центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений бетона под опорной плитой; $y = 46 - 3 - 25,2 / 3 = 34,6 \text{ см}$ – расстояние от оси анкерных болтов до центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений бетона под опорной плитой.

Определяем требуемую площадь сечения нетто анкерного болта:

$$A_{bn, req} = \frac{Z}{nR_{ba}\gamma_c} = \frac{141}{2 \cdot 18,5 \cdot 1} = 3,81 \text{ см}^2,$$

где $n = 2$ – принятое количество анкерных болтов с одной стороны колонны; $R_{ba} = 18,5 \text{ кН/см}^2$ – расчётное сопротивление растяжению фундаментных болтов из стали ВСтЗкп2 (П7.5).

По прил. П7.8 принимаем болт диаметром 27 мм ($A_{bn} = 4,27 \text{ см}$) с глубиной заделки 1000 мм.

Проверим прочность плиты по приведённым напряжениям в зоне действия анкерных болтов по сечению 2–2 (рис. 62, в):

$$\sigma_x = \frac{M_{2-2}}{W_{p, 2-2}} = \frac{705}{16,1} = 43,8 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2,$$

где $W_{pl} = \frac{2a_3 t_{pl}^2}{6} = \frac{2 \cdot 10 \cdot 2,2^2}{6} = 16,1 \text{ см}^3$; $Q_{l-l} = Z = 141 \text{ кН}$; $M_{2-2} = Q_{2-2} a_2 = 141 \cdot 5 = 705 \text{ кН} \cdot \text{см}$.

Так как напряжения в плите превышают расчётное сопротивление, увеличиваем толщину плиты до 32 мм.

$$W_{pl} = \frac{2a_3 t_{pl}^2}{6} = \frac{2 \cdot 10 \cdot 3,2^2}{6} = 34 \text{ см}^3; \quad \sigma_x = \frac{705}{34} = 20,7 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{2-2}}{2a_3 t_{pl}} = \frac{141}{2 \cdot 10 \cdot 3,2} = 2,2 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{ef} = \sqrt{20,7^2 + 3 \cdot 2,2^2} = 21 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y \gamma_c = 25,3 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность плиты по сечению 2–2 обеспечена.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.01.07–85*. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования / Госстрой России. – М. : ГУП ЦПП, 2003. – 55 с.
2. СНиП II-23–81*. Стальные конструкции. – М. : ОАО «ЦПП», 2008. – 90 с.
3. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23–81* «Стальные конструкции») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
4. Металлические конструкции : учебник для вузов / Ю.М. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатъева [и др.] ; под ред. Ю.М. Кудишина. – 9-е изд., стер. – М. : Академия, 2007. – 688 с.
5. Металлические конструкции : учебник для строит. вузов. Т. 1 : Элементы конструкций / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов [и др.] ; под ред. В.В. Горева. – М. : Высшая школа, 2004. – 551 с.
6. Металлические конструкции : учебник для строит. вузов Т. 2 : Конструкции зданий / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов [и др.] ; под ред. В.В. Горева. – М. : Высшая школа, 2004. – 528 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Нагрузки от веса конструкций

Элементы конструкций	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м ²
Ограждающие элементы стен			
Стеновые панели			
Керамзитобетонные:			
ПС (5980 × 885 × 300)	3,91	1,2	4,69
ПС (5980 × 1185 × 300)	3,85	1,2	4,62
ПС (5980 × 1785 × 300)	3,84	1,2	4,61
ПС (11 970 × 1180 × 300)	3,82	1,2	4,59
ПС (11 970 × 1780 × 300)	3,85	1,2	4,62
Трехслойные со стальной обшивкой при толщине панели 50...80 мм	0,165...0,183	1,1	0,182...0,201
Трехслойные с алюминиевой облицовкой при толщине панели 46,6...91,6 мм	0,079...0,1	1,1	0,087...0,11
Стеновые ригели с нагрузкой 0,7...1,7 Н/м:			
рядовые	0,022...0,052	1,05	0,023...0,055
опорные	0,042...0,068	1,05	0,044...0,071
стыковые	0,053...0,078	1,05	0,056...0,082
Окна из спаренных труб с остеклением (одинарное/двойное):			
с глухими переплетами размером, м:			
6 × 1,2	0,183/0,278	1,1	0,201/0,306
6 × 1,8	0,167/0,261	1,1	0,184/0,287
6 × 2,4	0,174/0,269	1,1	0,191/0,295
переплеты с фрамугами размером, м:			
6 × 1,2	0,229/0,326	1,1	0,252/0,359
6 × 1,8	0,206/0,299	1,1	0,227/0,329
6 × 2,4	0,196/0,292	1,1	0,216/0,321
Ограждающие элементы стен			
Гравийная защита толщиной 15...20 мм	0,3...0,4	1,3	0,39...0,52
Защитный слой из битумной мастики с втопленным гравием толщиной 10 мм	0,21	1,3	0,273
Гидроизоляционный ковер из 3...4 слоёв рубероида	0,15...0,2	1,3	0,195...0,26
Асфальтовая или цементная стяжка толщиной 20 мм	0,36...0,4	1,3	0,468...0,52
Утеплитель (пенобетон $\gamma = 6$ кН/м ³ , минераловатные плиты $\gamma = 1...3$ кН/м ³ , пенопласт $\gamma = 0,5$ кН/м ³)	γ	1,2...1,3	
Пароизоляция из одного слоя рубероида или фольгоизола	0,05	1,3	0,06
Несущие элементы кровли			
Стальной профилированный настил толщиной 0,6...1 мм	0,09...0,15	1,05	0,095...0,158

Каркасы стальных панелей размерами, м			
3 × 6	0,1...0,15	1,05	0,105...0,158
3 × 12	0,15...0,25	1,05	0,158...0,263
Железобетонные плиты из тяжелого бетона марок:			
ПГ-АIVв (5980 × 2980 × 300)	1,472	1,1	1,619
ПГ-АIIIв (5970 × 1490 × 3000)	1,667	1,1	1,834
ПГ-АIVв (11 960 × 2980 × 455)	2,056	1,1	2,262
Несущие конструкции покрытия			
Стропильные фермы	0,2...0,4	1,05	0,21...0,42
Подстропильные фермы	0,05...0,15	1,05	0,053...0,159
Прогоны: прокатные профили пролетом 6 м	0,06...0,08	1,05	0,063...0,084
решётчатые профили пролетом 12 м	0,15...0,25	1,05	0,158...0,263
Связи по покрытию	0,04...0,1	1,05	0,042...0,105

П2.1. Значения k

Высота z , м	Коэффициенты k для типов местности*		
	A	B	C
≤5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8

* Тип местности: А – открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра; В – городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м; С – городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

П2.2. Аэродинамический коэффициент c_{e3}

$\frac{b}{l}$	Значения c_{e3} при $\frac{h_1}{l}$, равном		
	≤0,5	1	≥2
≤1	-0,4	-0,5	-0,6
≥2	-0,5	-0,6	-0,6

Для расчёта статически неопределимых рам по готовым формулам

Схема рамы	Реакции опор и моменты
	$V_A = V_B = qL/2 + G_c$ $H_A = H_B = \frac{3M}{2H}$ $M_A = M_B = -M/2$
	$H_A = \frac{5}{8}F_{w1} + \frac{13}{16}q_{w1} + \frac{3}{8}F_{w2} + \frac{3}{16}q_{w2}$ $H_B = -(\frac{5}{8}F_{w2} + \frac{13}{16}q_{w2} + \frac{3}{8}F_{w1} + \frac{3}{16}q_{w1})$ $M_A = -H(\frac{5}{8}F_{w1} + \frac{5}{16}q_{w1}H + \frac{3}{8}F_{w2} + \frac{3}{16}q_{w2}H)$ $M_B = H(\frac{3}{8}F_{w1} + \frac{3}{16}q_{w1}H + \frac{5}{8}F_{w2} + \frac{5}{16}q_{w2}H)$

**Нормативные и расчётные сопротивления стали по
ГОСТ 27772–88 сварных и болтовых соединений, кН/см²**

Сталь	Вид проката	Толщина, мм	R_{yn}/R_{un}	R_y	R_u	R_s	R_{wz}	R_{bp}
C235	Лист, фасон.	до 20	23,5/36	23	35	13,5	16	43
	Лист, фасон.	21...40	22,5/36	22	35	12,5	16	43
	Лист	41...100	21,5/36	21	35	12	16	43
	Лист	св. 100	19,5/36	19	35	11	16	43
C245	Лист, фасон.	2...20	24,5/37	24	36	14	16,5	45
	Фасон.	21...30	23,5/37	23	36	13,5	16,5	45
C255	Лист	4...10	24,5/38	24	37	14	17	46,5
	Фасон.	4...10	25,5/38	25	37	14,5	17	46,5
	Лист, фасон.	11...20	24,5/37	24	36	14	16,5	45
	Лист, фасон.	21...40	23,5/37	23	36	13,5	16,5	45
C275	Лист,	2...10	27,5/38	27	37	15,5	17	46,5
	Фасон.	2...10	27,5/39	27	38	15,5	17,5	48,5
	Лист	11...20	26,5/37	26	36	15	16,5	45
	Фасон.	11...20	27,5/38	27	37	15,5	17	46,5
C285	Лист	4...10	27,5/39	27	38	15,5	17,5	48,5
	Фасон.	4...10	28,5/40	28	39	16	18	50,5
	Лист	11...20	26,5/38	26	37	15	17	46,5
	Фасон.	11...20	27,5/39	27	38	15,5	17,5	48,5
C345	Лист, фасон.	2...10	34,5/49	33,5	48	19,5	22	69
		11...20	32,5/47	31,5	46	18	21	64,5
		21...40	30,5/46	30	45	17,5	20,5	62,5
	Лист	41...60	28,5/45	28	44	16	20	60,5
		61...80	27,5/44	27	43	15,5	19,5	58,5
		81...160	26,5/43	26	42	15	19	56,5
C345K	Лист, фасон	4...10	34,5/47	33,5	46	19,5	21	64,5
C375	Лист, фасон.	2...10	37,5/51	36,5	50	21	23	73,5
		11...20	35,5/49	34,5	48	20	22	69
		21...40	33,5/48	32,5	47	19	21,5	67
C390	Лист	4...50	39/54	38	53	22	24,5	80,5
C390K	Лист	4...30	39/54	38	53	22	24,5	80,5
C440	Лист	4...30	44/59	43	57,5	25	26,5	93
		31...50	41/57	40	55,5	23	25,5	88
C590	Лист	10...36	54/63,5	51,5	60,5	30	28,5	–
C590K	Лист	16...40	54/63,5	51,5	60,5	30	28,5	–

П5.1. Расчётные длины стержней плоских ферм

Наименование сечения элемента и направление продольного изгиба	Расчётные длины l_{ef}		
	поясов	опорных раскосов и опорных стоек	прочих элементов решётки
1. Фермы из парных уголков, тавров, двутавров: а) в плоскости изгиба; б) из плоскости изгиба	l l_1	l l_1	$0,8l$ l_1
2. Фермы из одиночных уголков и фермы с прикреплением элементов решётки к поясам впритык: а) в плоскости изгиба; б) из плоскости изгиба	l l_1	l l_1	$0,9l$ $0,9l_1$
3. Фермы из гнuto-сварных прямоугольных труб: а) в плоскости изгиба; б) из плоскости изгиба	l l_1	l l_1	$0,9l_2$ $0,9l_2$
4. Фермы из круглых труб с прикреплением элементов решётки к поясам впритык: а) в плоскости изгиба; б) из плоскости изгиба; – со сплющиванием одного или двух концов в разных плоскостях: а) в плоскости изгиба; б) из плоскости изгиба; – со сплющиванием двух концов водной плоскости: а) в плоскости изгиба; б) из плоскости изгиба	l l_1 l l_1 l l_1	l l_1 l l_1 l l_1	$0,85l$ $0,85l$ $0,9l_2$ $0,9l_2$ $0,95l$ $0,95l_1$
5. Фермы из уголков, сваренных в виде трубы а) в плоскости изгиба; б) из плоскости изгиба	l l_1	l l_1	$0,9l_2$ при $\beta \geq 0,7$ $0,95l_2$ при $\beta \geq 0,7$

Примечание. l – геометрическая длина стержня в плоскости фермы; l_1 – расстояние между узлами, закреплёнными от смещения из плоскости фермы (рис. 1); l_2 – геометрическая длина раскосов, определяемая в соответствии с рис. 2; b_d – ширина

раскоса; b_f – ширина пояса; $\beta = \frac{b_d}{b_f}$.

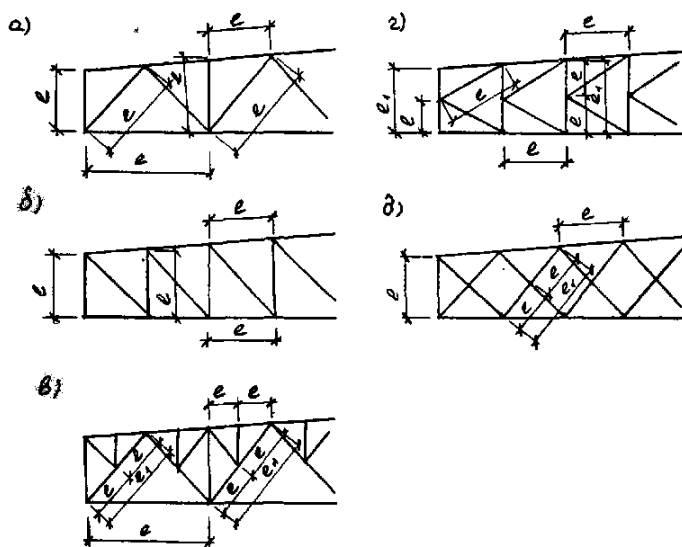


Рис. 1. Геометрические схемы ферм с обозначением расчётных длин стержней:

a – треугольной решётки; b – раскосной решётки; c – треугольной решётки с шпренгелем; d – полураскосной треугольной решётки; e – перекрёстной решётки

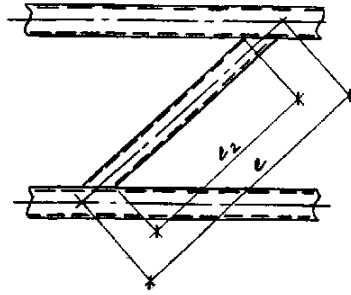


Рис. 2. Определение расчётной длины раскоса из уголков, сваренных в трубу, или из гнутосварных профилей

П5.2. Коэффициенты условий работы γ_c

Элементы конструкции	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) решётки 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 расчётах 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 расчётах 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 44 кН/см ² (4500 кгс/см ²), несущих статическую нагрузку, при расчётах на прочность.	1,05
7. Сплошные составные балки, колонны, а также стыковые накладки из стали с пределом текучести до 44 кН/см ² (4500 кгс/см ²), несущих статическую нагрузку и выполненных с помощью болтовых соединений (кроме соединений на высокопрочных болтах), при расчётах на прочность.	1,1
8. Сечения прокатных и сварных элементов, а также накладок из стали с пределом текучести до 44 кН/см ² (4500 кгс/см ²) в местах стыков, выполненных на болтах (кроме стыков на высокопрочных болтах), несущих статическую нагрузку, при расчётах на прочность:	
а) сплошных балок и колонн;	1,1
б) стержневых конструкций покрытий и перекрытий.	1,05
9. Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепленные одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой).	0,75
10. Опорные плиты из стали с пределом текучести до 28,5 кН/см ² (2900 кгс/см ²), несущих статическую нагрузку, толщиной, мм:	
а) до 40;	1,2
б) св. 40 до 60;	1,15
в) св. 60 до 80.	1,1
Примечания.	
1. Коэффициенты условий работы $\gamma_c < 1$ при расчёте одновременно учитывать не следует.	
2. Коэффициенты условий работы, приведённые соответственно в п. 1 и 6, в; 1 и 7; 1 и 8; 2 и 7; 2 и 8, а; 3 и 6, в, при расчёте следует учитывать одновременно.	
3. Коэффициенты условий работы, приведённые в п. 3; 4; 6, а, в; 7; 8 и 9, а также в п. 5 и 6, б (кроме стыковых сварных конструкций), при расчёте соединений рассматриваемых элементов учитывать не следует.	
4. В случаях, не оговоренных в таблице, в формулах следует принимать $\gamma_c = 1$.	

Пб.1. Материалы для сварки, соответствующие стали

Группы конструкций в климатических районах	Стали	Материалы для сварки			покрытыми электродами типов по ГОСТ 9467-75*
		под флюсом		в углекислом газе (по ГОСТ 8050-85) или в смеси с аргонном (по ГОСТ 10157-79*)	
		Марки			
		флюсов (ГОСТ 9087-81)	сварочной проволоки (по ГОСТ 2246-70*)		
1 – во всех районах; 2, 3 и 4 – в районах I ₁ , I ₂ , II ₂ и III ₃	C235, C245, C255, C275, C285, Cм20, BCт3кп, BCт3пс, BCт3сп	АН-348-А	Св-08А, Св-08ГА	Св-08Г2С	Э42А, Э46А
	C345, C345Т, C375, C375Т, 09Г2С	АН-348-А ¹ , АН-43, АН-47	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
	C390, C390К, C390КШ	АН-17-М	Св-08ХН2ГМЮ, Св-10НМА	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХГСМА, Св-08Г2С	Э60, Э70
2, 3 и 4 – во всех районах, кроме I₁, I₂, II₂ и III₃	C235, C245, C255, C275, C285, Cм20, BCт3кп, BCт3пс, BCт3сп,	АН-348-А АН-60	Св-08А, Св-08ГА	Св-08Г2С	Э42, Э46
	C345, C345Т, C375, C375Т, C390, C390Т, C390К, C440, 16Г2АФ, 09Г2С	АН-43, АН-47, АН-17-М, АН-348-А	Св-10НМА, Св-10Г2 ² , Св-08ГА ² , Св-10ГА ²		Э50
	C345К	АН-348-А	Св-08Х1ДЮ	Св-08ХГ2СДЮ	Э50А ³

¹ Применение флюса АН-348-А требует проведения дополнительного контроля механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин для конструкций в климатических районах I₁, I₂, II₂ и III₃ и толщин свыше 32 мм – в остальных климатических районах.

² Не применять в сочетании с флюсом АН-43.

³ Применять только электроды марок 03С-18 и КД-11.

Примечания:

1. Проволока марки Св-08Х1ДЮ поставляется по ТУ 14-1-1148-75, марки Св-08ХГ2СДЮ – по ТУ 14-1 3665-83.

2. При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций разрешается использовать сварочные материалы (проволоки, флюсы, защитные газы), не указанные в настоящей таблице. При этом механические свойства металла шва, выполняемого с их применением, должны быть не ниже свойств, обеспечиваемых применением материалов согласно настоящей таблице.

Пб.2. Нормативные и расчётные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		$R_{ншт}$, кН/см ²	$R_{нф}$, кН/см ²
Тип электрода (по ГОСТ 9467-75)	Марка проволоки		
Э42,Э42А, Э46,Э46А, Э50,Э50А	Св-08, Св-08А, Св-8ГА,	41	18
	Св-10ГА, Св-08Г2С,	45	20
	Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АН3	49	21
Э60	Св-08Г2С*, Св-08Г2СЦ*, Св-10НМА, Св-10Г2	59	24
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	68,5	28
Э85	—	83,5	34

* Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 44 кН/см² (4500 кгс/см²) и более.

Пб.3. Значения максимальных угловых швов при сварке вдоль кромок прокатных профилей, имеющих скругления

Для уголков с толщиной полки t						
t , мм	≤ 6	7...16	≥ 16			
k_f , мм	$\leq t-1$	$\leq t-2$	$\leq t-4$			
Для двутавров						
№ двутавра	10...12	14...16	18...27	30...40	45	50...60
k_f , мм	≤ 4	≤ 5	≤ 6	≤ 8	≤ 10	≤ 12
Для швеллеров						
№ швеллера	5...8	10...14	16...27	30	36...4	
k_f , мм	≤ 4	≤ 5	≤ 6	≤ 8	≤ 10	

Пб.4. Значения коэффициентов β_f и β_z для угловых швов

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d , мм	Положение шва	Коэффициенты	Значения коэффициентов 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			

Пб.5. Значения минимальных угловых швов

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали, кН/см ²	Минимальные катеты швов k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм						
			4...5	6...10	11...16	17...22	23...32	33...40	41...80
Тавровое с	Ручная	До 43	4	5	6	7	8	9	10

двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое		Св. 43 До 53	5	6	7	8	9	10	12
	Механи- зированной	До 43	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 43 До 53	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная	До 38	5	6	7	8	9	10	12
	Механи- зированной		4	5	6	7	8	9	10

Примечания.

1. В конструкциях из стали с пределом текучести более 53 кН/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 включительно и на 2 мм – при толщине элементов более 40 мм.

3. К механизированным видам сварки относятся автоматическая и полуавтоматическая.

**П7.1. 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_{bs} , 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	4,58	5,60	8,16	11,20	14,72

* Болты указанных диаметров применять не рекомендуется.

П7.2. Нормы расстановки болтов в болтовых соединениях

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 при сжатии	$2,5d$ $8d$ или $12t$ $16d$ или $24t$ $12d$ или $18t$
2. Расстояние от центра болта до края элемента: а) минимальное вдоль усилия б) то же, поперек усилия: при обрезных кромках при прокатных кромках в) максимальное г) минимальное для высокопрочных болтов при любом направлении усилия	$2,0d$ $1,5d$ $1,2d$ $4d$ или $8t$ $1,3d$

Пр и м е ч а н и е. В соединениях элементов из стали с пределом текучести свыше 38 кН/см^2 минимальное расстояние между болтами следует принимать равным $3d$, d – диаметр отверстия для болта; t – толщина наиболее тонкого наружного элемента.

П7.3. Расчётные сопротивления срезу и растяжению болтов

Напряжённое состояние	Расчётное сопротивление, кН/см ² , болтов классов						
	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8	10.9
Срез, R_{bs}	15	16	19	20	23	32	40
Растяжение, R_{bt}	17	16	21	20	25	40	50

П7.4. Механические свойства высокопрочных болтов

Номинальный диаметр болта d , мм	Нормативное временное сопротивление R_{bnt} , кН/см ² , болтов из сталей			
	40X «селект»	30X3МФ	30X2НМФА	35X2АФ
16...27	110	135	135	–
30	95	120	–	120
36	75	110	–	–

П7.5. Расчётные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Диаметр болтов, мм	Расчётные 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)	–

П7.6. Коэффициенты условий работы болтовых соединений

Характеристика соединения	Коэффициент условий работы γ_b
Иноболтовое в расчётах на срез и смятие при болтах: класса точности А	1,0
классов точности В и С, высокопрочных с нерегулируемым натяжением	0,9
2. Одноболтовое и многоболтовое в расчётах на смятие при $a = 1,5d$ и $b = 2d$ в элементах конструкций из стали с пределом текучести, кН/см ² : до 29 св. 29 до 39	0,8 0,75

П р и м е ч а н и е. a – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; b – то же, между центрами отверстий; d – диаметр отверстий для болта. Коэффициенты, установленные в п. 1 и 2, следует учитывать одновременно.

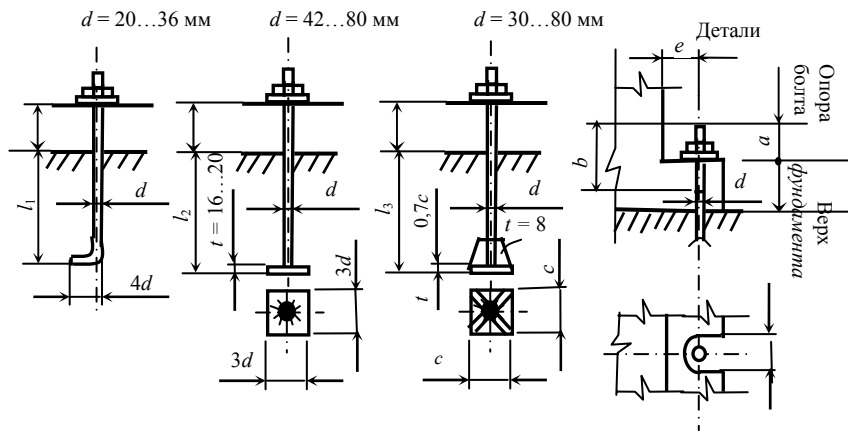
П7.7. Значения коэффициентов трения μ для сдвигустойчивых соединений

Способ обработки соединяемых поверхностей	Способ регулирования натяжения болтов	Коэффициент трения μ	Коэффициенты γ_n при нагрузке и при разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ , мм	
			динамической и при $\delta = 3 \dots 6$; статической и при $\delta = 5 \dots 6$	динамической и при $\delta = 1$; статической и при $\delta = 1 \dots 4$
1. Дробеметный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	По М – " – α	0,58	1,35	1,12
		0,58	1,20	1,02
2. То же, с консервацией (металлизация цинком или алюмином)	По М – " – α	0,50	1,35	1,12
		0,50	1,20	1,02
3. Дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, стальными щетками без консервации другой поверхности	По М – " – α	0,50	1,35	1,12
		0,50	1,20	1,02
4. Газопламенный двух поверхностей без консервации	По М – " – α	0,42	1,35	1,12
		0,42	1,20	1,02
5. Стальными щетками двух поверхностей без консервации	По М – " – α	0,35	1,35	1,17
		0,35	1,25	1,06
6. Без консервации	По М – " – α	0,25	1,70	1,30
		0,25	1,50	1,20

Примечания.

1. Способ регулирования натяжения болтов по M означает регулирование по моменту закручивания, а по α – по углу поворота гайки.
2. Допускаются другие способы обработки соединяемых поверхностей, обеспечивающие значения коэффициентов трения μ не ниже указанных в таблице.

П7.8. Нормальные размеры анкерных фундаментных болтов из стали марки ВСтЗкп2 (бетон класса В)



Характеристики болта			Длина заделки, мм			Размеры деталей, мм				
наружный	внутренний	Площадь нетто, см ²	Нормальная			Длина головки	Длина нарезки	Минимальное приближение к траверсе	Отверстия или проушины для болта	Размер опорных шайб
			$d = 20...36$	$d = 42...80$	минимальная $d = 30...80$					
d	d_o	A_{bh}	l_1	l_2	l_3	a	b	e	D	$c \times t$
20	16,93	2,25	700	–	–	35	60	30	30	–
22	18,93	2,81	800	–	–	40	65	30	35	–
24	20,32	3,24	850	–	–	45	70	30	35	–
27	23,32	4,27	1000	–	–	50	75	35	40	–
30	25,71	5,19	1050	–	500	55	80	40	50	140 × 20
36	31,09	7,58	1300	–	600	65	90	45	60	200 × 20
42	36,48	10,45	–	1500	700	70	100	50	70	200 × 20
48	41,86	13,75	–	1700	800	80	100	60	80	240 × 25
56	49,25	19,02	–	2000	1000	100	120	70	90	240 × 25
64	56,64	25,2	–	2300	1100	110	130	80	100	280 × 30
72	64,64	32,8	–	2600	1300	120	145	90	110	280 × 30
80	72,64	41,4	–	2800	1400	140	155	100	120	350 × 40

Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Гибкость 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

Примечание. Значения коэффициента φ в таблице увеличены в 1000 раз.

П9.1. Предельные гибкости для сжатых элементов

№ п.п.	Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов λ_{cr}
1.	Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции: плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб или парных уголков высотой до 50 м; пространственных конструкций из одиночных уголков, а также пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой св. 50 м.	180 – 60 α 120
2.	Элементы, кроме указанных в позициях 1 и 7: плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков; пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями.	210 – 60 α 220 – 40 α
3.	Верхние пояса ферм, не закрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по позиции 1).	220
4.	Основные колонны	180 – 60 α
5.	Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т.п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже балок крановых путей).	210 – 60 α
6.	Элементы связей, кроме указанных в позиции 5, а также стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы, кроме указанных в позиции 7.	200
7.	Сжатые и ненагруженные элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений, подверженные воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости.	150

$\alpha = \frac{N}{\varphi AR_y \gamma_c}$ – коэффициент, принимаемый не менее 0,5 (в необходимых случаях вместо φ следует принимать φ_c).

П9.2. Предельные гибкости для растянутых элементов

№ п.п.	Элементы конструкций	Предельная гибкость растянутых элементов λ_{st} при воздействии на конструкцию нагрузок		
		динамических, приложенных непосредственно к конструкции	статических	от кранов (см. примечание, позиция 5) и железнодорожных составов
1.	Пояса и опорные раскосы плоских ферм (включая торозные фермы) и структурных конструкций	250	400	250
2.	Элементы ферм и структурных конструкций, кроме указанных в позиции 1	350	400	300
3.	Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже балок крановых путей)	300	300	200
4.	Прочие элементы связей	400	400	300

Примечания.

1. В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов проверяют только в вертикальных плоскостях.
 2. Для элементов связей, у которых прогиб под действием собственного веса не превышает $l / 150$, при воздействии на конструкцию статических нагрузок допускается принимать $\lambda_{st} = 500$.
 3. Гибкость растянутых элементов, подвергнутых предварительному напряжению, не ограничивается.
 4. Значения предельных гибкостей принимают при кранах групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К по ГОСТ 25546.
 5. Для нижних поясов балок и ферм крановых путей при кранах групп режимов работы 1К–6К допускается принимать $\lambda_{st} = 200$.
 6. К динамическим нагрузкам, приложенным непосредственно к конструкции, относятся нагрузки, принимаемые в расчётах на усталость или с учётом коэффициентов динамичности.
-

Коэффициенты влияния формы сечения η

Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения η при			
		$0,1 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
		$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
	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	
	≥1,0	$(1,90 - 0,1m) - 0,02(6 - m) \bar{\lambda}$	$1,4 - 0,02 \bar{\lambda}$	1,3	

Примечание. При подсчёте значений A_f/A_w площадь вертикальных элементов полок не следует учитывать.

Приложение 11

П11.1. Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$	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	4,5	5,0	5,5	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337	307	280	260	237	222	210	164	150	125	106	090	077
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307	283	259	240	225	209	196	157	142	121	103	086	074
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283	262	240	223	207	195	182	148	134	114	099	082	070
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260	240	222	206	193	182	170	138	125	107	094	079	067
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238	220	204	190	178	168	158	130	118	101	090	076	065
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217	202	187	175	166	156	147	123	112	097	086	073	063
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198	183	172	162	153	145	137	115	106	092	082	069	060
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181	168	158	149	140	135	127	108	098	088	078	066	057
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165	155	146	137	130	125	118	101	093	083	075	064	055
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150	143	135	126	120	117	111	095	088	079	072	062	053
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138	132	124	117	112	108	104	089	084	075	069	060	051
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128	120	115	109	104	100	096	084	079	072	066	057	049
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117	112	106	101	097	094	089	080	074	068	062	054	047
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108	102	098	094	091	087	083	074	070	064	059	052	045
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091	087	083	081	078	076	074	065	062	057	053	047	041
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079	075	072	069	066	065	064	058	055	051	048	-43	038
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069	065	062	060	059	058	057	052	049	046	043	039	035
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060	057	055	053	052	051	050	046	044	040	038	035	032
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052	051	050	049	048	047	046	042	040	037	035	032	029
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047	045	044	043	042	041	041	038	037	035	033	030	027
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042	041	040	040	039	039	038	036	036	034	032	029	026

Примечания.

1. Значения коэффициентов φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.

2. Значение φ_e принимать не выше значений φ .

П11.2. Наибольшие отношения расчётной ширины свесов поясного листа к его толщине

Характеристика полки (поясного листа) и сечения элемента	Наибольшие отношения $\frac{b_{ef}}{t}$
Неокаймленная двутавра и тавра	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,36 + 0,10\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$

Примечание.

При значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ в формулах следует принимать соответственно $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$ ($\bar{\lambda}$ – условная гибкость элемента, принимаемая в расчёте на устойчивость при центральном сжатии).

П11.3. Предельные значения условной гибкости стенки

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

Обозначения, принятые в таблице: $\bar{\lambda}$ – условная гибкость элемента, принимаемая в расчёте на устойчивость при центральном сжатии; $\bar{\lambda}_1$ – условная гибкость элемента, принимаемая в расчёте на устойчивость в плоскости действия момента.

Примечания.

1. К коробчатым относятся замкнутые прямоугольные профили (составные, гнутые прямоугольные и квадратные).

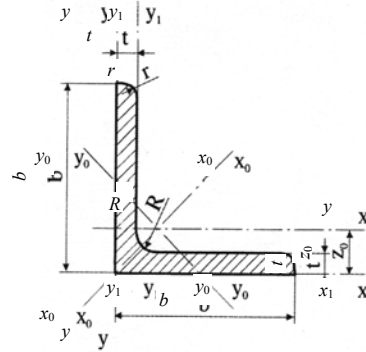
2. В коробчатом сечении при $m > 0$ значение $\bar{\lambda}_{uw}$ следует определять для стенки, параллельной плоскости изгибающего момента.

3. При значениях $0 < m < 1,0$ значение $\bar{\lambda}_{uw}$ следует определять линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при $m = 0$ и $m = 1,0$.

**Сортаменты профилей и листового горячекатаного
и холоднокатаного проката общего назначения**

Приложение 12

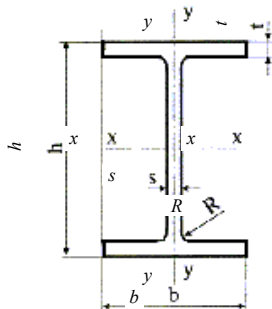
П12.1. Сортамент горячекатаных равнополочных уголков по ГОСТ 8509-93



Номер уголка	b, мм	t, мм	R, мм	r, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Справочные значения для осей								Масса 1 м уголка, кг		
						x - x			x ₀ - x ₀		y ₀ - y ₀				J _{xy} см ⁴	Z ₀ , см
						J _{x₂} см ⁴	W _{x₃} см ³	i _{x₂} см	J _{x₀} см ⁴	i _{x₀} см	J _{y₀} см ⁴	W _{y₀} см ³	i _{y₀} см			
4	40	3	5	1,7	2,35	3,55	1,22	1,23	5,63	1,55	1,47	0,95	0,79	2,08	1,09	1,85
		4			3,08	4,58	1,6	1,22	7,26	1,53	1,9	1,19	0,78	2,68	1,13	2,42
		5			3,79	5,53	1,95	1,21	8,75	1,52	2,3	1,39	0,78	3,22	1,17	2,98
4,5	45	3	5	1,7	2,65	5,13	1,56	1,39	8,13	1,75	2,12	1,24	0,89	3	1,21	2,08
		4			3,48	6,63	2,04	1,38	10,52	1,74	2,74	1,54	0,89	3,89	1,26	2,73
		5			4,29	8,03	2,51	1,37	12,74	1,72	3,33	1,81	0,88	4,71	1,3	3,37
5	50	3	5,5	1,8	2,96	7,11	1,94	1,55	11,27	1,95	2,95	1,57	1	4,16	1,33	2,32
		4			3,89	9,21	2,54	1,54	14,63	1,94	3,8	1,95	0,99	5,42	1,38	3,05
		5			4,8	11,2	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,3	0,98	6,57	1,42	3,77
		6			5,69	13,07	3,69	1,52	20,72	1,91	5,43	2,63	0,98	7,65	1,46	4,47
5,6	56	4	6	2	4,38	13,1	3,21	1,73	20,79	2,18	5,41	2,52	1,11	7,69	1,52	3,44
		5			5,41	15,97	3,96	1,72	25,36	2,16	6,59	2,97	1,1	9,41	1,57	4,25
6,3	63	45	7	2,3	4,96	18,86	4,09	1,95	29,9	2,45	7,81	3,26	1,25	11	1,69	3,9
		6			6,13	23,10	5,05	1,94	36,8	2,44	9,52	3,87	1,25	13,7	1,74	4,81
		7,28			27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	15,9	1,78	5,72	
7	70	4,5	8	2,7	6,2	29,04	5,67	2,16	46,03	2,72	12,04	4,53	1,39	17	1,88	4,87
		5			6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	18,7	1,9	5,38
		6			8,15	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	5,66	1,38	22,1	1,94	6,39
		7			9,42	42,98	8,57	2,14	68,19	2,69	17,77	6,31	1,37	25,2	1,99	7,39
		8			10,67	48,16	9,68	2,12	76,35	2,68	19,97	6,99	1,37	28,2	2,02	8,37
7,5	7,5	5	9	3	7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	2,291	16,41	5,74	1,49	23,1	2,02	5,8
		6			8,78	46,57	8,57	2,3	73,87	2,9	19,28	6,62	1,48	27,3	2,06	6,89
		7			10,15	53,34	9,89	2,29	84,61	2,89	22,07	7,43	1,47	31,2	2,1	7,96
		8			11,5	59,84	11,18	2,28	94,89	2,87	24,8	8,16	1,47	35	2,15	9,02
		9			12,83	66,1	12,43	2,27	104,72	2,86	27,48	8,91	1,46	38,6	2,18	10,07
8	80	5,5	10	3,3	10,61	82,1	12,49	2,78	130	3,11	21,8	7,1	1,59	30,9	2,17	6,78
		6			12,28	94,3	14,45	2,77	149,67	3,11	23,54	7,6	1,58	33,4	2,19	7,36
		7			13,93	106,11	16,36	2,76	168,42	3,09	26,97	8,55	1,58	38,3	2,23	8,51
		8			15,6	118	18,29	2,75	186	3,08	30,32	9,44	1,57	43	2,27	9,65
9	90	6	10	3,3	10,61	82,10	12,49	2,78	130	3,5	33,97	9,88	1,79	48,1	2,43	8,33
		7			12,28	94,3	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	55,4	2,47	9,64
		8			13,93	106,11	16,36	2,76	168,42	3,48	43,8	12,34	1,77	62,3	2,51	10,93
		9			15,6	118	18,29	2,75	186	3,46	48,6	13,48	1,77	68	2,55	12,2
10	100	6,5	12	4	12,82	122,1	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	71,4	2,68	10,06
		7			13,75	130,59	17,9	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	76,4	2,71	10,79
		8			15,6	147,19	20,3	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	86,3	2,75	12,25
		10			19,24	178,95	24,97	3,05	283,83	3,84	74,08	18,51	1,96	110	2,83	15,1
		12			22,8	208,9	29,47	3,03	330,95	3,81	86,84	21,1	1,95	122	2,91	17,9
		14			26,28	237,15	33,83	3	374,98	3,78	99,32	23,49	1,94	138	2,99	20,63
		16			29,68	263,82	38,04	2,98	416,04	3,74	111,61	25,79	1,94	152	3,06	23,3
11	110	7	12	4	15,5	175,61	21,83	3,4	278,54	4,29	72,68	17,36	2,19	106	2,96	11,89
		8			17,2	198,17	24,77	3,39	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	116	3	13,5
12,5	125	8	14	4,6	19,69	294,36	32,2	3,87	466,76	4,87	121,98	25,67	2,49	172	3,36	15,48
		9			22	327,48	36	3,86	520	4,86	135,88	28,26	2,48	192	3,4	17,3
		10			24,33	359,82	39,74	3,85	571,04	4,84	148,59	30,45	2,47	211	3,45	19,1
		12			28,89	422,23	47,06	3,82	670,02	4,82	174,43	34,94	2,46	248	3,53	22,68
		14			33,37	481,76	54,17	3,8	763,9	4,78	199,62	39,1	2,45	282	3,61	26,2
		16			37,77	538,56	61,09	3,78	852,84	4,75	224,29	43,1	2,44	315	3,68	29,65
14	140	9	14	4,6	24,72	465,72	45,55	4,34	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	274	3,78	19,41
		10			27,33	512,29	50,32	4,33	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	301	3,82	21,45
		12			32,49	602,49	59,66	4,31	956,98	5,43	248,01	44,97	2,76	354	3,9	25,5
16	160	10	16	5,3	31,43	774,24	66,19	4,96	1229,1	6,25	319,38	52,52	3,19	455	4,3	24,67
		11			34,42	844,21	72,44	4,95	1340,06	6,24	347,77	56,53	3,18	496	4,35	27,02
		12			37,39	912,89	78,62	4,94	1450	6,23	375,78	60,53	3,17	537	4,39	29,35
		14			43,57	1046,47	90,77	4,92	1662,13	6,2	430,81	68,15	3,16	615	4,47	33,97
		16			49,07	1175,19	102,64	4,89	1865,73	6,17	484,64	75,92	3,14	690	4,55	38,52
		18			54,79	1290,24	114,24	4,87	2061,03	6,13	537,46	82,08	3,13	771	4,63	43,01
		20			60,4	1418,85	125,6	4,85	2248,26	6,1	589,43	90,02	3,12	830	4,7	47,44
		18			180	11	16	5,3	38,8	1216,44	92,47	5,6	1933,1	7,06	499,78	72,86
12	42,19		1316,62	100,41		5,59			2092,78	7,04	540,45	78,15	3,58	776	4,89	33,12
20	200	12	18	6	47,1	1822,78	124,61	6,22	2896,16	7,84	749,4	98,68	3,99	1073	5,37	36,97

		13			50,85	1960,77	134,44	6,21	3116,18	7,83	805,35	105,07	3,98	1156	5,42	39,92
		14			54,6	2097	144,17	6,2	3333	7,81	861	111,5	3,97	1236	5,46	42,8
		16			61,98	2362,57	163,37	6,17	3755,39	7,78	969,74	123,77	3,96	1393	5,54	48,65
		20			76,54	2871,57	200,73	6,12	4560,42	7,72	1181,92	146,62	3,93	1689	5,7	60,08
		25			94,29	3466,21	245,59	6,06	5494,04	7,63	1438,38	172,68	3,91	2028	5,89	74,02
		30			111,54	4019,6	288,57	6	6351,05	7,55	1698,16	193,06	3,89	2332	6,07	87,56
22	220	14	21	7	60,38	2814,36	175,18	6,83	4470,15	8,6	1158,56	138,62	4,38	1655	5,91	47,4
		16			68,58	3175,44	198,71	6,8	5045,37	8,58	1305,52	153,34	4,36	1869	6,02	53,83
25	250	16	24	8	78,4	4717,1	258,43	7,76	7492,1	9,78	1942,09	203,45	4,98	2775	6,75	61,55
		18			87,72	5247,24	288,82	7,73	8336,69	9,75	2157,78	223,39	4,96	3089	6,83	68,86
		20			96,96	5764,87	318,76	7,71	9159,73	9,72	2370,01	242,52	4,94	3395	6,91	76,11
		22			106,12	6270,32	348,26	7,69	9961,6	9,69	2579,04	260,52	4,93	3691	7	83,31
		25			119,71	7006,39	391,72	7,65	11	9,64	2887,26	287,14	4,91	4119	7,11	93,97
		28			133,12	7716,86	434,25	7,61	125,52	9,59	3189,89	311,98	4,9	4527	7,23	104,5
		30			141,96	8176,52	462,11	7,59	12	9,56	3388,98	327,82	4,89	4788	7,31	111,44
									243,84							
									12							
									964,66							

П12.2. Сортамент горячекатаных двутавров с параллельными гранями полок по ГОСТ26020-83



Номер двутавра	h	b	s	t	R	Площадь сечения, см ²	Линейная плотность, кг/м	Справочные значения для осей						
								x - x			y - y			
								J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
Нормальные двутавры (Б)														
10Б1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	4,07	19,7	15,9	5,8	1,24
12Б1	117,6	64	3,8	5,1	7	11,3	8,7	257	43,8	4,83	24,9	22,4	7	1,42
12Б2	120	64	4,4	6,3	7	13,21	10,4	318	53	4,9	30,4	27,7	8,6	1,45
14Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	5,7	35,8	36,4	10	1,65
14Б2	140	73	4,7	6,9	7	16,43	12,9	541	77,3	5,74	44,2	44,9	12,3	1,65
16Б1	157	82	4	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	6,53	49,5	54,4	13,3	1,83
16Б2	160	82	5	7,4	9	20,09	15,8	869	108,7	6,58	61,9	68,3	16,6	1,84
18Б1	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	7,37	67,7	81,9	18	2,04
18Б2	180	91	5,3	8	9	23,95	18,8	1317	146,3	7,41	83,2	100,8	22,2	2,05
20Б1	200	100	5,6	8,5	12	28,49	22,4	1943	194,3	8,26	110,3	142,3	28,5	2,23
23Б1	230	110	5,6	9	12	32,91	25,8	2996	260,5	9,54	147,2	200,3	36,4	2,47
26Б1	258	120	5,8	8,5	12	35,62	28	4024	312	10,63	176,6	245,6	40,9	2,63
26Б2	261	120	6	10	12	39,7	31,2	4654	356,6	10,83	201,5	288,8	48,1	2,7
30Б1	296	140	5,8	8,5	15	41,92	32,9	6328	427	12,29	240	390	55,7	3,05
30Б2	299	140	6	10	15	46,67	36,6	7293	487,8	12,5	273,8	458,6	65,5	3,13
35Б1	346	155	6,2	8,5	18	49,53	38,9	10060	581,7	14,25	328,5	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	155	6,5	10	18	55,17	43,3	11550	662,2	14,47	373	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	165	7	9,5	21	61,25	48,1	15750	803,6	16,03	456	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	165	7,5	11,5	21	69,72	54,7	18530	935,7	16,3	529,7	865	104,8	3,52
45Б1	443	180	7,8	11	21	76,23	59,8	24 940	1125,8	18,09	639,5	1073,7	119,3	3,75
45Б2	447	180	8,4	13	21	85,96	67,5	28 870	1291,9	18,32	732,9	1269	141	3,84

50Б1	492	200	8,8	12	21	92,98	73	37 160	1511	19,99	860,4	1606	160,6	4,16
50Б2	496	200	9,2	14	21	102,8	80,7	42 390	1709	20,3	970,2	1873	187,3	4,27
55Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,37	89	55680	2051	22,16	1165	2404	218,6	4,61
55Б2	547	220	10	15,5	24	124,75	97,9	62 790	2296	22,43	1302	2760	250,9	4,7
60Б1	593	230	10,5	15,5	24	135,26	106,2	78 760	2656	24,13	1512	3154	274,3	4,83
60Б2	597	230	11	17,5	24	147,3	115,6	87 640	2936	24,39	1669	3561	309,6	4,92
70Б1	691	260	12	15,5	24	164,7	129,3	125 930	3645	27,65	2095	4556	350,5	5,26
70Б2	697	260	12,5	18,5	24	183,6	144,2	145 912	4187	28,19	2393	5437	418,2	5,44
80Б1	791	280	13,5	17	26	203,2	159,5	199 500	5044	31,33	2917	6244	446	5,54
80Б2	798	280	14	20,5	26	226,6	177,9	232 200	5820	32,01	3343	7527	537,6	5,76
90Б1	893	300	15	18,5	30	247,1	194	304 400	6817	35,09	3964	8365	557,6	5,82
90Б2	900	300	15,5	22	30	272,4	213,8	349 200	7760	35,8	4480	9943	662,8	6,04
100Б1	990	320	16	21	30	293,82	230,6	446 000	9011	38,96	5234	11 520	719,9	6,26
100Б2	998	320	17	25	30	328,9	258,2	516 400	10 350	39,62	5980	13 710	856,9	6,46
100Б3	1006	320	18	29	30	364	285,7	587 700	11 680	40,18	6736	15 900	993,9	6,61
100Б4	1013	320	19,5	32,5	30	400,6	314,5	655 400	12 940	40,45	7470	17 830	1114,3	6,67

Широкополочные двутавры (Ш)

20Ш 1	193	150	6	9	13	38,95	30,6	2660	275	8,26	153	507	67,6	3,61
23Ш 1	226	155	6,5	10	14	46,08	36,2	4260	377	9,62	210	622	80,2	3,67
26Ш 1	251	180	7	10	16	54,37	42,7	6225	496	10,7	176	974	108,2	4,23
26Ш 2	255	180	7,5	12	16	62,73	49,2	7429	583	10,88	325	1168	129,8	4,31
30Ш 1	291	200	8	11	18	68,31	53,6	10 400	715	12,34	398	1470	147	4,64
30Ш 2	295	200	8,5	13	18	77,65	61	12 200	827	12,53	462	1737	173,7	4,73
30Ш 3	299	200	9	15	18	87	68,3	14 040	939	12,7	526	2004	200,4	4,8
35Ш 1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	75,1	19 790	1171	14,38	651	3260	261	5,84
35Ш 2	341	250	10	14	20	104,74	82,2	22 070	1295	14,52	721	3650	292	5,9
35Ш 3	345	250	10,5	16	20	116,3	91,3	25 140	1458	14,7	813	4170	334	5,99
40Ш 1	388	300	9,5	14	22	122,4	96,1	34 360	1771	16,76	976	6306	420	7,18
40Ш 2	392	300	11,5	16	22	141,6	111,1	39 700	2025	16,75	1125	7209	481	7,14
40Ш 3	396	300	12,5	18	22	157,2	123,4	44 740	2260	16,87	1259	8111	541	7,18
50Ш 1	484	300	11	15	26	145,7	114,4	60 930	2518	20,45	1403	6762	451	6,81
50Ш 2	489	300	14,5	17,5	26	176,6	138,7	72 530	2967	20,26	1676	7900	526	6,69
50Ш 3	495	300	15,5	20,5	26	199,2	156,4	84 200	3402	20,56	1923	9250	617	6,81
50Ш 4	501	300	16,5	23,5	26	221,7	174,1	95 150	3838	20,82	2173	10 600	707	6,92
60Ш 1	580	320	12	17	28	181,1	142,1	107 300	3701	24,35	2068	9302	581	7,17

60Ш 2	587	320	16	20,5	28	225,3	176,9	131 800	4490	24,19	2544	11 230	702	7,06
60Ш 3	595	320	18	24,5	28	261,8	205,5	156 900	5273	24,48	2997	13 420	839	7,16
60Ш 4	603	320	20	28,5	28	298,34	234,2	182 500	6055	24,73	3455	15 620	976	7,23
70Ш 1	683	320	13,5	19	30	216,4	169,9	172 000	5036	28,19	2843	10 400	650	6,93
70Ш 2	691	320	15	23	30	251,7	197,6	205 500	5949	28,58	3360	12 590	787	7,07
70Ш 3	700	320	18	27,5	30	299,8	235,4	247 100	7059	28,72	4017	15 070	942	7,09
70Ш 4	708	320	20,5	31,5	30	341,6	268,1	284 400	8033	28,85	4598	17 270	1079	7,11
70Ш 5	718	320	23	36,5	30	389,7	305,9	330 600	9210	29,13	5298	20 020	1251	7,17

Колонные двутавры (К)

20К 1	195	200	6,5	10	13	52,82	41,5	3820	392	8,5	216	1334	133	5,03
20К 2	198	200	7	11,5	13	59,7	46,9	4422	447	8,61	247	1534	153	5,07
23К 1	227	240	7	10,5	14	66,51	52,2	6589	580	9,95	318	2421	202	6,03
23К 2	230	240	8	12	14	75,77	59,5	7601	661	10,02	365	2766	231	6,04
26К 1	255	260	8	12	16	83,08	65,2	10 300	809	11,14	445	3517	271	6,51
26К 2	258	260	9	13,5	16	93,19	73,2	11 700	907	11,21	501	3957	304	6,52
26К 3	262	260	10	15,5	16	105,9	83,1	13 560	1035	11,32	576	4544	349	6,55
30К 1	296	300	9	13,5	18	108	84,8	18 110	1223	12,95	672	6079	405	7,5
30К 2	300	300	10	15,5	18	122,7	96,3	20 930	1395	13,06	771	6980	465	7,54
30К 3	340	300	11,5	17,5	18	138,72	108,9	23 910	1573	13,12	874	7881	525	7,54
35К 1	343	350	10	15	20	139,7	109,7	31 610	1843	15,04	1010	10 720	613	8,76
35К 2	348	350	11	17,5	20	160,4	125,9	37 090	2132	15,21	1173	12 510	715	8,83
35К 3	353	350	13	20	20	184,1	144,5	42 970	2435	15,28	1351	14 300	817	8,81
40К 1	393	400	11	16,5	22	175,8	138	52 400	2664	17,26	1457	17 610	880	10
40К 2	400	400	13	20	22	210,96	165,6	64 140	3207	17,44	1767	21 350	1067	10,06
40К 3	409	400	16	24,5	22	257,8	202,3	80 040	3914	17,62	2180	26 150	1307	10,07
40К 4	419	400	19	29,5	22	308,6	242,2	98 340	4694	17,85	2642	31 500	1575	10,1
40К 5	431	400	23	35,5	22	371	291,2	121 570	5642	18,1	3217	37 910	1896	10,11

П12.3. Сортамент горячекатаного листового проката по ГОСТ 19903–74*

Прокат, изготовленный в листах

Толщина листов, мм: 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40.

Ширина листов, мм: 500; 510; 600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800.

Толщина листа, мм	6...7	8...10	11...12	14...25	28...40
Ширина листа, мм	700...2000	700...2500	1000...2500	1000...2800	1250...3600

П12.4. Сортамент горячекатаного широкополосного универсального проката по ГОСТ 82–70*

Толщина проката, мм	6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 56, 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

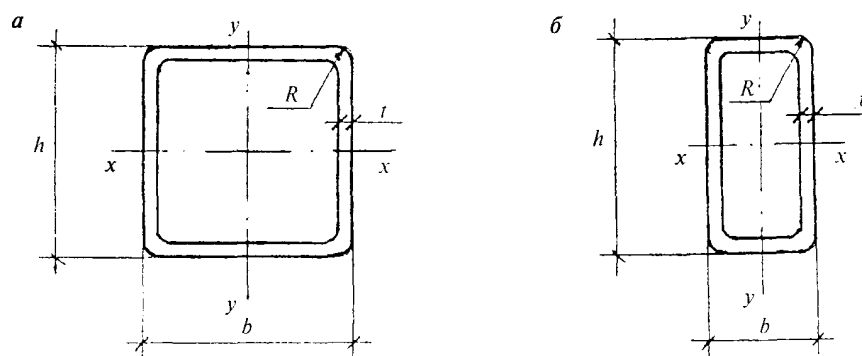
П12.5. Сортамент горячекатаных полос по ГОСТ 103–76*

Толщина полос, мм	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 56, 60
Ширина полос, мм	11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60, 63, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110, 120, 125, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200

Размеры полос, мм

Толщина полос, мм	4,6...8	5	9, 10, 12	11, 14, 16	18	20	22	25
Ширина полос, мм	12...200	11	16...200	20...200	22...200	25...200	28...200	32...200
Толщина полос, мм	28...32	36	40	45	50	56	60	
Ширина полос, мм	40...200	45...200	50...200	60...200	63, 65, 80...200	80...200	85...200	

П12.6. Сортамент профилей стальных гнутых замкнутых сварных квадратных и прямоугольных по ГОСТ 30245–2003



h — высота; b — ширина; t — толщина стенки; R — радиус наружного закругления

h	b	t	Площадь поперечного сечения A , см^2	Справочные величины для оси $x-x$			Масса 1 м, кг
				I_x , см^4	W_{x_2} , см^3	i_x , см	
40	40	3	4,21	9,31	4,65	1,49	3,3
		4	5,35	11,05	5,52	1,44	4,2
50	50	3	5,41	19,45	7,78	1,9	4,25
		4	6,95	23,7	9,48	1,85	5,45
		5	8,36	26,98	10,79	1,8	6,56
		6	9,63	29,36	11,74	1,75	7,56
60	60	3	6,61	35,11	11,7	2,31	5,19
		4	8,55	43,5	14,5	2,26	6,71
		5	10,36	50,41	16,8	2,21	8,13
		6	12,03	55,94	18,65	2,16	9,45

70	70	3	7,81	57,5	16,43	2,71	6,13
		4	10,15	72,06	20,59	2,66	7,97
		5	12,36	84,52	24,15	2,62	9,7
		6	14,43	95,01	27,14	2,57	11,33
		7	15,96	98,5	28,14	2,48	12,53
80	80	3	9,01	87,81	21,95	3,12	7,07
		4	11,75	111	27,74	3,07	9,22
		5	14,36	131,3	32,83	3,02	11,27
		6	16,83	149	37,24	2,97	13,21
		7	18,76	157,4	39,34	2,9	14,72
		8	20,84	168	42,01	2,84	16,36
90	90	3	10,21	127,2	28,28	3,53	8,01
		4	13,35	161,8	35,96	3,48	10,48
		5	16,36	192,8	42,84	3,43	12,84
		6	19,23	220,2	48,94	3,38	15,1
		7	21,56	235,8	52,4	3,31	16,92
		8	24,04	254,2	56,48	3,25	18,87
100	100	3	11,41	1177	35,4	3,94	8,96
		4	14,95	225,1	45,02	3,88	11,73
		5	18,36	270,9	54,19	3,84	14,41
		6	21,63	311,2	62,24	3,79	16,98
		7	324,36	336,7	67,33	3,72	19,12
120	120	8	27,24	365,4	73,09	3,66	21,39
		3	13,81	312,3	52,05	4,76	10,84
		4	18,15	402,2	67,03	4,71	14,25
		5	22,36	485,3	80,88	4,66	17,55
120	120	6	26,43	561,8	93,64	4,61	20,75
		7	29,96	616,8	102,8	4,54	23,52
		8	33,64	676,2	112,7	4,48	26,41
140	140	4	21,35	651,5	93,07	5,52	16,76
		5	26,36	790,3	112,9	5,48	20,69
		6	31,23	920	131,4	5,43	24,52
		7	35,56	1020	145,7	5,36	27,91
		8	40,04	1126	160,8	5,3	31,43
150	150	4	22,95	807,7	107,7	5,93	18,01
		5	28,36	981,8	130,9	5,88	22,26
		6	33,63	1145	152,7	5,84	26,4
		7	38,36	1275	170	5,77	30,11
		8	43,24	1411	188,1	5,71	33,95
160	160	4	24,55	987	123,4	6,34	19,27
		5	30,36	1202	150,3	6,29	23,83
		6	36,03	1405	175,6	6,24	28,29
		7	41,16	1569	196,1	6,17	32,31
		8	46,44	1740	217,5	6,12	36,46
180	180	5	34,36	1737	192,9	7,11	26,97
		6	40,83	2036	226,2	7,06	32,05
		7	46,76	2286	254	6,99	36,7
		8	52,84	2545	282,7	6,64	41,48
		9	58,78	2787	309,7	6,89	46,14
		10	64,57	3015	335	6,83	50,68
200	200	6	45,63	2832	283,2	7,88	35,82
		7	52,36	3193	319,3	7,81	41,1
		8	59,24	3565	356,5	7,76	46,51
		9	65,98	3917	391,7	7,7	51,79
		10	72,57	4249	424,9	7,65	56,96
		11	77,97	4454	445,4	7,56	61,2
		12	84,06	4727	272,7	7,5	65,99
250	250	6	57,63	5671	453,7	9,92	45,24
		7	66,36	6441	515,3	9,85	52,09
		8	75,24	7227	578,2	9,8	59,07
		9	83,98	7981	638,5	9,75	65,92
		10	92,57	8703	696,3	9,7	72,66
		11	99,97	9227	738,1	9,61	78,47
		12	108,1	9854	788,3	9,55	84,83
300	300	6	69,63	9963	664,2	11,96	54,66
		7	80,36	11370	758	11,89	63,08
		8	91,24	12798	853,2	11,84	71,63
		9	102	14180	945,3	11,79	80,05
		10	112,6	15515	1034	11,74	88,36
		11	122	16564	1104	11,65	95,74
		12	132,1	17761	1184	11,6	103,7

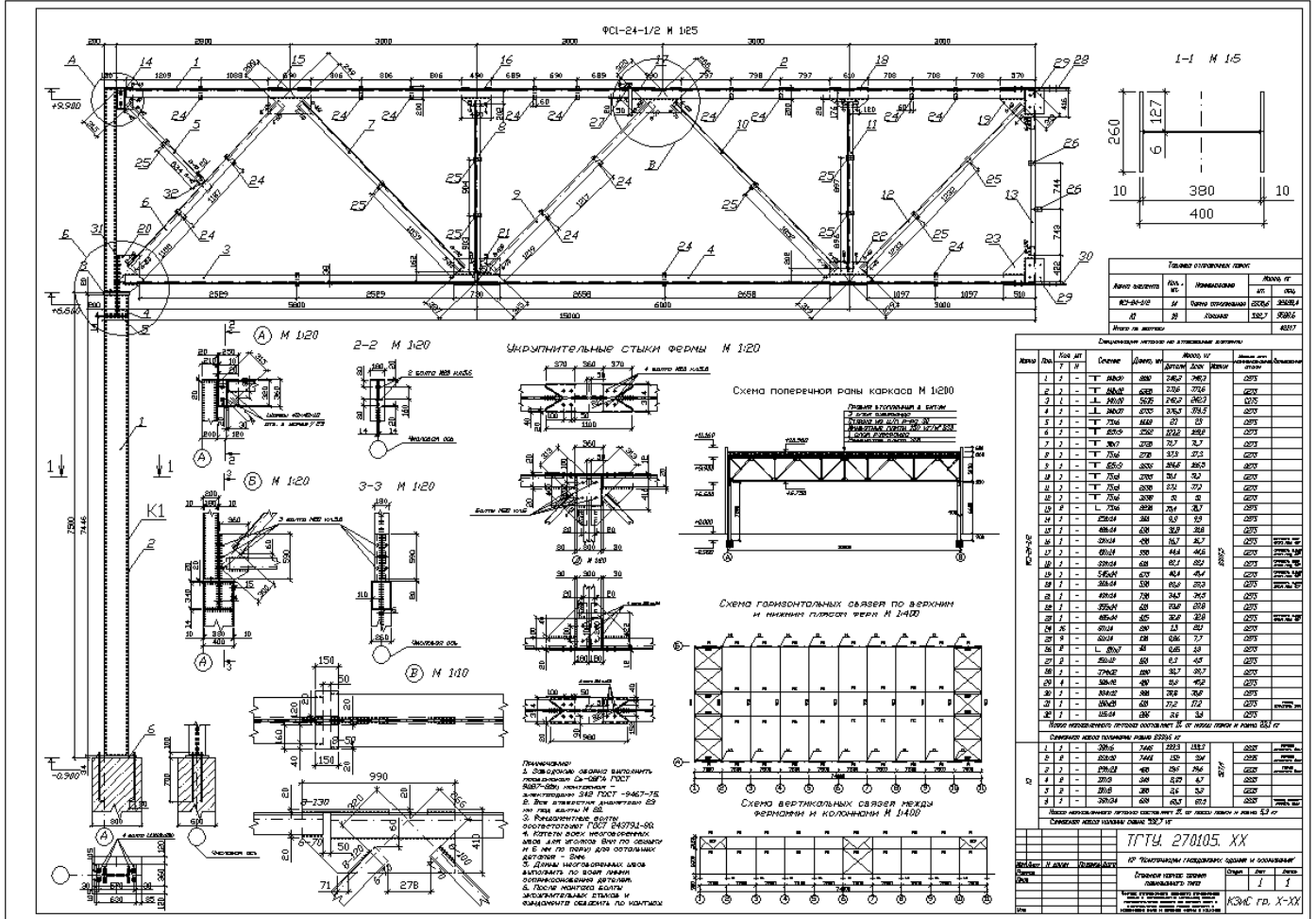
h	b	t	Площадь поперечного сечения A, см ²	Справочные величины для оси						Масса 1м, кг
				X - X			Y - Y			
				I _{xx} , см ⁴	W _{xx} , см ³	i _{xx} , см	I _{yy} , см ⁴	W _{yy} , см ³	i _{yy} , см	
50	40	3	4,81	16,14	6,45	1,83	11,36	5,68	1,54	3,77
		4	6,15	19,47	7,79	1,78	13,64	6,82	1,49	4,83
		5	7,36	21,91	8,77	1,73	15,28	7,64	1,44	5,77
60	40	3	5,41	25,37	8,46	2,17	13,42	6,71	1,58	4,25
		4	6,95	30,96	10,32	2,11	16,23	8,12	1,53	5,45
		5	8,36	35,29	11,76	2,05	18,34	9,17	1,48	6,56
		6	9,63	38,44	12,81	2	19,82	9,91	1,43	7,56
70	50	3	6,61	44,03	12,58	2,28	26,08	10,43	1,99	5,19
		4	8,55	54,64	15,61	2,53	32,16	12,87	1,94	6,71
		5	10,36	63,4	18,11	2,47	37,1	14,84	1,89	8,13
		6	12,03	70,43	20,12	2,42	40,98	16,39	1,85	9,45
80	60	3	7,81	70,02	17,51	2,99	44,86	14,95	2,4	6,13
		4	10,15	87,87	21,97	2,94	56,05	18,68	2,35	7,97
		5	12,36	103,2	25,8	2,89	65,54	21,85	2,3	9,7
		6	14,43	116,1	29,03	2,84	73,43	24,48	2,26	11,33
		7	15,96	120,1	30,01	2,74	76,1	25,37	2,18	12,53
90	60	3	8,41	93,19	20,71	3,33	49,73	16,58	2,43	6,6
		4	10,95	117,5	26,1	3,28	62,32	20,77	2,39	8,59
		5	13,36	138,6	30,8	3,22	73,1	24,37	2,34	10,48
		6	15,63	156,7	34,83	3,17	82,18	27,39	2,29	12,27
		7	17,36	163,5	36,33	3,07	85,93	28,64	2,23	13,63
100	60	3	9,01	120,6	24,11	3,66	54,61	18,2	2,46	7,07
		4	11,75	152,5	30,51	3,6	68,59	22,86	2,42	9,22
		5	14,36	180,7	36,14	3,55	80,66	26,89	2,37	11,27
		6	16,83	205,2	41,03	3,49	90,93	30,31	2,32	13,21
		7	18,76	215,6	43,12	3,39	95,77	31,92	2,26	14,72
120	80	3	11,41	230,2	38,36	4,49	123,4	30,85	3,29	8,96
		4	14,95	294,5	49,09	4,44	157,2	39,3	3,24	11,73
		5	18,36	353	58,84	4,39	187,6	46,89	3,2	14,41
		6	21,63	405,9	67,64	4,33	214,7	53,67	3,15	16,98
		7	24,36	438	73	4,24	232	57,99	3,09	19,12
140	100	4	18,15	503,5	71,93	5,27	300	60	4,07	14,25
		5	22,36	608,1	86,87	5,22	361,2	72,24	4,02	17,55
		6	26,43	704,5	100,6	5,16	417,2	83,45	3,97	20,75
		7	29,96	772,4	110,3	5,08	457,8	91,55	3,91	23,52
160	100	4	19,75	695	86,87	5,93	336,9	67,37	4,13	15,5
		5	24,36	841,7	105,2	5,88	406,3	81,26	4,08	19,12
		6	28,83	978,1	122,3	5,82	470,2	94,05	4,04	22,63
		7	32,76	1077	134,7	5,73	518,3	103,7	3,98	25,71
		8	36,84	1186	148,2	5,67	568,6	113,7	3,93	28,92
180	100	4	21,35	926	102,9	6,59	373,7	74,74	4,18	16,76
		5	26,36	1124	124,9	6,53	451,4	90,29	4,14	20,69
		6	31,23	1309	145,5	6,47	523,3	104,7	4,09	24,52
		7	35,56	1448	160,9	6,38	578,8	115,8	4,03	27,91
		8	40,04	1598	177,6	6,32	636,3	127,3	3,99	31,43
200	80	4	21,35	1046	104,6	7	249,6	62,4	3,42	16,76
		6	31,23	1477	147,7	6,88	346,1	86,53	3,33	24,52
		8	40,04	1795	179,5	6,7	416,9	104,2	3,23	31,43
200	120	4	24,55	1353	135,3	7,42	617,5	102,9	5,02	19,27
		6	36,03	1929	192,9	7,32	873,7	145,6	4,92	28,29
		8	46,44	2385	238,5	7,17	1078	179,6	4,82	36,46
250	150	6	45,63	3885	310,8	9,23	1768	235,7	6,22	35,82
		7	52,36	4375	350	9,14	1991	265,4	6,17	41,1
		8	59,24	4885	390,8	9,08	2217	295,7	6,12	46,51
		6	57,63	7370	491,3	11,31	3961	396,1	8,29	45,24
		8	75,24	9388	625,9	11,17	5039	503,9	8,18	59,07
		10	92,57	11310	754	11,05	6054	605,4	8,09	72,66
		12	108,1	12784	852,3	10,88	6847	684,7	7,96	84,83
		6	57,63	8012	500,8	11,79	3308	367,5	7,58	45,24
		8	75,24	10200	637,5	11,64	4201	466,8	7,47	59,07
		10	92,57	12285	767,8	11,52	5038	559,7	7,38	72,66
		12	108,1	13867	866,7	11,33	5690	632,2	7,26	84,83
		6	69,63	12456	711,8	13,37	7457	596,6	10,35	54,66
		8	91,24	15999	914,3	13,24	9570	765,6	10,24	71,63
		10	112,6	19404	1109	13,13	11583	926,7	10,14	88,36
		12	132,1	22191	1268	12,96	13253	1060	10,02	103,7
		6	75,63	14232	813,2	13,72	11259	750,6	12,2	59,37
8	99,24	18339	1048	13,59	14504	966,9	12,09	77,91		
10	122,6	22294	1274	13,49	17618	1175	11,99	96,21		
12	144,1	25619	1464	13,34	20249	1350	11,86	113,1		

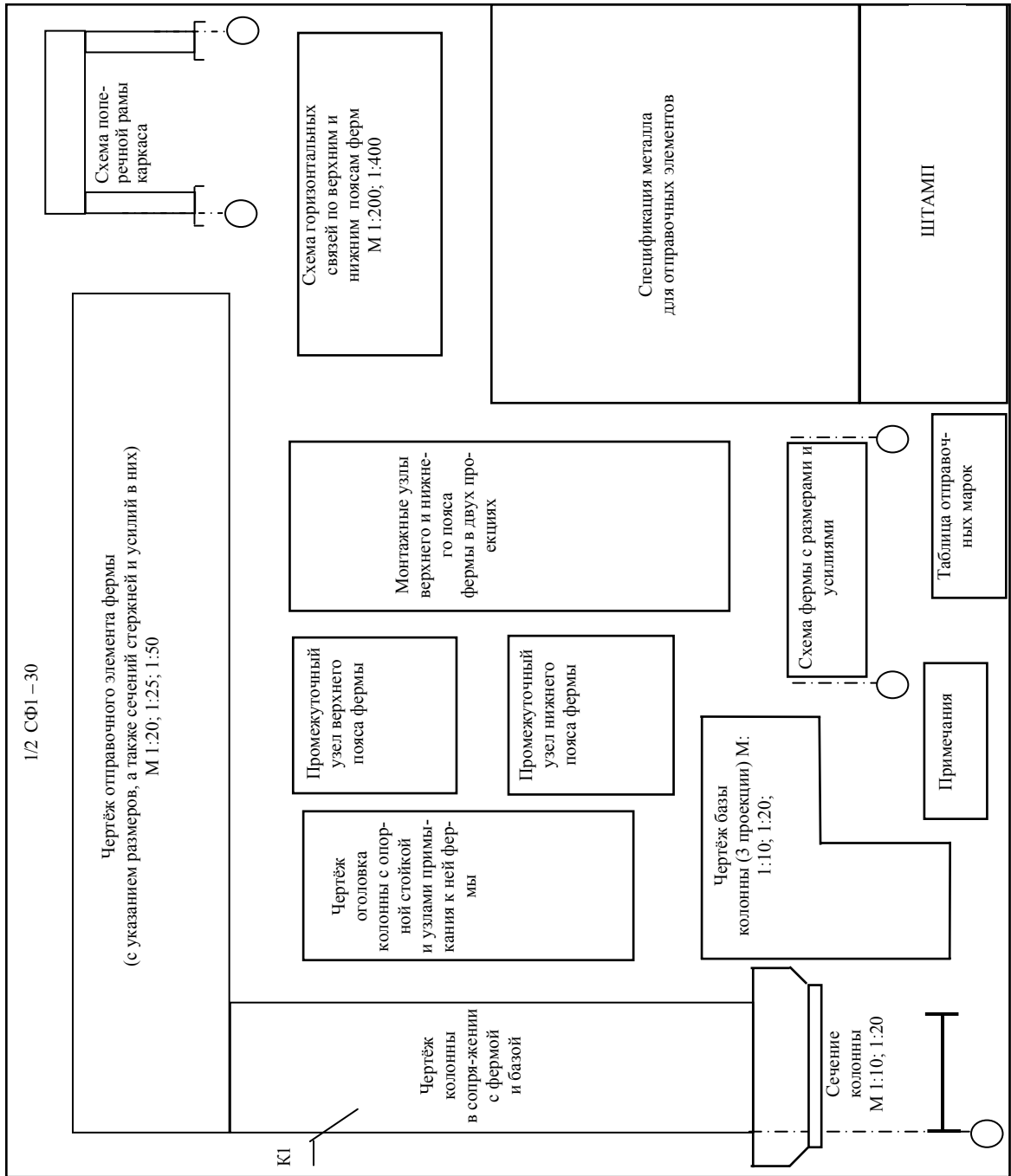
6	69,63	13885	730,8	14,12	6011	546,4	9,29	54,66
7	80,36	15831	833,2	10,04	6854	623,1	9,24	63,08
8	91,24	17824	938,1	13,98	7703	700,3	9,19	71,63
10	112,6	23000	1150	14,29	7859	785,9	8,36	88,36
11	122	24485	1224	14,17	8383	838,3	8,29	95,74
12	132,1	26245	1312	14,1	8968	896,8	8,24	103,7

Примечание.

Радиус наружного закругления угла $R = 2,0t$ при $t \leq 6,0$ мм; $R = 2,5t$ при $6,0 < t \leq 10,0$ мм; $R = 3,0t$ при $t > 10,0$ мм.

Приложение 13





ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. СОСТАВ КУРСОВОЙ РАБОТЫ	4
1.1. Общие положения	4
1.2. Задание	4
1.3. Состав, оформление, порядок выполнения и защита курсовой работы	5
2. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА	9
2.1. Размещение колонн в плане	9
2.2. Компоновка поперечной рамы	11
2.3. Связи	12
2.4. Компоновка конструкций покрытия	14
3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ	16
3.1. Расчётная схема рамы	16
3.2. Сбор нагрузок на поперечную раму	16
3.3. Определение расчётных усилий	20
4. ФЕРМЫ	31
4.1. Компоновка конструкций ферм	33
4.2. Обеспечение устойчивости ферм	35
4.3. Материалы, используемые для изготовления ферм ...	37
4.4. Расчёт стропильных ферм	40
4.4.1. Определение узловых нагрузок	40
4.4.2. Определение усилий в стержнях фермы	42
4.4.3. Определение расчётных длин элементов фермы	43
4.4.4. Предельные гибкости стержней фермы	43
4.4.5. Подбор сечений элементов ферм	44
4.5. Фермы из парных уголков	46
4.5.1. Особенности конструирования	46
4.5.2. Особенности расчёта сварных швов	50
4.6. Фермы из замкнутых гнутосварных профилей	52
4.6.1. Особенности конструирования и расчёта	52
4.6.2. Особенности расчёта сварных швов	60
4.7. Требования к изготовлению и монтажу ферм	61
4.8. Оформление рабочего чертежа лёгких ферм (КМД) ...	62
5. КОЛОННЫ	85
5.1. Типы колонн	85
5.2. Расчётные длины колонны	87
5.3. Проектирование сплошных колонн	89
5.4. Детали и узлы колонн	96
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	118
ПРИЛОЖЕНИЯ	119