

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

М.М. Копытов

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ КАРКАСОВ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Учебное пособие

Томск
Издательство ТГАСУ
2012

УДК 624.014.2(075.8)
ББК 38.54я7

Копытов, М.М. Металлические конструкции каркасов одноэтажных зданий
К65 [Текст] : учебное пособие / М.М. Копытов. – Томск : Изд-во Том. гос. архит.-строит.
ун-та, 2012. – 316 с.
ISBN 978-5-93057-488-3

Рассмотрены основные вопросы проектирования металлических конструкций каркасов одноэтажных зданий. Изложены принципы расчета и конструирования. Представлены справочные данные, технические условия, нормативные требования и рекомендации, необходимые для разработки проектной документации.

Приведены примеры расчета и конструирования поперечной рамы каркаса и его составных элементов (стропильных ферм, колонн, подкрановых конструкций) с детальной проработкой узлов сопряжения и опирания. Представлены современные конструктивные формы облегченных каркасов, правила оформления чертежей рабочего проекта КМ и КМД. Даны рекомендации по защите металлоконструкций от коррозии и огня, а также технико-экономической оценке принятых решений.

Для студентов строительных специальностей вузов, магистров, аспирантов и инженерно-технических работников проектных организаций.

УДК 624.014.2(075.8)
ББК 38.54я7

Рецензенты:

заслуженный деятель науки России, докт. техн. наук, профессор кафедры металлических конструкций и испытаний сооружений СПбГАСУ **Г.И. Белый**;
генеральный директор ЗАО НТЦ «ЭрконСиб», профессор НГАСУ **И.И. Крылов**;
чл.-корр. РААСН, докт. техн. наук, профессор кафедры строительных конструкций и управляемых систем Сибирского федерального университета **Л.В. Енджиевский**;
заведующий кафедрой металлических и деревянных конструкций ТГАСУ, докт. техн. наук, профессор **Д.Г. Копаница**.

ISBN 978-5-93057-488-3

© Томский государственный
архитектурно-строительный
университет, 2012
© М.М. Копытов, 2012

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	5
1. Общие сведения о каркасе	6
2. Несущие и ограждающие элементы каркаса	9
2.1. Колонны	9
2.2. Стропильные и подстропильные фермы	11
2.3. Подкрановые конструкции	16
2.4. Стеновой фахверк	19
2.5. Стены, окна, двери, ворота	24
2.6. Покрытия и фонари	30
3. Компоновка конструктивной схемы каркаса	34
3.1. Компоновка поперечной рамы	34
3.2. Размещение колонн в плане	36
3.3. Компоновка системы связей жесткости	37
3.4. Компоновка стенового фахверка	40
4. Расчетные схемы и методы расчета	42
5. Сбор нагрузок на поперечную раму каркаса	46
5.1. Интенсивность нагрузок	46
5.2. Постоянные нагрузки на раму	47
5.3. Атмосферные нагрузки	49
5.4. Крановые нагрузки	51
5.5. Исходные данные для статического расчета	53
6. Статический расчет поперечной рамы каркаса	56
6.1. Расчет методами строительной механики	56
6.2. Определение расчетных сочетаний усилий (PCY)	63
6.3. Расчет методом конечного элемента (МКЭ) с помощью ПЭВМ	67
6.4. Пример расчета поперечной рамы по программе SCAD	73
7. Конструкция и расчет колонн	82
7.1. Расчет и конструирование колонны сплошного сечения	84
7.2. Расчет и конструирование колонны сквозного сечения	91
7.3. Элементы и узлы колонн	98
7.3.1. Оголовки колонн	98
7.3.2. Проем в стенке колонны для прохода	101
7.3.3. Подкрановые консоли	102
7.3.4. Подкрановые траверсы	103
7.3.5. Стыки колонн	105
7.4. Базы колонн	106
7.4.1. Расчет опорной плиты	108
7.4.2. Проектирование баз без траверс	111
7.4.3. Расчет базы с траверсами	111
7.4.4. Анкерные болты	113
7.5. Примеры расчета колонн ступенчатого типа	115
7.5.1. Расчетные длины колонн	116
7.5.2. Расчет надкрановой (верхней) части колонны	116
7.5.3. Расчет подкрановой (нижней части колонны)	117
7.5.4. Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны	121
7.5.5. Расчет базы колонны	123

8. Конструирование и расчет стропильных ферм	130
8.1. Фермы из парных уголков и тавров	130
8.1.1. Подбор сечений стержней ферм	131
8.1.2. Расчет узлов ферм	135
8.1.3. Основные правила конструирования ферм	141
8.1.4. Расчет узлов сопряжения фермы с колонной	143
8.1.5. Конструктивные решения ферм с тавровыми поясами	146
8.2. Бесфасоночные фермы	149
8.2.1. Фермы из гнуто-сварных профилей (ГСП)	150
8.2.2. Фермы из круглых труб	159
8.2.3. Фермы из двутавров	167
8.2.4. Фермы из прямоугольных сварных труб	169
8.3. Трехгранные фермы из прокатных профилей	170
8.4. Подстропильные фермы	177
9. Подкрановые конструкции	179
9.1. Расчетные нагрузки	180
9.2. Расчет и конструирование подкрановых балок	182
9.3. Особенности проектирования балок путей подвесных кранов	195
9.4. Расчет и конструирование подкрановых ферм	199
9.5. Узлы и детали подкрановых конструкций	202
10. Расчет прогонов, элементов фахверка, связей жесткости	211
10.1. Конструкция и расчет прогонов	211
10.2. Расчет ригелей и стоек фахверка	212
10.3. Конструкция и расчет связей жесткости	215
11. Облегченные рамы каркасов	222
11.1. Каркасы из двутавров постоянного сечения	222
11.2. Рамы с элементами переменной жесткости	224
11.3. Рамные конструкции коробчатого сечения	229
11.4. Каркасы из гнутых профилей и тонкостенных двутавров	231
11.5. Каркасы с элементами из перфорированных стержней	237
12. Состав и общие правила оформления чертежей металлоконструкций	244
12.1. Состав основного комплекта чертежей КМ	244
12.2. Состав комплекта чертежей КМД	253
12.3. Общие правила изображения чертежей	256
12.4. Условные обозначения на чертежах	257
13. Защита металлических конструкций каркаса от коррозии и огня	261
14. Технико-экономический анализ проектного решения	266
Заключение	275
Библиографический список	276
Приложение 1. Сведения о кранах	278
Приложение 2. Сведения о нагрузках	280
Приложение 3. Таблицы для статического расчета рамы	283
Приложение 4. Расчетные параметры СНиП II-23-81*	286
Приложение 5. Сортаменты	295
Приложение 6. Нормали и ограничения по конструктивным соображениям	310

ПРЕДИСЛОВИЕ

В современном строительстве каркасные здания малых и средних пролетов востребованы, активно проектируются и возводятся. Повсеместно и постоянно появляются новые производственные и общественные здания самого разного назначения в каркасном исполнении. Одновременно развиваются и совершенствуются конструктивные формы, материалы, технологические процессы изготовления, сборки и монтажа.

Радикально изменились методы расчета и проектирования. Современные программные комплексы позволяют с глубокой степенью проработки решать самые сложные задачи расчета и конструирования.

В настоящее время существует богатый фонд учебной, научной и технической литературы по металлическим конструкциям. Автором использованы материалы этого фонда при написании представленной книги. Здесь обобщен и систематизирован опыт проектирования и научных исследований. Представлены современные конструктивные формы (в том числе и разработки автора), особенности их расчета и конструирования.

В компактной форме сконцентрированы основные принципы проектирования стальных каркасов и их элементов. Особый акцент сделан на разработку и графическое представление узлов и деталей металлических конструкций с использованием материалов современных типовых серий.

В книге приведены сведения о несущих, ограждающих и вспомогательных элементах каркаса, необходимые для его проектирования. Каждый расчетно-конструктивный раздел иллюстрируется примерами расчета. Представлены основные правила конструирования элементов, узлов и оформления проектной документации металлических конструкций.

В приложениях приведены справочные данные, необходимые для проектирования: сведения о кранах и нагрузках, расчетные параметры и технические условия действующих норм проектирования, табличные данные для расчета, сортаменты листового и фасонного проката. Это позволяет читателю сконструировать и законструировать стальной каркас производственного здания, его элементы, а также узлы сопряжения и опирания без привлечения дополнительной справочной и научно-технической литературы.

Автор выражает глубокую признательность рецензентам: докт. техн. наук, профессору Г.И. Белому; генеральному директору ЗАО НТЦ «Эрконсиб», профессору кафедры МДК НГАСУ И.И. Крылову; заведующему кафедрой СКиУС Сибирского федерального университета, канд. техн. наук, доценту С.В. Деордиеву, чл.-корр., докт. техн. наук, профессору А.В. Енджиевскому, заведующему кафедрой МДК ТГАСУ, докт. техн. наук, профессору Д.Г. Копанице за внимательное отношение к учебному пособию, ценные замечания и предложения.

Автор выражает благодарность за помощь в подготовке рукописи к изданию заведующему кафедрой МДК ТГАСУ, докт. техн. наук, профессору Д.Г. Копанице и канд. техн. наук, доценту А.В. Матвееву.

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О КАРКАСЕ

Стальной каркас одноэтажного производственного здания – это комплекс конструктивных элементов, связанных между собой в пространственную геометрически неизменяемую систему. Основными элементами каркаса являются колонны, стропильные и подстропильные фермы, подкрановые конструкции, прогоны, стеновой фахверк и связи (рис. 1.1). В состав каркаса могут входить светоаэрационные фонари. Каркасы могут быть однопролетными и многопролетными с постоянной или переменной высотой пролетов.

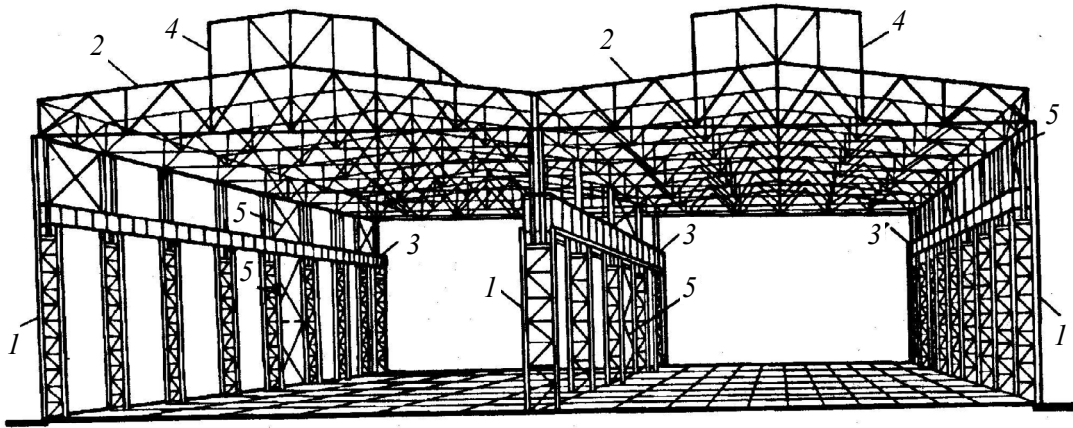


Рис. 1.1. Конструктивная схема каркаса двухпролетного производственного здания:

1 – колонны; 2 – стропильные фермы; 3 – подкрановые балки; 4 – светоаэрационные фонари; 5 – связи между колоннами

Крупнейшим каркасным сооружением является Уральский вагоностроительный завод в Нижнем Тагиле. Площадь его цехов составляет 82,7 га. Более половины объема стали в строительных конструкциях приходится на каркасы, поэтому эффективность конструктивных решений каркаса – актуальная экономическая проблема. Критерием эффективности современного проектирования является снижение сроков и стоимости строительства.

Это в значительной степени достигается типизацией конструктивных решений. Она позволяет:

- сократить время проектирования;
- уменьшить число монтажных элементов;
- снизить объем сборки на строительной площадке благодаря укрупнению отправочных элементов.

Генеральными размерами каркаса являются пролеты, высота и длина здания. Они зависят от технологического процесса производственного здания и устанавливаются заданием на проектирование. Для обслуживания технологического процесса, как правило, требуется крановое оборудование: мостовые или подвесные краны. Мостовые краны устанавливаются на подкрановые балки или фермы; подвесные – подвешиваются к нижним поясам стропильных ферм.

Пролет поперечной рамы каркаса – это расстояние между рядами колонн. Шаг рам – расстояние между осями колонн вдоль здания. Пролеты и шаг рам унифицированы. Модуль унификации – 3 м. Чаще всего пролеты проектируют 18, 24, 30, 36 м. Шаг колонн 6, 12 и 18 м. Могут быть и иные унифицированные размеры, кратные 3 м. Обычно это связано с размерами стеновых панелей. При использовании иных ограждающих конструкций пролеты и шаг рам могут быть иными.

Высота поперечной рамы каркаса определяется отметкой головки кранового рельса и вертикальными габаритами мостового крана. Полезная высота здания – это расстояние от уровня чистого пола до низа стропильных конструкций. Она должна быть кратна 0,6 м, что связано с высотой типовых ограждений конструкций (стеновых панелей и оконных проемов), для сэндвич-панелей – 0,2 м.

Длина здания и шаг колонн выбираются с учетом требований технологического процесса и унификации. Для наружных колонн поперечных рам при использовании типовых несущих и ограждающих конструкций шаг колонн принимается 6 или 12 м. Для внутренних колонн многопролетных зданий шаг колонн может быть 6, 12 и 18 м. Разреженный шаг внутренних колонн повышает моральную долговечность здания.

Помимо колонн поперечной рамы каркаса для крепления стенового ограждения, ворот, окон и других элементов служит торцевой и продольный фахверк, состоящий из стоек, ригелей и распорок (рис. 2.22–2.24).

При проектировании каркаса следует соблюдать эксплуатационные и экономические требования. Эксплуатационные требования определяются заказчиком и формулируются заданием на проектирование, экономические – анализом вариантов проектного решения на стадии проектного задания. Элементы каркаса не должны препятствовать удобному размещению технологического оборудования и инженерных коммуникаций. металлоемкость каркаса, стоимость изготовления, монтажа и транспортировки конструкций должны быть минимальными.

На работу каркаса оказывает влияние режим работы кранового оборудования, степень агрессивности внутрицеховой среды, температурный режим. Эти обстоятельства должны учитываться при проектировании.

Режим работы крана характеризуется интенсивностью его работы. Согласно ГОСТ 25546–82* все краны разделены на 4 режима и 8 режимных групп. К кранам легкого режима (Л) групп 1К–3К относятся краны с ручным приводом; к среднему режиму (С) групп 4К–6К относятся краны, обслуживающие среднесерийное производство; к тяжелому режиму (Т) и весьма тяжелому (ВТ) относятся краны групп 7К и 8К.

Установлены 4 степени агрессивности среды. Они характеризуются скоростью коррозии. В неагрессивной среде скорость коррозии незащищенного металла составляет до 0,01 мм/год, в слабоагрессивной – до 0,05 мм/год, в среднеагрессивной – до 0,1 мм/год, в сильноагрессивной – свыше 0,1 мм/год. При проектировании зданий с сильноагрессивной средой следует обращать внимание на выбор марки стали, стойкой против коррозии.

Каркас должен быть неизменяемым в любом направлении. Это обеспечивается системой связей и жестких дисков. Элементы каркаса должны быть прочными, жесткими и устойчивыми как в процессе эксплуатации, так и в период монтажа. Статическая схема работы каркаса должна быть четкой и ясной. Необходимо силовые воздействия на элементы каркаса довести до фундамента кратчайшим путем, стремиться к рациональному распределению металла в конструкциях.

Рекомендуется использовать легкие ограждающие конструкции стен и покрытия типа сэндвич-панелей с эффективным утеплителем. Это существенно снизит постоянные нагрузки и усилия, а значит, сократит расход металла и стоимость здания.

Одноэтажные производственные здания относятся, как правило, к II (нормальному) уровню ответственности. Согласно ФЗ № 384 в этом случае при расчете конструкций следует учитывать коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1,0$. Класс ответственности устанавливается генеральным проектировщиком по согласованию с заказчиком или соответствующими нормативными документами. Для повышенного уровня ответственности $\gamma_n = 1,1$; для пониженного – $\gamma_n = 0,8$.

В современном строительстве эффективными оказались каркасы из стальных рам переменного сечения [8, 9]. Стойки и ригели этих рам выполняются из прокатных или сварных двутавров переменного сечения. На монтаже отправочные марки стыкуются посредством фланцевых соединений высокопрочными болтами. Такие конструкции отличаются высокой технологичностью, простотой изготовления и монтажа, транспортабельностью и минимальным строительным габаритом.

Замена стропильных ферм сплошным ригелем в 1,5–2,5 раза снижает высоту, что уменьшает объем здания и связанные с этим расходы на стеновое ограждение и отопление. В США и Канаде около 40 % промышленных зданий построено с применением таких систем, как «БАТЛЕР». В нашей стране фирмами «ВЕНТАЛЛ», «УНИКОН» и др. запроектировано и построено много зданий с применением рам переменного сечения пролетами от 18 до 72 м. Имеются серийные разработки проектной документации.

2. НЕСУЩИЕ И ОГРАЖДАЮЩИЕ ЭЛЕМЕНТЫ КАРКАСА

2.1. Колонны

В поперечной раме каркаса применяются три типа стальных колонн:

- колонны постоянного сечения (рис. 2.1, *а*);
- колонны переменного сечения (ступенчатые) сплошные и сквозные (рис. 2.1, *б*, *в*);
- колонны раздельного типа (рис. 2.1, *г*).

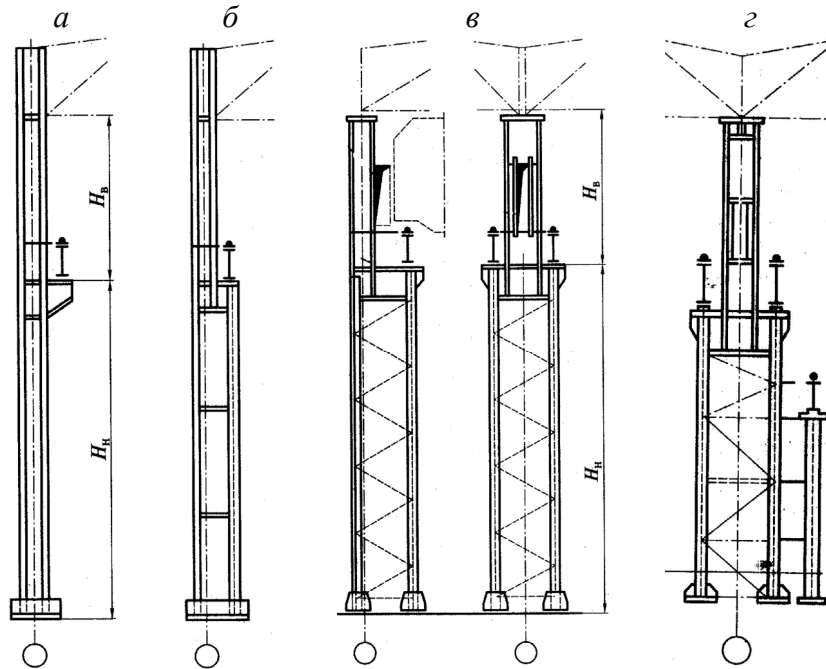


Рис. 2.1. Типы колонн поперечной рамы каркаса

Колонны постоянного сечения используют при полезной высоте здания до 12 м и грузоподъемности крана до 15 т. При кранах грузоподъемностью более 15 т применяются ступенчатые колонны. Верхняя (надкрановая) часть таких колонн выполняется из прокатного или сварного двутавра. Нижняя часть, состоящая из шатровой и подкрановой ветвей, имеет связь между ветвями в виде сплошного листа (рис. 2.1, *б*) или сквозной решетки из уголков (рис. 2.1, *в*). Сквозные колонны выгодней при габаритах сечения колонны более 1 м.

Колонны раздельного типа рациональны в цехах с кранами грузоподъемностью более 150 т и высотой до 15–20 м. Шатровая и подкрановая стойки выполняются из двутавров. Они соединяются между собой рядом горизонтальных планок. Вследствие малой жесткости этих планок в вертикальной плоскости подкрановая стойка работает только на центральное сжатие от давления крана. При кранах, расположенных в разных уровнях, такая колонна показана на рис. 2.1, *г*.

Типы сечений подкрановой части ступенчатых колонн показаны на рис. 2.2. Ориентировочные габариты сечения и длины колонны рекомендуется принимать по табл. 2.1. Здесь h , h_1 , h_2 – высота сечений колонны принимаемого типа; l – длина колонны постоянного сечения; l_1 – длина нижней (подкрановой) части ступенчатой колонны; l_2 – длина верхней (надкрановой) части ступенчатой колонны.

Дополнительные колонны стенового фахверка проектируются из прокатных или сварных двутавров. Нижняя опорная часть этих колонн устанавливается на самостоятельный

фундамент. Верхняя часть сбоку примыкает к растянутому поясу фермы с помощью листового шарнира 4 (рис. 2.3). Колонна торцевого фахверка 1 передает ветровую нагрузку на связи 3 в уровне нижних поясов стропильных ферм 2. При этом вертикальные перемещения ферм остаются свободными.

Таблица 2.1

Минимальные соотношения между высотой сечения и длиной колонны

$l, l_1, l_2, \text{ м}$	Колонны постоянно-го сечения h/l	Колонны переменного сечения и раздельного типа		
		в подкрановой части h_1/l_1		в надкрановой части h_2/l_2
		сплошные	сквозные	
До 10–12	1/15	1/10–1/14	1/9–1/15	1/8–1/12
15–20	1/18	1/12–1/16	1/11–1/14	
25–30	1/20	1/15–1/20	1/13–1/17	

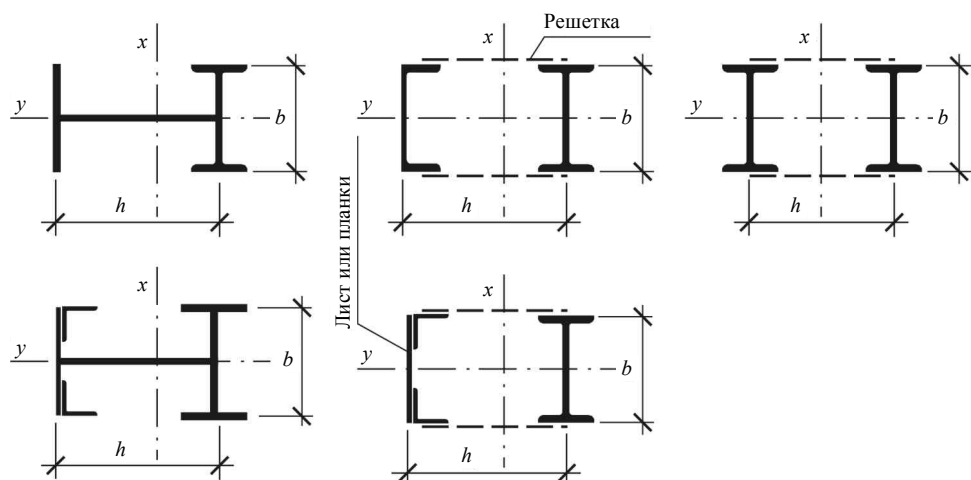


Рис. 2.2. Типы сечений подкрановой части ступенчатой колонны

В углу здания стойки торцевого фахверка совмещаются с колонной рамы каркаса для удобства крепления стеновых панелей. Эта колонна с примыкающими стеновыми панелями показана на рис. 2.4.

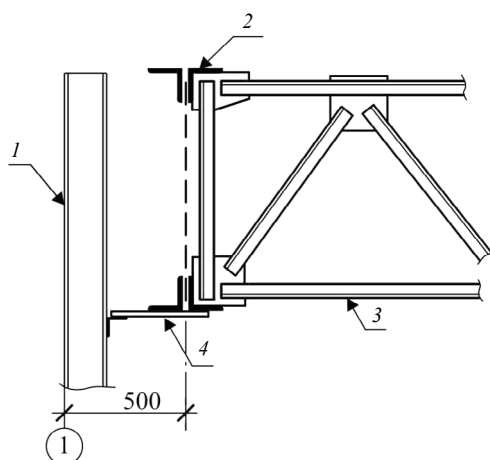


Рис. 2.3. Примыкание стойки фахверка к стропильной ферме

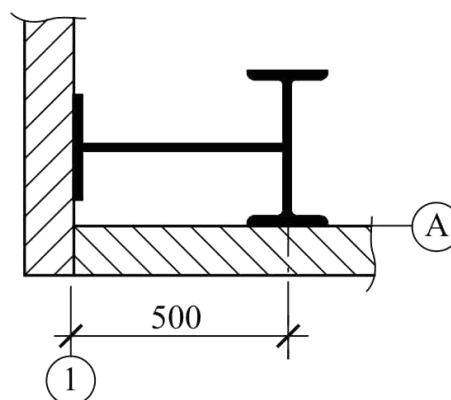


Рис. 2.4. План совмещенной колонны в углу здания

Для опирания сборных железобетонных панелей на колонны крепят опорные столики (рис. 2.5, а). На них устанавливают перемычные панели. Опорные столики размещают над оконными проемами и через 3–4 ряда по высоте здания. Сэндвич-панели крепят к ригелям фахверка. Опорные ригели фахверка устанавливают на опорные столики (рис. 2.5, б).

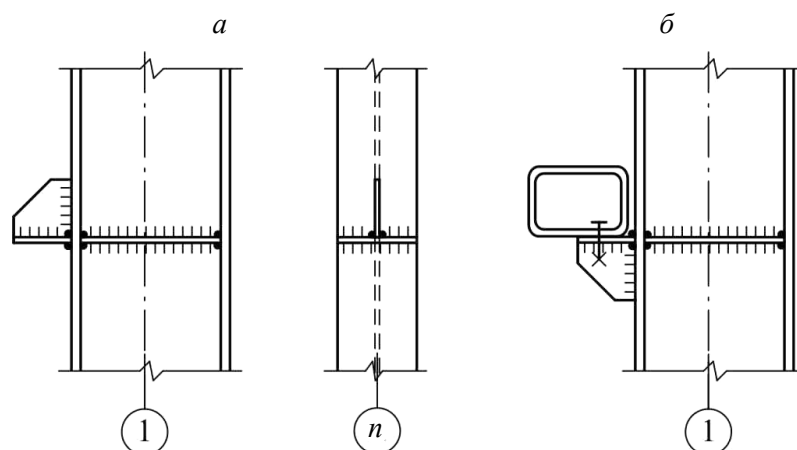


Рис. 2.5. Опорные столики стеновых панелей и стенового фахверка

В зданиях с кранами особого режима работы (7К–8К) вдоль крановых путей требуется предусматривать проходы для обслуживания и рихтовки. Ширина прохода назначается не менее 400 мм, высота 1800 мм. При устройстве прохода сквозь надкрановую часть колонны в ней предусматривают оребренный вырез в стенке двутавра. В этом случае высота сечения колонны должна быть не менее 1000 мм.

При проектировании каркаса одноэтажного производственного здания рекомендуется использовать серии типовых колонн:

- серия 1.424-4. Стальные колонны одноэтажных производственных зданий;
- серия 1.423-4. Стальные колонны одноэтажных производственных зданий без мостовых кранов.

В сериях приведены геометрические схемы колонн, сечения элементов, основные узлы сопряжений, показатели расхода металла. Для выбора марки колонн необходимо произвести статический расчет и по полученным усилиям подобрать колонну или отдельно её верхнюю и нижнюю части. Серии типовых проектов распространяются Центром проектной продукции массового применения (ГП ЦПП). Основные конструктивные решения можно найти в справочниках проектировщика [35, 36].

2.2. Стропильные и подстропильные фермы

Стальные фермы изготавливаются из уголков и круглых труб и других прокатных профилей. При малых пролетах эффективно использование тонких гнутых профилей. Покрытие по стропильным фермам может быть прогонного или беспрогонного типа. Шаг стропильных ферм определяется размерами покрытия и не превышает 12 м.

При разреженной сетке колонн вдоль рядов каркаса (12 м и более) устанавливаются подстропильные фермы. К ним примыкают стропильные фермы (рис. 2.6).

В практике проектирования промзданий чаще всего применяются унифицированные фермы из уголков. В серии ПК-01-32 разработаны стальные конструкции ферм для покрытия

промзданий с уклоном рулонной кровли 1:8 и 1:12 пролетами 24, 30 и 36 м. Фермы трапециевидальные. Высота ферм на опорах 2,2 м. В коньке она не должна превышать транспортный габарит 3,85 м.

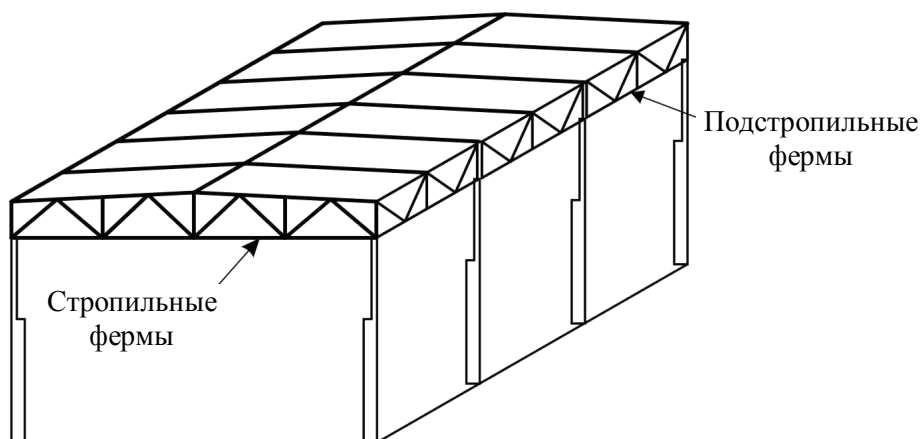


Рис. 2.6. Опираие стропильных ферм на подстропильные и колонны

В серии ПК-01-133 разработаны конструкции ферм с параллельными поясами. Высота этих ферм 3,15 м. Уклон 1,5 % создается за счет строительного подъема. В серии ПК-01-125 разработаны конструкции подстропильных ферм, а в серии ПК 01-127 – конструкции светопрозрачных фонарей.

Схемы этих стропильных и подстропильных серий, разработанных в 60-х гг. прошлого века, представлены на рис. 2.7 и 2.8. Рабочие чертежи конструкций на стадии КМ, их узлы опирания и сопряжения содержатся в альбоме А.А. Клечановского*.

Конструкции ферм этих серий разработаны для укладки по ним железобетонных плит размерами 6 и 12 м или прогонов с тяжелой кровлей. В этой же работе представлены узлы крепления к нижним поясам подвесного кранового оборудования.

Современные типовые фермы – это, как правило, фермы с параллельными поясами и уклоном верхнего пояса 1,5 и 2,5 %. Высота фермы по наружным граням поясов принята 3150 мм, что позволяет собирать фермы, независимо от пролета, в едином кондукторе. Фермы пролетом 18 и 24 м для уменьшения объема здания применяют пониженной высоты 2250 мм. Высота ферм из круглых труб равна 2900 мм.

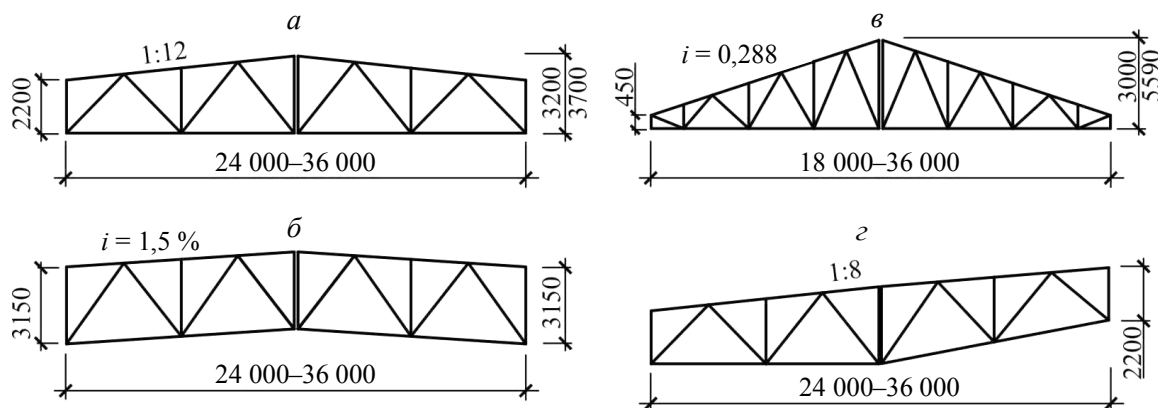


Рис. 2.7. Типовые унифицированные стропильные фермы по серии ПК-01

* Клечановский А.А. Стальные конструкции покрытий одноэтажных промышленных зданий. М., 1967.

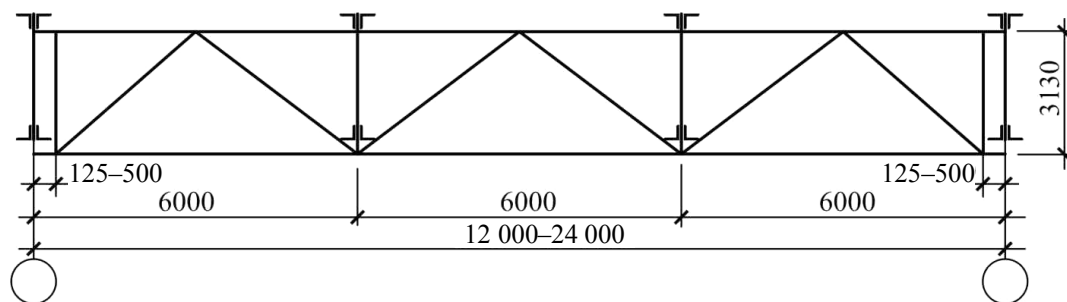


Рис. 2.8. Типовая унифицированная подстропильная ферма

Такие стропильные и подстропильные фермы запроектированы из горячекатаных уголков. В серии 1.460-2 разработаны стропильные фермы пролетами 18–36 м для зданий с применением железобетонных плит, в серии 1.460-4 – то же с применением стального профилированного настила по прогонам. Серия 1.460-5 содержит фермы из круглых труб, серия 1.460-8 – с применением широкополочных тавров. Для условий конвейерной сборки и блочного монтажа разработана серия 1.460-3. Особенности компоновки и сборки блоков можно найти в технической литературе [36, 39].

Схемы стропильных ферм по сериям 1.460-2, 1.460-4, 1.460-3 и 1.460-8 аналогичны рис. 2.7, б. Стропильные фермы по сериям ПК-01 и 1.460 могут опираться на колонны каркаса шарнирно или жестко.Metalлоемкость покрытий по сериям 1.460-3, 1.460-1 и 1.460-9 примерно одинакова. Так, при пролете ферм 24 м, шаге их 6 м и расчетной нагрузке 4 кН/м² металлоемкость их, включая стропильные фермы, опорные стойки, прогоны, связи и профилированный настил, составляет 42,2–43,2 кг/м².

Эффективными являются стропильные фермы из гнуто-сварных профилей (ГСП) типа «Молодечно». Они разработаны по серии 1.460-3. Строительная высота этих ферм минимальна из всех типовых решений. Фермы шарнирно опираются на колонны или подстропильные фермы в уровне верхних поясов. Пролеты ферм 18, 24 и 30 м, раскосная решетка треугольная. Раскосы без фасонки примыкают к поясам. Предусмотрена возможность подвески кранов грузоподъемностью до 5 т.

Фермы из ГСП применяются при высоте здания не более 18 м с шагом колонн 12 м по средним рядам многопролетного каркаса и 6 или 12 м – по крайним рядам. Фермы «Молодечно» разработаны по двум сериям: 1.460-3-14/90 и 1.460.3-23-98.

Фермы по серии 1.460-3-14/90 с уклоном кровли 1,5 % и высотой 2 м предназначены для беспрогонного решения кровли с непрерывным опиранием профнастила на верхние пояса ферм. Шаг ферм 4 м. Настил, закрепленный к верхним поясам стропильных ферм, развязывает верхние пояса из плоскости и выполняет роль горизонтальных связей, обеспечивая пространственную жесткость каркаса. Фермы этой серии опираются на подстропильные фермы или колонны.

Фермы по серии 1.460.3-23.98 с уклоном 10 %, высотой на опоре 1,2 м и шагом 6 м предназначены для кровли из профнастила по прогонам. Преимущества этих ферм по сравнению с серией 1.460.3-14/90:

- сокращается в 1,5 раза количество стропильных ферм;
- ликвидируются подстропильные конструкции по крайним рядам колонн;
- уменьшается трудоемкость изготовления и монтажа.

Металлоемкость ферм из ГСП на 15 % меньше, чем ферм по серии 1.460. Схемы ферм типа «Молодечно» представлены на рис. 2.9, узлы ферм показан на рис. 2.10, з. Стык отпавочных марок – фланцевое соединение на высокопрочных болтах.

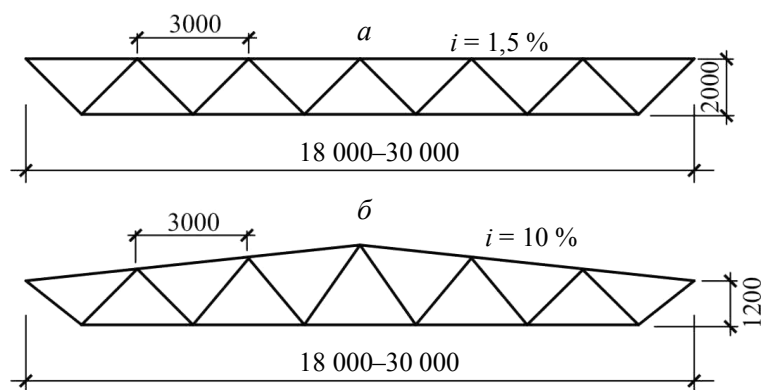


Рис. 2.9. Стропильные фермы типа «Молодечно»: а – по серии 1.460.3-14/90; б – по серии 1.460.3-23.98

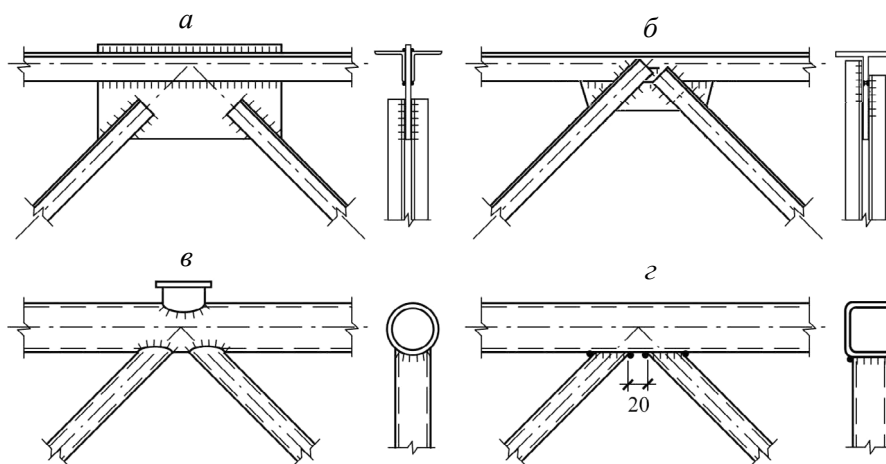


Рис. 2.10. Узлы стропильных ферм: а – из спаренных уголков по серии 1.460-2 и 1.460-4; б – из широкополочных тавров по серии 1.460-8; в – из круглых труб по серии 1.460-3; г – из гнуто-сварных прямоугольных профилей типа «Молодечно»

Подстропильными конструкциями для серии 1.460.3-14/90 являются прокатные балки пролетом 12 м из I45Б1–I45Б3 или подстропильные фермы из аналогичных ГСП. Схема такой подстропильной фермы показана на рис. 2.11, а. Схема подстропильной фермы для серии 1.460.3-23.98 показана на рис. 2.11, б. Она также выполнена из ГСП.

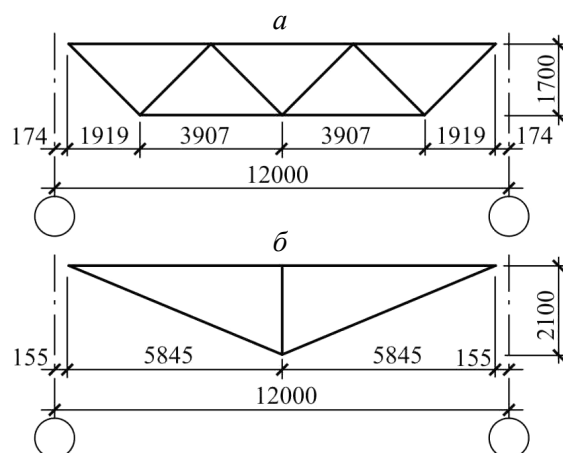


Рис. 2.11. Схемы подстропильных ферм

2. Несущие и ограждающие элементы каркаса

При проектировании стропильных и подстропильных ферм из ГСП следует руководствоваться [28], а также рекомендациями приложения Л СП 16. 13330. 2011 и [20, разд. 15].

Изготовление и сборка ферм должны производиться в условиях специализированного производства и соответствовать требованиям ГОСТ 25579–83* «Фермы стальные стропильные из гнуто-сварных профилей прямоугольного сечения». Покрытия типа «Молодечно» могут использоваться в условиях поэлементной сборки и блочного монтажа.

При пролетах 24–36 м и больших нагрузках могут оказаться эффективными фермы с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из гнуто-сварных прямоугольных труб. Разработана типовая серия таких ферм 1.460.3-15 (рис. 2.12). Узлы этих ферм приведены на рис. 2.13.

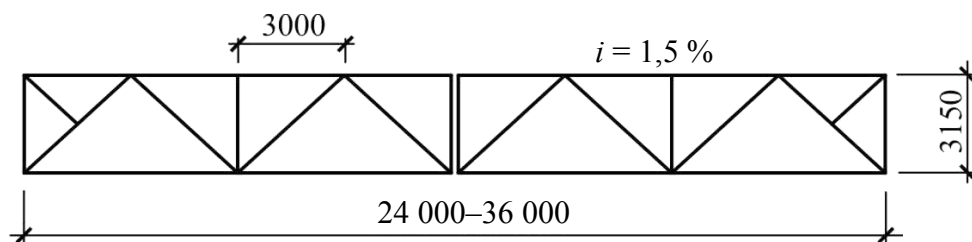


Рис. 2.12. Схема стропильной фермы по серии 1.460.3-15

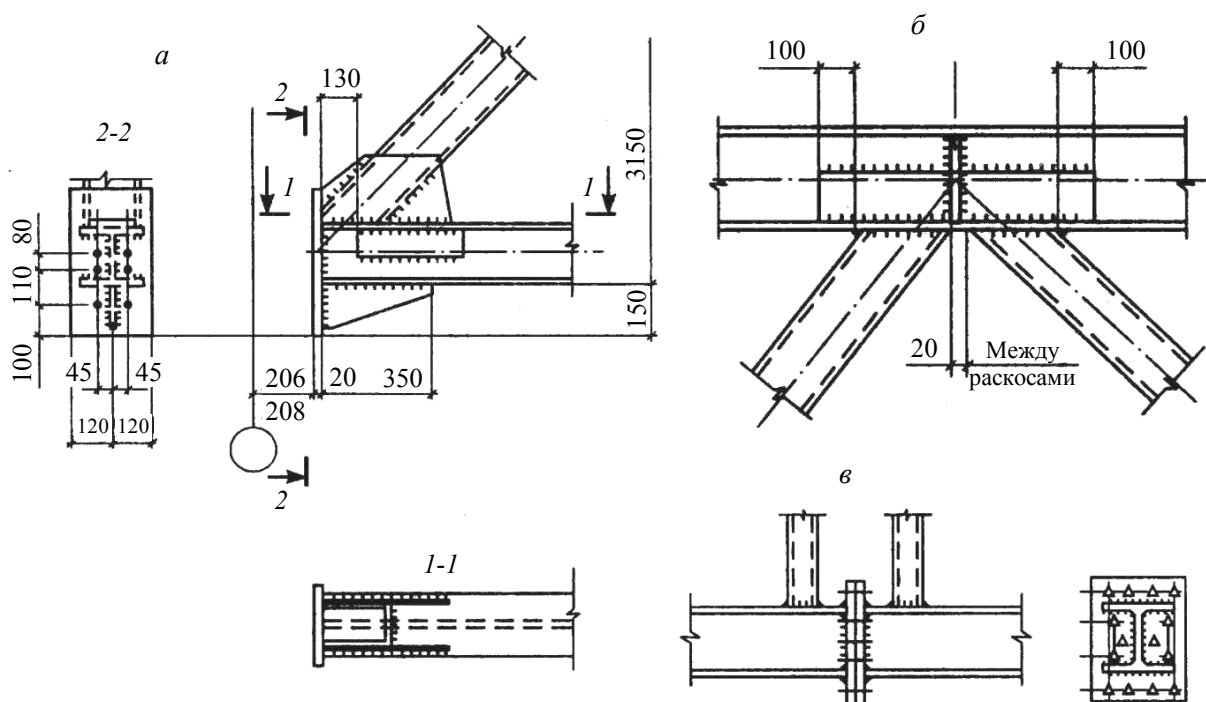


Рис. 2.13. Узлы ферм с поясами из широкополочных двутавров:

а – опорный узел; б – узел примыкания раскосов; в – стык нижнего пояса

Основные достоинства этих конструкций – повышенная изгибная жесткость поясов, возможность опирания на них тяжелого настила, передача сосредоточенных внеузловых нагрузок, использование двутавров без распуска их на тавры. Недостаток этих ферм – повышенная металлоемкость. При проектировании таких ферм следует руководствоваться [23], а также [20, разд. 16].

2.3. Подкрановые конструкции

Крановым оборудованием являются мостовые и подвесные краны. Режим работы кранов характеризуется интенсивностью их непрерывной работы и установлен ГОСТ 25546–82*. Группы режимов работы 1К-8К и условия их использования приведены в Приложении 1 СНиП 2.01.07–85* и в Приложении В СП 20. 13330. 2011.

Подкрановые конструкции под мостовые краны состоят из подкрановых балок (рис. 2.14, а, б) или ферм (рис. 2.14, в), воспринимающих вертикальные нагрузки; тормозных балок или ферм, воспринимающих поперечные горизонтальные нагрузки; узлов крепления крановых рельсов. При больших пролетах (24 м и более) и тяжелых кранах применяется подкраново-подстропильные фермы (рис. 2.14, г).

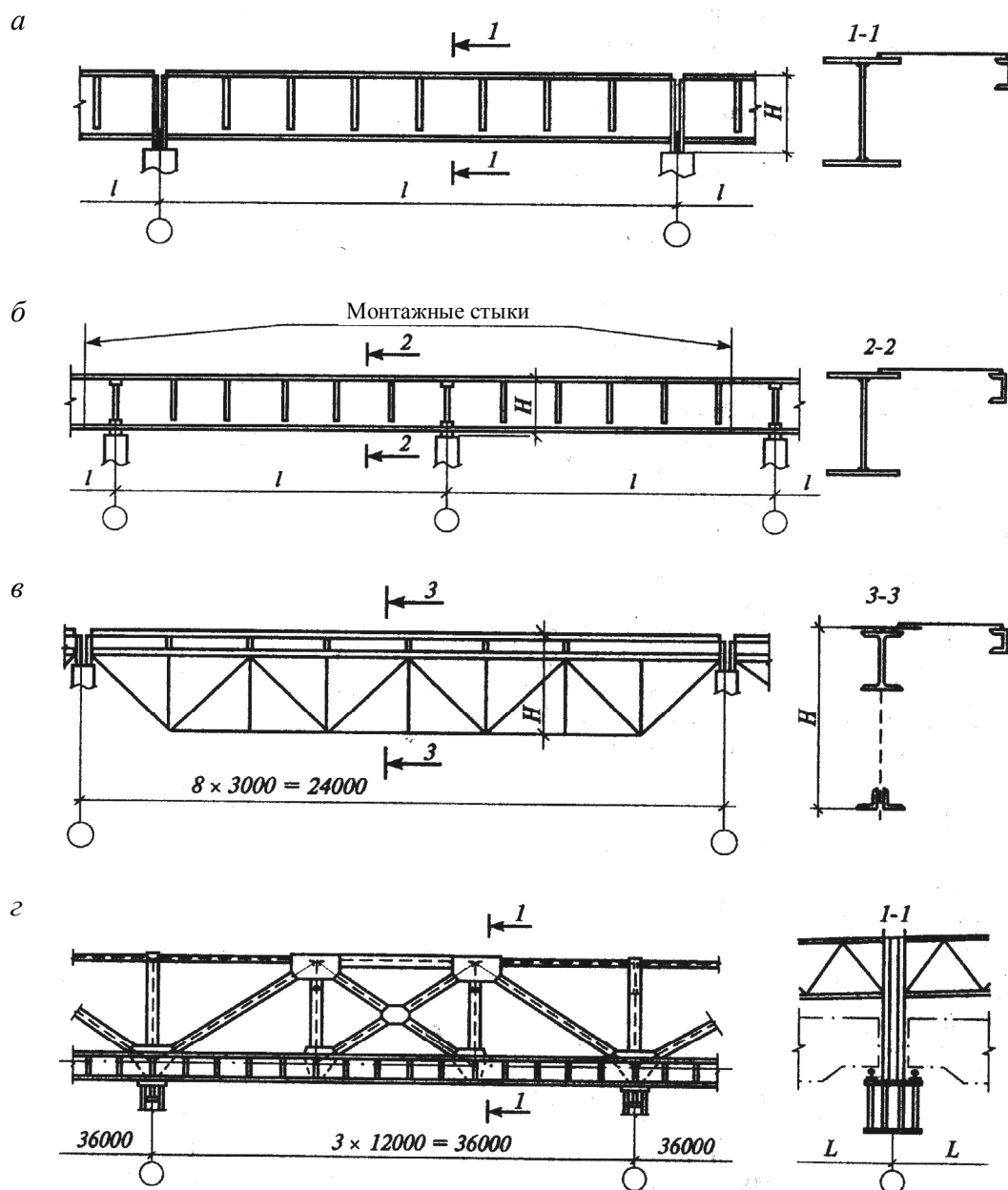


Рис. 2.14. Подкрановые конструкции для мостовых кранов

Прокатные двутавры (рис. 2.15, а) или сварные (рис. 2.15, б) используются при пролете 6 м и кранах грузоподъемностью до 50 т. Для больших пролетов и грузоподъемностей применяются сварные двутавровые балки с горизонтальной тормозной конструкцией (рис. 2.15, в). При кранах $Q < 50$ т рациональны балки составного сечения (рис. 2.15, г). Для снижения металлоемкости сварные двутавры могут быть бистальными.

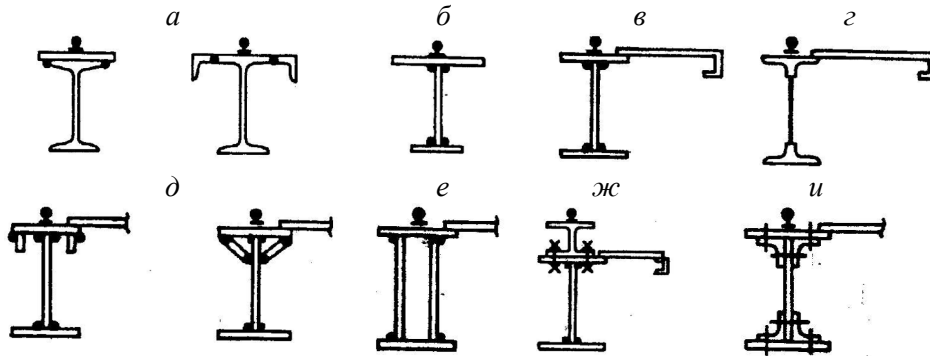


Рис. 2.15. Типы сечений прокатных балок

Для кранов тяжелого режима верхний пояс балок усиливают лямелями (рис. 2.15, д) или используют двустенчатые сечения (рис. 2.15, е). Повышения долговечности можно добиться, используя сменную верхнюю часть в виде широкополочного двутавра, прикрепляемого высокопрочными болтами к сварной двутавровой балке (рис. 2.15, ж). В особых случаях могут использоваться клёпаные балки (рис. 2.15, и).

При пролете подкрановой балки 12 м и более и кранах грузоподъемностью 50 т и более устанавливают специальные тормозные конструкции – балки или фермы в горизонтальной плоскости (см. разрезы 1-1–3-3 рис. 2.14). При ширине тормозных конструкций до 1,25 м используют тормозные балки со стечкой из рифлёного листа толщиной 6–8 мм. При большей ширине целесообразно применить тормозные фермы. План тормозных конструкций представлен на рис. 2.16. Здесь показаны варианты:

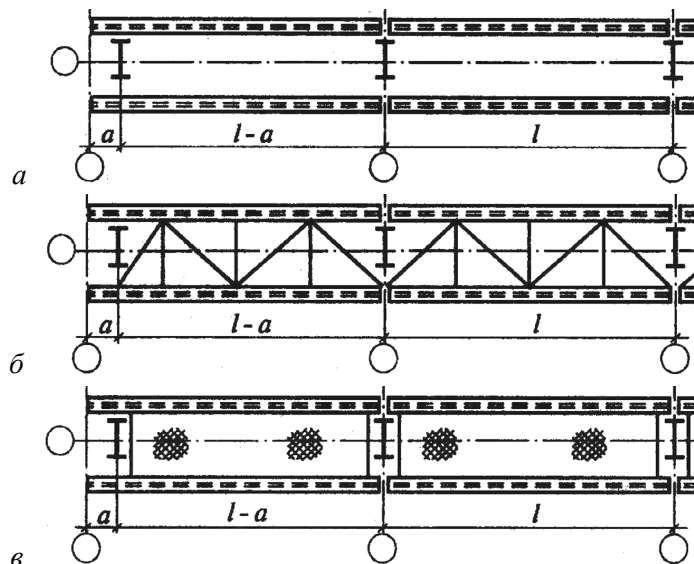


Рис. 2.16. Подкрановые конструкции по средним рядам колонн:
а – без тормозных конструкций; б – с тормозными фермами; в – с тормозными балками

Для подкрановых путей рекомендуется применять специальные крановые рельсы по ГОСТ 4121–96 или железнодорожные по ГОСТ 7414–75*. В табл. П.1.3 даны характеристики этих рельсов, а в табл. П.1.1 – рекомендации по их применению.

Подвесные краны (кран-балки) имеют небольшую грузоподъемность (до 5 т) и перемещаются по путям, прикрепляемым к стропильным фермам (рис. 2.17). Несущими элементами пути являются прокатные или составные балки (рис. 2.18). Они изготавливаются из специальных двутавров типа М ГОСТ 19425–74* или сварных составных сечений. Схема подвески подкрановой балки к фермам показана на рис. 2.18, д. Характеристики подвесных кранов приведены в табл. П.1.2.

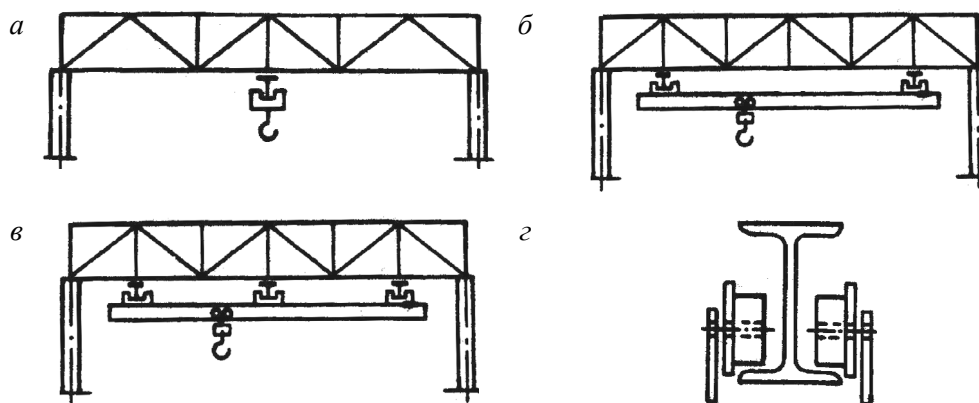


Рис. 2.17. Подвесное подъемно-транспортное оборудование:
а – тельфер; б – двухопорный кран; в – трехопорный кран; з – опирание катков на балку

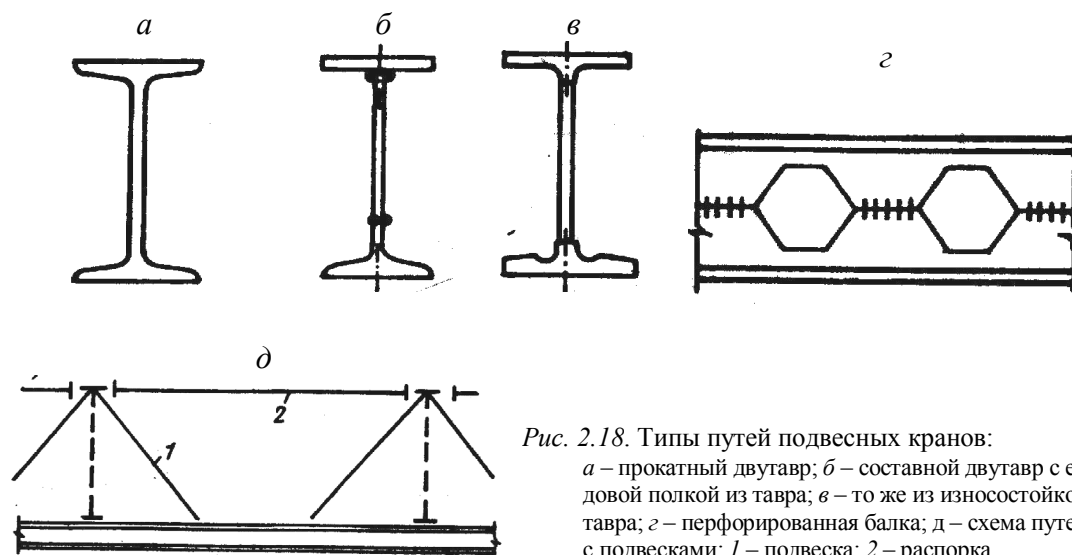


Рис. 2.18. Типы путей подвесных кранов:
а – прокатный двутавр; б – составной двутавр с ездовой полкой из тавра; в – то же из износостойкого тавра; з – перфорированная балка; д – схема путей с подвесками; 1 – подвеска; 2 – распорка

По концам подкрановых путей мостовых и подвесных кранов устраиваются упоры для фиксации предельного положения крана. Узел опирания подкрановых балок на колонну показан на рис. 2.19. Болты в опорных ребрах балок размещают на высоте не более $0,6H$ от низа опорного ребра. При опирании подкрановых балок на колонны в связевых панелях предусматриваются дополнительные закрепления с помощью горизонтальной пластины l толщиной 8 мм (рис. 2.20). Опирание балок разной высоты показано на рис. 2.21.

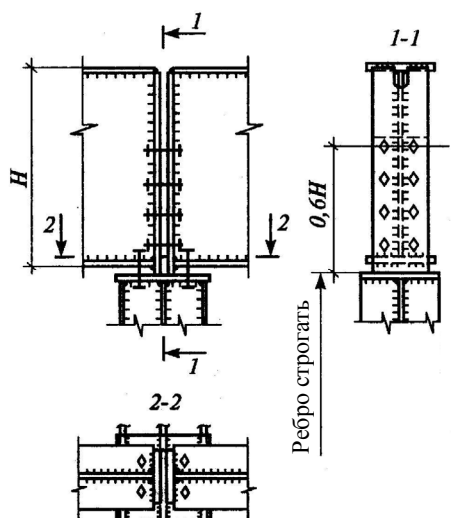


Рис. 2.19. Опираие подкрановых балок на колонну

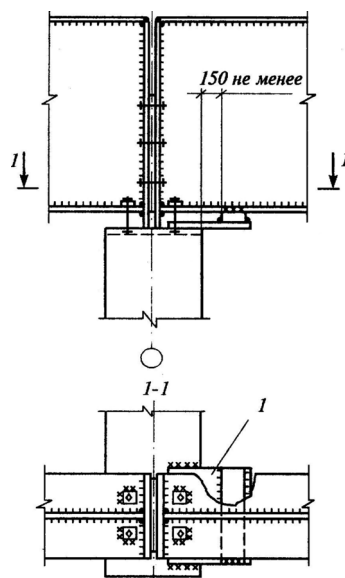


Рис. 2.20. Опираие подкрановых балок на колонну в связевой панели

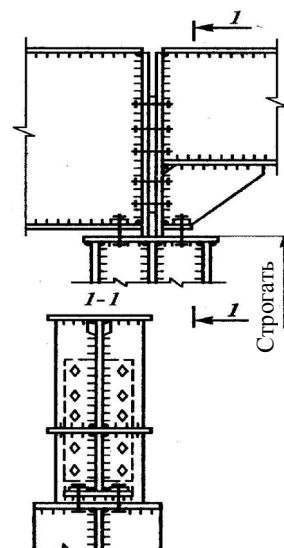


Рис. 2.21. Опираие балок разной высоты

Разработаны типовые серии подкрановых балок 1.426-1, 1.426-8, 1.426.2-7. В действующую серию 1.426.2-7 включено 6 выпусков, охватывающих разные подкрановые балки при шаге колонн 6 и 12 м для зданий пролетами от 9 до 36 м, оборудованных кранами грузоподъемностью от 1 до 500 т. В серии 1.426.2-5 разработаны подкрановые балки для объектов черной металлургии пролетами 12 и 24 м под краны специального назначения для групп режимов работы 7К и 8К пролетами от 18 до 36 м. Балки путей подвешного транспорта разработаны в выпуске 3 серии 1.426-1.

2.4. Стеновой фахверк

Фахверк каркаса стенового ограждения предназначен для восприятия нагрузок от стен и передачи их на основные конструкции каркаса и фундаменты. В зависимости от места расположения различают фахверк продольный, торцевой, фахверк внутренних стен и перегородок. В местах перепадов высот выполняют подвесной фахверк. Стойки подвешного фахверка крепят к стропильным или подстропильным фермам.

Стойки фахверка устанавливают в торцах здания, как правило, через 6 м, а для продольных стен – при шаге колонн 12 м и более. В высоких зданиях при легком стеновом ограждении и шаге основных колонн 12 м стойки фахверка могут не устанавливаться, при этом стеновое ограждение крепят к ригелям пролетом 12 м, прикрепленным к колоннам. В состав фахверка включают стойки, ригели, ветровые фермы и балки, а также связи. Конструктивные решения фахверка в основном определяются такими данными, как тип стенового ограждения, шаг колонн, наличие мостовых кранов, тип конструкции покрытия, наличие проемов, высота здания.

Стойки фахверка обычно опираются на фундамент шарнирно и крепятся к конструкциям основного каркаса в уровне покрытия, к тормозным конструкциям крановых путей, переходным площадкам и ветровым фермам. На рис. 2.22–2.24 даны примеры схем продольного и торцевого фахверка стен из железобетонных панелей. Применяют три основных типа стоек (рис. 2.25).

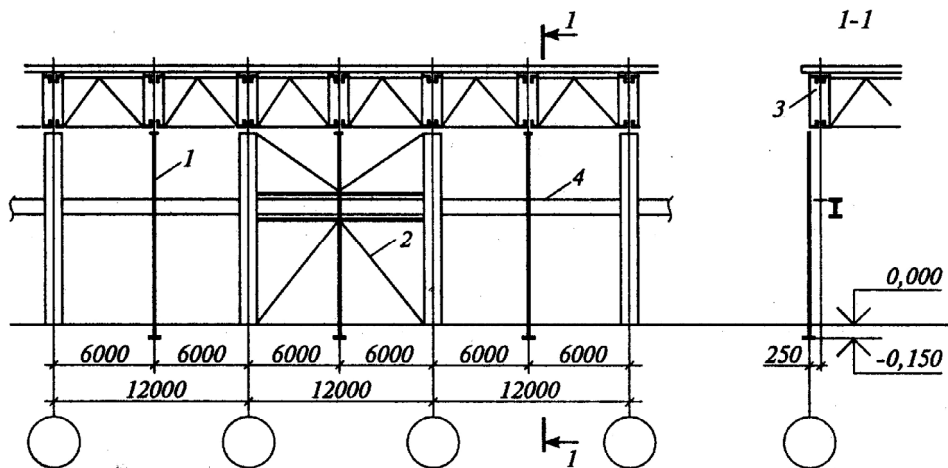


Рис. 2.22. Продольный фахверк в здании с мостовыми кранами при шаге ферм 6 м:
1 – стойка; 2 – связь; 3 – подстропильная ферма; 4 – подкрановая балка

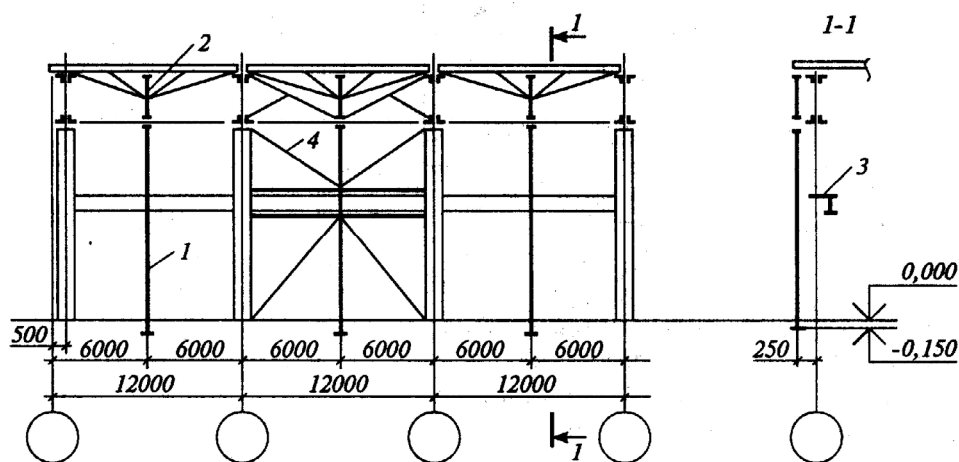


Рис. 2.23. Продольный фахверк в здании с мостовыми кранами при шаге ферм 12 м:
1 – стойка; 2 – надколонник; 3 – тормозная конструкция; 4 – связь

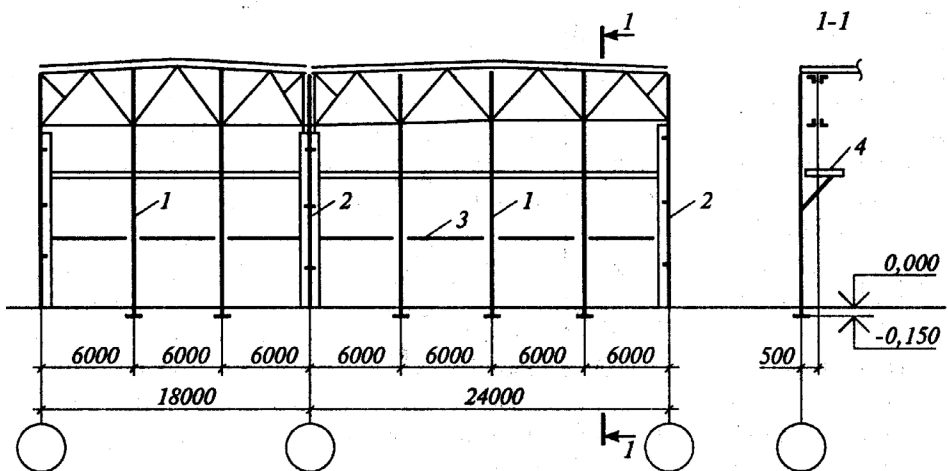


Рис. 2.24. Торцевой фахверк:
1 – стойка; 2 – приколонная стойка; 3 – распорка; 4 – переходная площадка

Тип *a* – стойка постоянного сечения. Рекомендуется во всех случаях, если это позволяет габарит в пределах конструкции покрытия.

Тип *б* – стойка ступенчатая с уменьшенным сечением в пределах конструкции покрытия.

Тип *в* – составная стойка. Включает основной ствол и оголовок в пределах высоты стропильных ферм, соединенных шарнирно. Раскрепляется в уровне верхних и нижних поясов стропильных ферм.

Стойки фахверка в зависимости от расчетных усилий и высоты выполняют из двутавров с параллельными гранями полок либо коробчатыми из гнутых замкнутых сварных профилей или горячекатаных швеллеров. В зданиях легкого типа для стоек целесообразно применять тонкостенные гнуто-сварные профили. По сравнению с горячекатаными, тонкостенные профили обладают более высокими геометрическими характеристиками при равных площадях поперечного сечения. На рис. 2.26 приведены различные типы сечений стоек фахверка. Для использования переходных площадок в качестве ветровых конструкций торцевого фахверка балки и настил смежных площадок соединяют между собой, превращая их в неразрезную горизонтальную балку, опорами которой служат подкрановые балки. Площадки опираются на кронштейны, прикрепленные к стойкам фахверка. Рассчитывают площадки на совместное действие вертикальной нагрузки на площадке и горизонтальной – от ветра. При отсутствии переходных площадок для промежуточной опоры высоких стоек торца здания выполняют ветровую ферму. Реакция ветровой фермы передается либо на подкрановые балки, либо на связи по колоннам.

В тех случаях, когда не предполагается в будущем расширение здания, торцевой фахверк целесообразно выполнять несущим, т. е. воспринимающим нагрузку от покрытия. При этом прогоны или панели покрытия опирают на обвязочные балки, установленные на стойки фахверка, а стойки раскрепляют в плоскости торца связями (рис. 2.27).

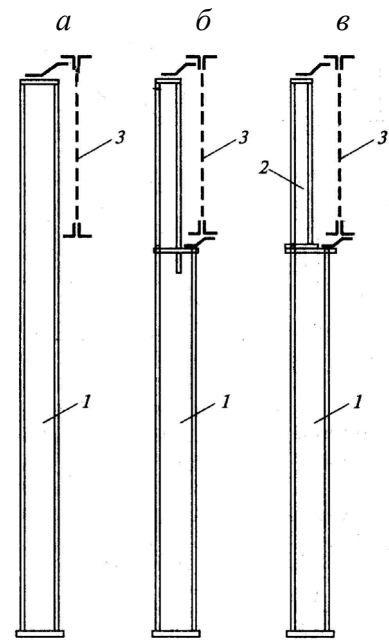


Рис. 2.25. Типы стоек фахверка:

a – стойка постоянного сечения; *б* – стойка ступенчатая; *в* – стойка составная; 1 – основная стойка; 2 – надколонник; 3 – стропильная ферма

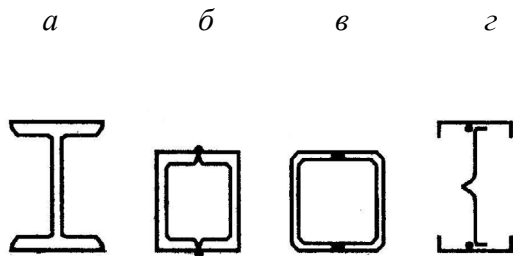


Рис. 2.26. Сечения стоек фахверка:

a – горячекатаный двутавр; *б* – коробчатое сечение из двух швеллеров; *в* – замкнутый гнуто-сварной профиль; *г* – открытый сварной профиль из тонкостенных холодногнутых элементов

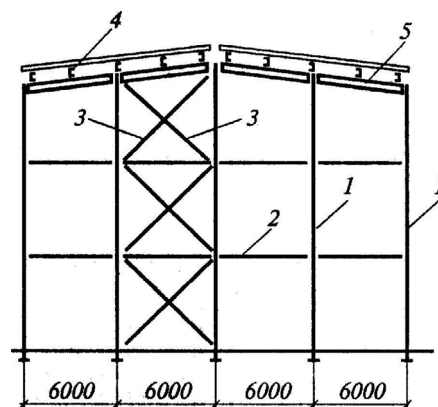


Рис. 2.27. Несущий фахверк:

1 – стойка; 2 – распорка; 3 – связи; 4 – прогон кровли; 5 – обвязочная балка

В коротких и высоких зданиях торцевой фахверк целесообразно включать в пространственную работу всего каркаса. Раскрепленный в плоскости торца системой связей (рис. 2.28) фахверк служит жесткой опорой для диска покрытия и принимает горизонтальные воздействия от ветра и кранов. Это позволяет уменьшить изгибающие моменты и расчетную длину основных колонн и повысить жесткость каркаса в целом.

В торцах здания по осям основных колонн устанавливают приколонные стойки. Ввиду ограниченного габарита их выполняют коробчатого сечения и раскрепляют к основным колоннам. На рис. 2.29 приведены примеры решения крепления приколонных стоек к сплошностенчатым и решетчатым колоннам.

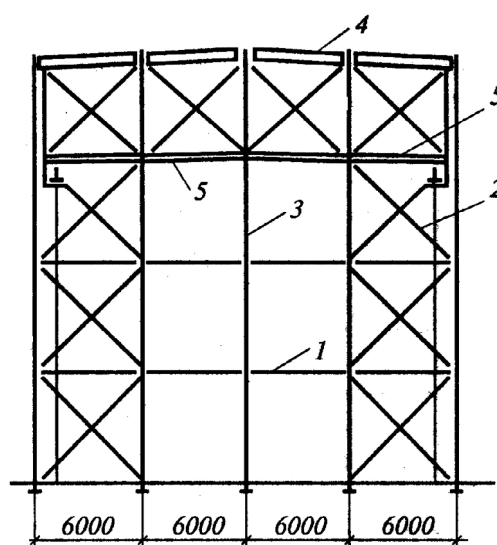


Рис. 2.28. Примеры решения торцевого фахверка, образующего жесткую диафрагму:

1 – распорка; 2 – связь; 3 – стойка; 4 – ригель покрытия; 5 – распорка связей в уровне торцевой балки

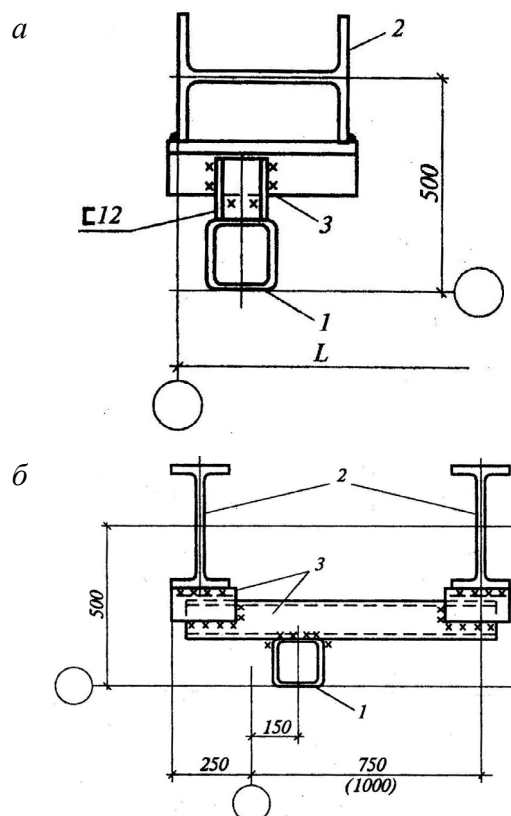


Рис. 2.29. Примыкание приколонных стоек торцевого фахверка:

а – при сплошностенчатых колоннах; б – при решетчатых колоннах; 1 – стойка; 2 – колонна; 3 – крепежный элемент

В практике строительства принято различать два типа ригелей фахверка:

– несущие, воспринимающие нагрузку от веса стены и горизонтальные воздействия (ветер, сейсмические силы);

– ветровые, воспринимающие только горизонтальные нагрузки.

На рис. 2.30 приведена схема фахверка стен для трехслойных металлических панелей. Ригели располагают по высоте через 2,4 м, что соответствует несущей способности панелей на ветровые нагрузки. Ригели, воспринимающие горизонтальные и вертикальные нагрузки (надоконные, подоконные и в местах стыков панелей), выполняют коробчатого сечения из гнуто-сварных профилей. Рядовые ригели, воспринимающие только ветровую нагрузку, и цокольные выполняют из швеллеров.

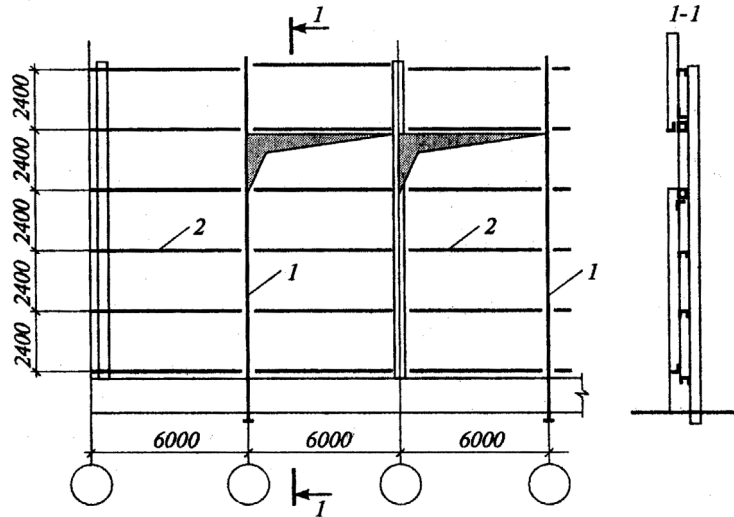


Рис. 2.30. Фахверк стен для трехслойных металлических панелей:
1 – стойка; 2 – ригель

Ригели для стен из волнистых асбестоцементных листов выполняются из швеллеров. Типы сечений ригелей показаны на рис. 2.31. Для уменьшения изгибающего момента от веса стены с помощью тяжей устраивают промежуточную опору ригелей (рис. 2.32). Для фиксации опор подвески раскрепляют с помощью шпренгеля, включающего тяжи и стойку между ригелями. Ветровые ригели самонесущие, в том числе кирпичных стен, крепят к колоннам и стойкам так, чтобы была обеспечена свобода перемещения их по вертикали при усадке кладки (рис. 2.33).

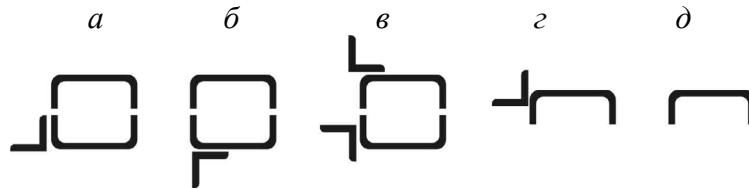


Рис. 2.31. Сечения ригелей фахверка для стен из трехслойных металлических панелей:
а – надоконный; б – подоконный; в – стыковой; г – цокольный; д – рядовой

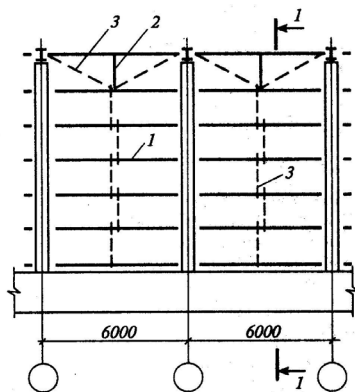


Рис. 2.32. Фахверк для стен из волнистых асбестоцементных листов:
1 – ригель; 2 – распорка; 3 – подвеска

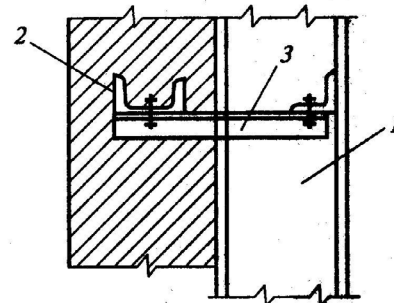


Рис. 2.33. Крепление ветрового ригеля кирпичной стены к колонне:
1 – стойка; 2 – ригель; 3 – распорка

Крепление стоек фахверка к конструкциям покрытия предусмотрено посредством гибких пластинок толщиной 8–10 мм, не препятствующих вертикальным перемещениям стропильных конструкций и раскрепляющих стойки в горизонтальной плоскости (см. рис. 2.3) к жесткому диску покрытия в уровне верхнего пояса стропильных ферм и к связям в уровне нижнего пояса стропильных ферм. Если положения стойки и узла горизонтальных связей покрытия не совпадают, реакцию стойки передают в узлы связей посредством распределительных балок или шпренгеля.

2.5. Стены, окна, двери, ворота

В промзданиях применяются железобетонные, ячеистые и легкобетонные стеновые панели. По положению в стене они подразделяются на рядовые, угловые, перемычечные, усиленные для восприятия нагрузки от оконных заполнений. Железобетонные плоские панели для неотапливаемых зданий изготавливаются по серии 1.432-5. Номинальные размеры: длина 6 м, толщина 70 мм, высота – 0,9; 1,2; 1,8 м. Угловые панели удлиняются на 0,1 и 0,35 м для привязки стен «0» и «250».

Легкобетонные панели по этой же серии применяются в отапливаемых зданиях при шаге колонн 6 м и той же номинальной высоте. Толщина панелей 160, 200, 240 и 300 мм. Объемная масса при ячеистых бетонах 700–800 кг/м³, при керамзитобетонах – 900–1200 кг/м³.

Железобетонные ребристые панели по серии СТ-02-19/68 применяются в неотапливаемых зданиях при шаге колонн 12 м. Толщина их контурных ребер 300 мм, полки – 30 мм, номинальная высота 1,2; 1,8; 2,4 м. Вертикальные ребра с закладными деталями идут с шагом 2 м по длине панели.

Легкобетонные панели из керамзитобетона объемной массой 1000–1100 кг/м³ изготавливаются по серии 1.432-3 и применяются для отапливаемых зданий при шаге колонн 12 м. Толщина этих плоских панелей 200, 240 и 300 мм (рис. 2.34, а). Перемычечные панели усилены со стороны примыкания оконных заполнений горизонтальными ребрами (рис. 2.34, б).

Стеновые панели могут быть навесными и самонесущими. В навесных стенах панели над оконными проемами и внизу ярусов на глухих участках опираются на консоли колонн (рис 2.5, а). Высота первого яруса в зависимости от собственной массы и несущей способности панели 12–24 м, высота последующих ярусов 4,8–6 м. Нижняя панель первого яруса опирается на фундаментную балку.

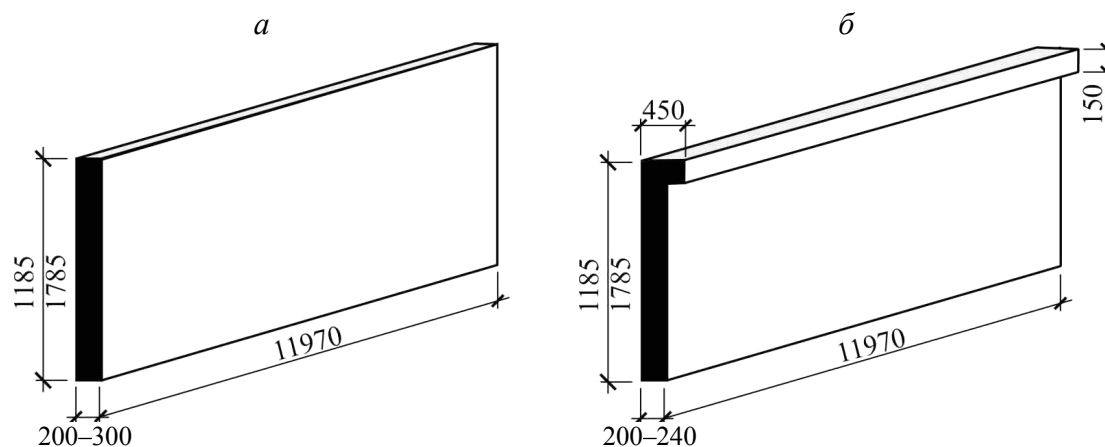


Рис. 2.34. Легкобетонные панели по серии 1.423-3

Металлические стены по способу устройства делятся на стены послойной (поэлементной) сборки и панельные стены. Стена послойной сборки представляет собой конструкцию, состоящую из наружной и внутренней обшивки в виде стальных профилированных листов, среднего теплоизоляционного слоя из минераловатной плиты, пароизоляции с внутренней стороны стены и противоветрового барьера. В качестве пароизоляции и ветрозащиты используются мембраны «Тайвек», «Изоспан» и т. п.

Достоинства конструкций поэлементной сборки: отсутствие стыков на всю толщину стены, возможность обеспечения непрерывности утеплителя, проще решаются узлы примыкания стен к проемам. При поэлементной сборке к колоннам каркаса крепятся ригели стенового фахверка. К ним в вертикальном положении – внутренняя обшивка. К внутренней обшивке с помощью кляммер и обрешетки из гнутых уголков крепится плитный утеплитель. Снаружи к этой обрешетке с помощью самонарезающих болтов крепится обшивка. Устройство стены при листовой сборке показано на рис. 2.35.

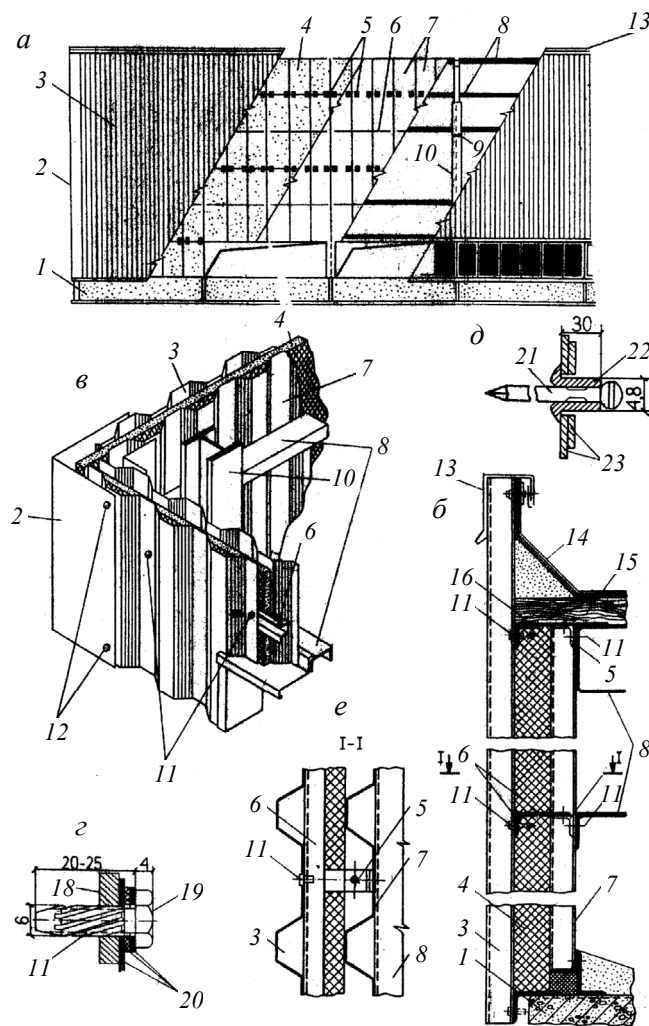


Рис. 2.35. Стена, собираемая поэлементно из металлических листов и плит утеплителя:

a – фасад; *б* – продольный разрез; *в* – угол стены; *г* – самонарезающий болт; *д* – комбинированная заклепка; *е* – разрез ограждения (в плане); 1 – цокольная панель; 2 – погонажный профиль; 3 – наружная обшивка; 4 – плиты утеплителя; 5 – кляммеры из уголков; 6 – обрешетка из уголков; 7 – внутренняя обшивка; 8 – ригели; 9 – опорный столик; 10 – колонна; 11 – саморезы; 12 – комбинированные заклепки; 13 – парапет; 14 – кровельный ковер; 15 – противопожарный пояс; 16 – утепляющая прокладка; 17 – стержень болта; 18 – несущий элемент обвязки; 19 – головка болта; 20 – шайбы; 21 – стержень заклепки; 22 – сплюсываемый конец; 23 – кромка стального листа

На строительной площадке могут быть изготовлены стальные трехслойные панели. Устройство таких панелей, разработанных Промстройпроектом, показано на рис. 2.36.

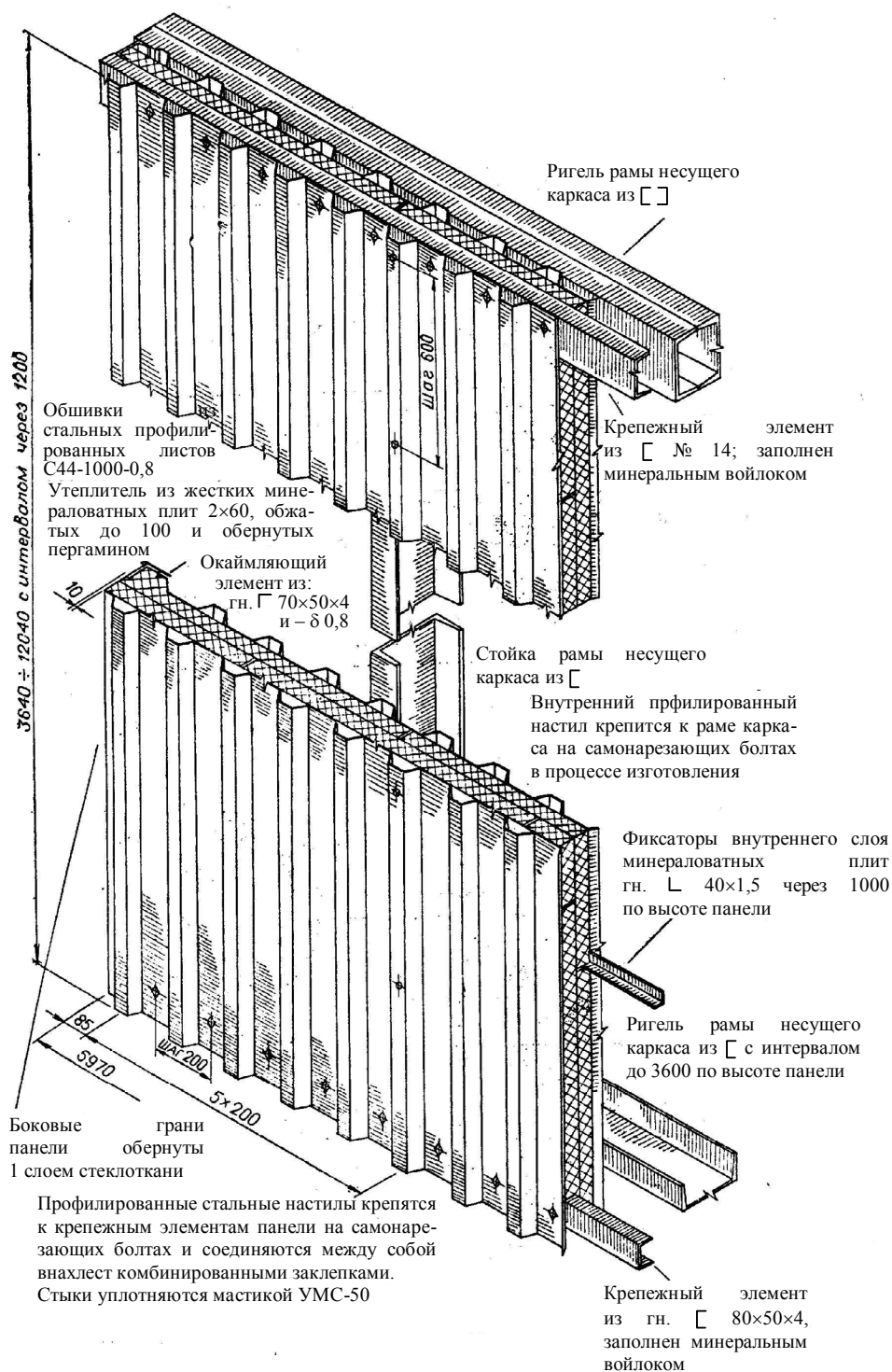


Рис. 2.36. Трехслойная стеновая панель

Стальные трехслойные панели типа сэндвич изготавливаются на заводе. Устройство сэндвич-панелей показано на рис. 2.37. Толщина минераловатного утеплителя от 50 до 200 мм.

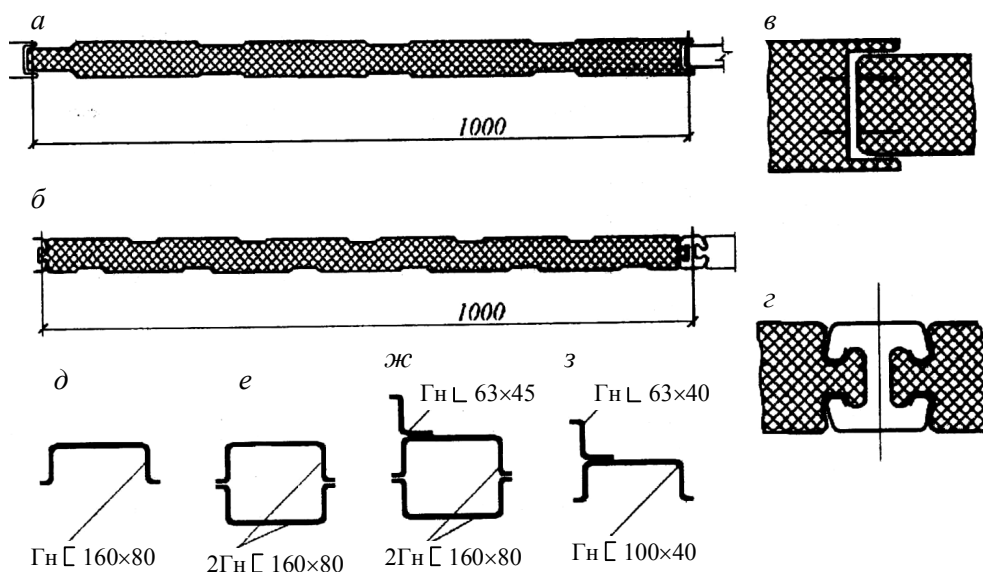


Рис. 2.37. Стеновые панели:

a – сечение панели типа 1; *б* – то же типа 2; *в* – стык стеновых панелей типа 1; *г* – то же типа 2; *д–з* – сечения ригелей; *д* – ригель рядовой; *е* – то же опорный, *ж* – то же стыковой; *з* – то же цокольный

Рядовые панели имеют ширину 1 м и высоту от 2,4 до 7,2 м с градацией 300 мм. Для углов здания изготавливают специальные угловые панели. Для крепления панелей между колоннами устанавливают горизонтальные стальные ригели фахверка (рис. 2.37). Они воспринимают ветровую нагрузку, а опорные ещё и вес панелей.

Расстояние между ригелями по высоте назначают от 1,8 до 3,6 м. Панели крепят к ригелям самонарезающими болтами $d = 8$ мм. Стыки между панелями заполняют прокладками из эластичного материала. Цоколь стены на высоту не менее 0,9 м делают из легковесных панелей.

В неотапливаемых зданиях могут применяться ограждения из волнистых асбестоцементных листов усиленного профиля. Длина листов 2,8 м, ширина листов 1 м, амплитуда волны 167 мм, высота волны 50 мм, толщина листа 8 мм. Нахлестка от 100 мм. Листы крепятся к швеллерным ригелям фахверка крюками с резьбой на конце для болта М8.

Кирпичные навесные стены применяются редко. При их устройстве кирпичная кладка опирается на обвязочные балки над оконными проемами. К колоннам каркаса кирпичные стены крепятся гибкими связями (стальные анкера диаметром 10–12 мм, заделанные в кладку на 300 мм).

Светопрозрачные ограждения в стенах зданий имеют вид окон, лент и витражей. Они изготавливаются из стекла или стеклопластика, из стеклоблоков и стеклопакетов. По числу рядов остекления их устраивают одинарными, двойными и тройными. Крепление стекол в переплетах осуществляется с помощью уголков 20×3 и резиновых прокладок.

По серии ПР-05-50/71 изготавливаются стальные оконные панели с номинальными размерами по фасаду 6×1,2 и 6×1,8 м. При высоте проема до 20 м они устанавливаются непосредственно друг на друга и скрепляются болтами М12. При большей высоте в заполнение вводится ригель из прокатных профилей. Общий вид панели показан на рис. 2.38.

Оконные панели к колоннам подвешиваются на крепежных уголках, аналогичных применяемым для стеновых панелей. С крепежными уголками они соединяются болтами М12.

До настоящего времени широко применяются стальные оконные переплеты по ГОСТ 8126–56 с глухими открывающимися створками. В оконных проемах высотой до 3,6 м

переплеты крепят к стальным стойкам – импосту, установленному через 1,5–2 м. В проемах высотой 4,8–6 м устанавливают верхнюю обвязку, а если их высота больше 6 м, то и нижнюю обвязку. Проемы выше 7,2 м должны иметь горизонтальные ветровые ригели.

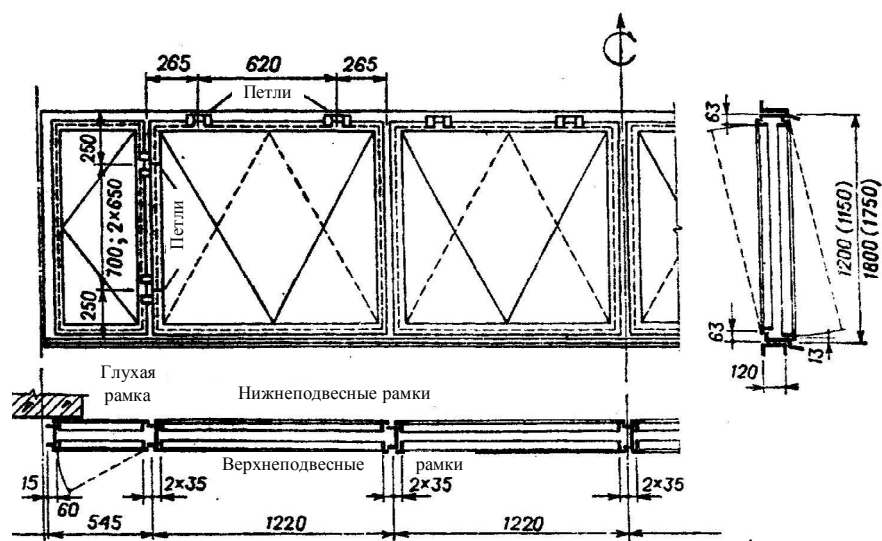


Рис. 2.38. Стальная оконная панель

По серии 2.436-5 изготавливаются оконные заполнения из стекора (стекло коробчатое) и стеклоблоков. Стекор имеет профиль швеллера, двойного швеллера и коробчатого типа (рис. 2.39). В неотапливаемых зданиях применяют стекло швеллерного типа, в отапливаемых – коробчатого.

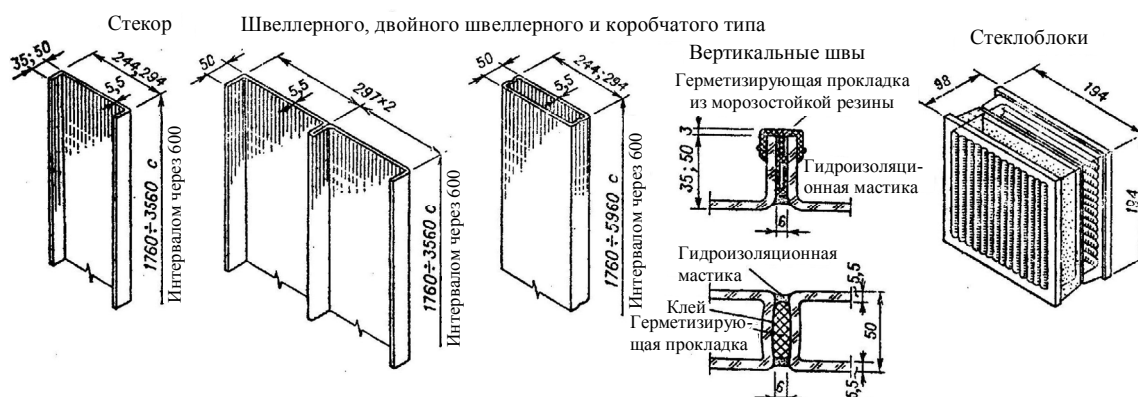


Рис. 2.39. Светопрозрачные стеновые ограждения

Высота ограждения при швеллерном сечении допускается 1,8–3 м; при коробчатом – от 2,4 до 6 м. При сплошном ленточном остеклении высотой до 15,6 м в проемах устанавливают стальные ригели, подвешенные к панелям-перемычкам с помощью стальных тяжей.

При заполнении проемов профильное стекло опирают на эластичные прокладки и закрепляют стальной обвязкой по контуру из уголков. Более индустриальное решение – панели из профильного стекла. Они состоят из металлической рамы, заполненной профильным стеклом. Панели из профильного стекла опирают на монтажные столики и крепят к колоннам каркаса болтами. Швы заделывают упругими прокладками и герметизируют мастиками.

2. Несущие и ограждающие элементы каркаса

Двери применяют стальные и деревянные по ГОСТ 14624–84. Габариты дверных проемов по ширине 1–2,4 м, по высоте 1,8–2,4 м. Ворота предназначены для пропуска автотранспорта и железнодорожных составов. Ширина и высота ворот для автотранспорта: 3×3; 4×3; 4×3,6; 4×4,2 м; для железнодорожного транспорта 4,8×5,4 м.

По способу открывания ворота бывают:

- распашные (рис. 2.40, а);
- раздвижные (рис. 2.40, б);
- складывающиеся (рис. 2.40, в);
- подъемные (рис. 2.40, г);
- подъемно-секционные (рис. 2.40, д);
- подъемно-поворотные (рис. 2.40, е);
- шторные (рис. 2.40, ж);
- откатные, убираемые в «карман» (рис. 2.40, и);
- откатные, убираемые в помещение вдоль стен (рис. 2.40, к).

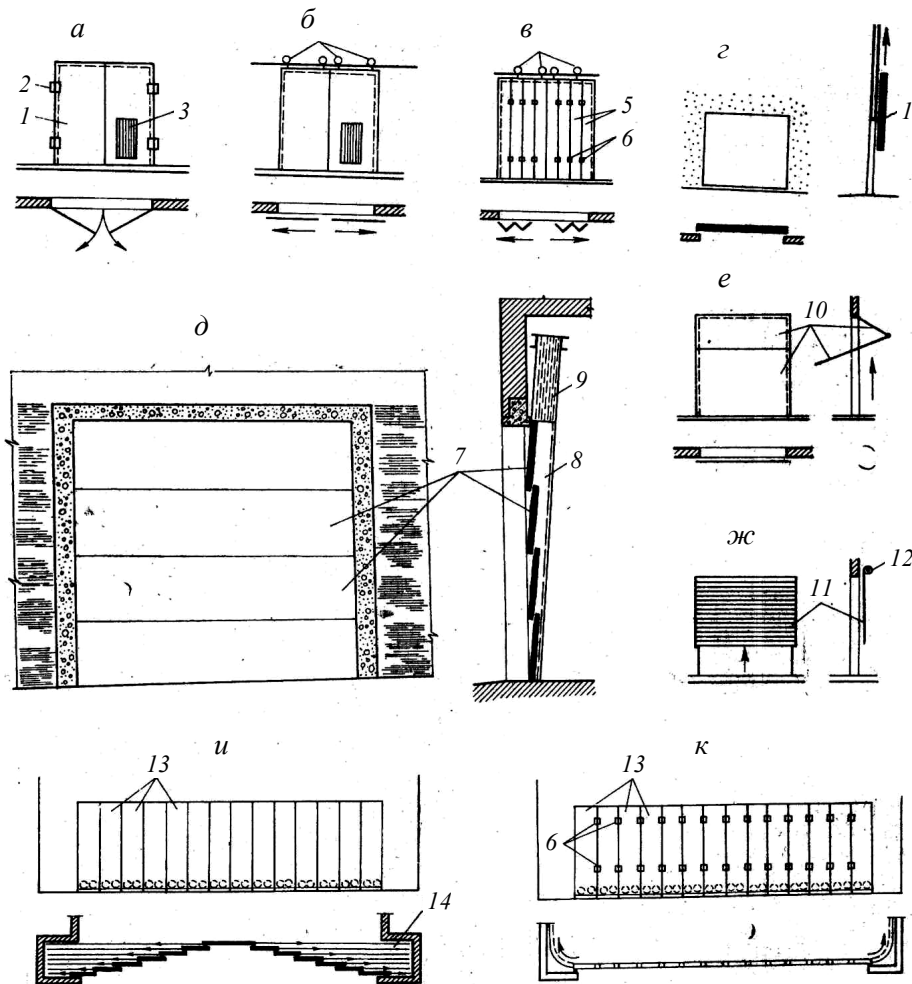


Рис. 2.40. Ворота промышленных зданий:

а – распашные; б – раздвижные; в – складывающиеся; г – подъемные; д – подъемно-секционные; е – подъемно-поворотные; ж – шторные; и – откатные, убираемые в «карман»; к – откатные, убираемые в помещения вдоль стен; 1 – полотно ворот; 2 – петли; 3 – калитка; 4 – ходовые ролики; 5 – узкие вертикальные створки, соединенные шарнирно; 6 – шарниры; 7 – подъемные полотна; 8 – стальная рама ворот; 9 – положение полотен при открытых воротах; 10 – складывающиеся полотна; 11 – шторное полотно; 12 – барабан для намотки штор; 13 – вертикальные створки; 14 – «карман» для створок

По серии ПР-05-36 изготавливаются двухпольные распашные и раздвижные деревянные ворота 4×4,2 м. По серии ПР-05-56 изготавливаются подъемно-секционные ворота 4,8×5,4 м с рамой из гнутых швеллеров, двухсторонней листовой обшивкой и плитным утеплителем. По серии ПР-05-57 для неотапливаемых зданий изготавливаются шторные ворота 4,8×5,4 м. Чертежи этих ворот можно найти в [42].

2.6. Покрытия и фонари

Покрытия (крыши) промышленных зданий классифицируют по следующим признакам:

- по теплотехническим свойствам (тёплые и холодные);
- по характеру опирания (прогонные и беспрогонные решения);
- по материалу конструкций (железобетонные, из стальных профилированных или асбестоцементных листов);
- по типу ограждения (для обычных и взрывоопасных производств с легкообрасываемым покрытием).

Основные элементы покрытия: несущий настил (железобетонные плиты, стальной профнастил), пароизоляция, теплоизоляция, выравнивающая стяжка, кровля. В настоящее время пенополистирольные утеплители применять не рекомендуется из-за высокой пожароопасности. Эффективны минераловатные плиты на базальтовой основе по ГОСТ 30244–94.

По серии 1.465-3; 7 изготавливаются железобетонные ребристые плиты при шаге стропильных конструкций 6 и 12 м. Ширина основных плит – 3 м, доборных 1,5 м. Высота продольных ребер 0,3 м для плит пролетом 6 м и 0,45 м – для плит 12 м. При установке плиты привариваются к стропильным фермам не менее чем в трех точках.

В промзданиях применяются кровли из рулонных материалов с битумной пропиткой. Рулонную кровлю составляют:

- защитный слой гравия толщиной 25 мм;
- трех-четырёхслойный рубероидный ковер;
- теплоизоляция;
- пароизоляция из слоя рубероида на битумной мастике БНК-5 или путем окраски горячим битумом по железобетонным плитам.

В последнее время рулонные кровли выполняются из двух слоев битумно-полимерного наплавленного материала: верхний слой с мелкозернистой защитной посыпкой, нижний – без посыпки. Нижний слой может наплавляться по теплоизоляции, по сборной стяжке из асбестоцементных плоских листов, по цементно-песчаной стяжке или по старой кровле (в случае проведения ремонтных работ). Верхний слой наплавляется непосредственно по нижнему. Широко применяются битумно-полимерные материалы «Унифлекс», «Техноэласт», «Биполь», «Бикрост», «Экофлекс» и др.

Также рулонные кровли могут изготавливаться однослойными из полимерных пленок-мембран, например Logicroof марок RP, R2P, SR, P, PMV. Такая полимерная пленка-мембрана имеет механическое крепление к несущей конструкции покрытия (железобетонным плитам или профлисту) при помощи специальных пластиковых держателей. Между собой кровельные листы соединяют горячей сваркой с использованием специализированного оборудования.

Решения узлов для проектирования кровель из наплавленных материалов и полимерных пленок-мембран разработаны ООО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ».

Покрытия на основе профилированного настила бывают трех видов: послойной сборки, трехслойные (сэндвич-панели) и двухслойные (монопанели). Конструкции послойной сборки

(рис. 2.41) монтируют на строительной площадке. Настил крепят к прогонам или фермам самонарезающими болтами через волну, а по концам настила крепят в каждой волне. Между собой по длине настилы соединяют комбинированными заклепками через каждые 500 мм.

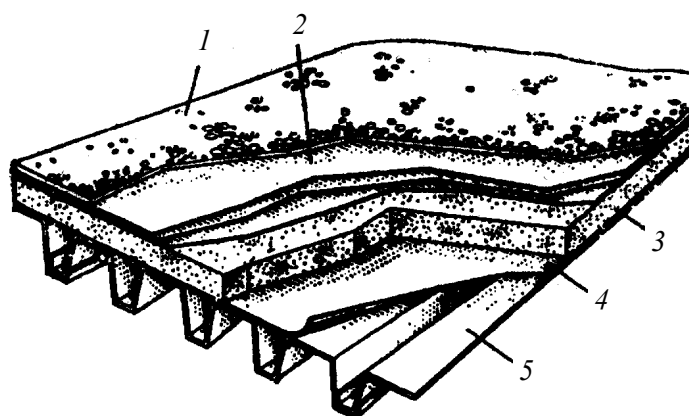


Рис. 2.41. Конструкция покрытия по профнастилу:

1 – защитный слой из гравия; 2 – гидроизоляционный ковер; 3 – утеплитель; 4 – пароизоляция; 5 – настил

Гидроизоляция в этом случае чаще всего рубероидная, а теплоизоляция – минераловатные или стекловатные плиты повышенной жесткости. При уклонах кровли более 5 % верхний слой можно выполнять из профнастила (рис. 2.42).

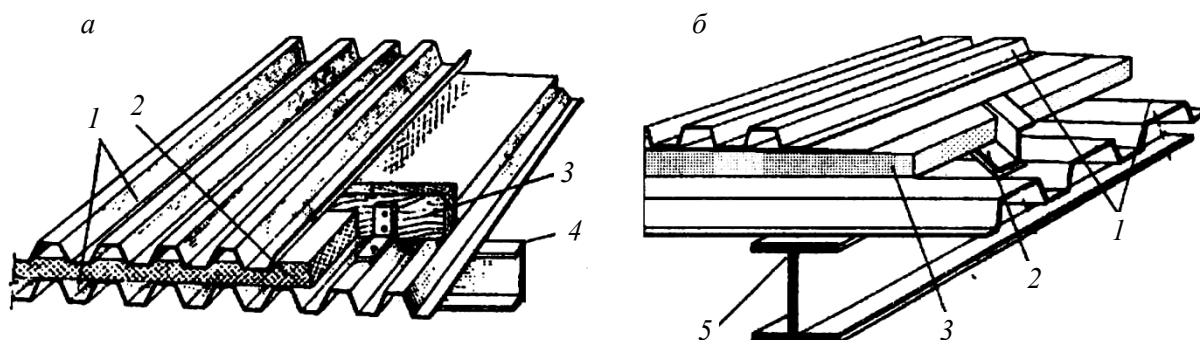


Рис. 2.42. Кровля из двойного профнастила:

а – по прогонам; б – по ригелям рамы; 1 – профнастил; 2 – утеплитель; 3 – прокладки из дерева или полимера; 4 – прогон; 5 – ригель рамы

Утепленные панели полной заводской готовности показаны на рис 2.43. Панели типа сэндвич применяют при уклоне кровли 1,5 %. Панель состоит из несущего стального профилированного листа, теплоизоляционного слоя и приформованного слоя гидроизоляции. Панели выпускают длиной 6 и 9 м.

При устройстве соединений панелей между собой и с прогонами в месте установки самонарезающего болта из гидро- и теплоизоляции высверливают цилиндр, который после установки болта вставляют на место и закрепляют с помощью горячей битумной мастики. После этого швы между панелями заклеивают полосами рубероида, наклеивают последующие слои гидроизоляционного ковра и устраивают защитный гравийный слой. Современные панели не требуют гравийной защиты. Швы между панелями заделывают полимерными полосами с приклейкой их специальными составами, которые используют также для установки на место высверленных цилиндров.

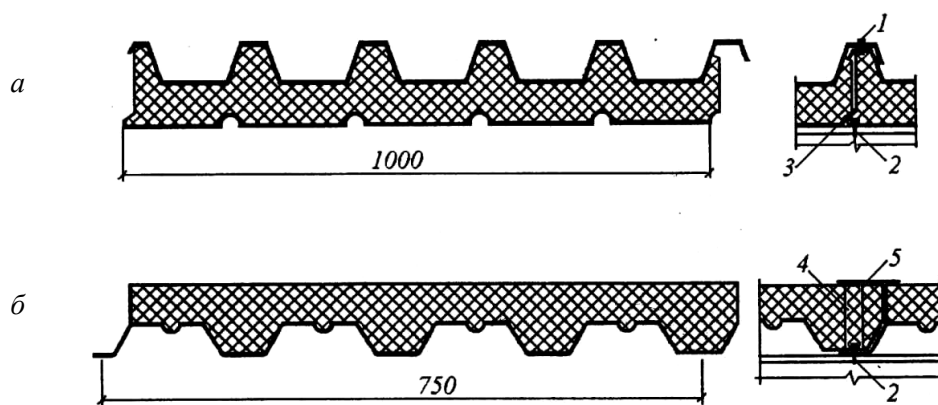


Рис. 2.43. Утепленные панели типа сэндвич и монопанель:

a – типа сэндвич; *б* – монопанель; 1 – комбинированная заклепка; 2 – самонарезающий болт; 3 – герметик; 4 – временное отверстие для установки болта; 5 – гидроизоляционная полоса

Существует множество других конструкций панелей: двухслойных и трехслойных, с каркасами и без каркасов.

Прогоны применяют в покрытиях с кровельными настилами из листовых плоских или профилированных элементов, перекрывающих пролет 1,5–3 м.

При шаге стропильных ферм 6 м применяют сплошные прогоны, которые выполняют из прокатных двутавров, прокатных или гнутых швеллеров. При шаге стропильных ферм 12 м применяют решетчатые прогоны, которые могут иметь различные конструктивные схемы (рис 2.44). Недостатком решетчатых прогонов является высокая трудоемкость изготовления, обусловленная большим числом элементов и узловых деталей. Поэтому наибольшее распространение получил трехпанельный прогон, верхний пояс которого выполнен из двух швеллеров, а элементы решетки – из одиночных гнутых швеллеров (рис. 2.44, б).

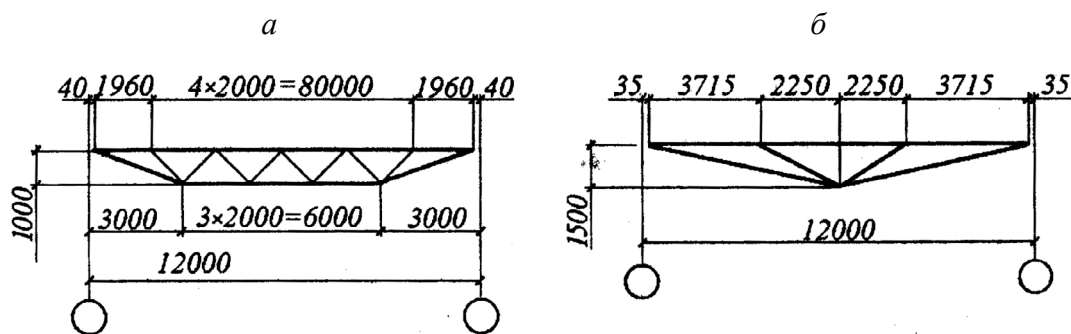


Рис. 2.44. Решетчатые прогоны

В производстве одноэтажных зданий чаще всего применяются светоаэрационные продольные фонари прямоугольного сечения с одинарным или двойным остеклением. Конструкция такого фонаря показана на рис 2.45.

По серии 1.464-11;13 светоаэрационные фонари разработаны для кровель по профнастилу и железобетонным плитам. Ширина их 6 и 12 м с одним ярусом переплетов высотой 1,8 м, а при ширине 12 м высотой 2×1,2 м. Фонари шириной 6 м устанавливаются при пролете ферм 18 м; шириной 12 м – над пролетами 24–36 м.

Основные элементы каркаса фонаря – стальные конструкции в виде фонарных панелей, фонарных ферм, торцевых ферм-панелей и связей. Связи по фонарям устраивают в среднем

и крайних шагах температурного отсека. Описание конструкции и детали фонарей можно найти в [42]. В зданиях с избыточным тепловыделением устраивают незадуваемые фонари. Они оборудованы ветрозащитными панелями с нижней горизонтальной подсветкой. Устройство таких фонарей системы КТИС, ПСК-2, Гипромез, разработанных по сериям ПК-01-68, ПК-01-93, представлено в [17, 37].

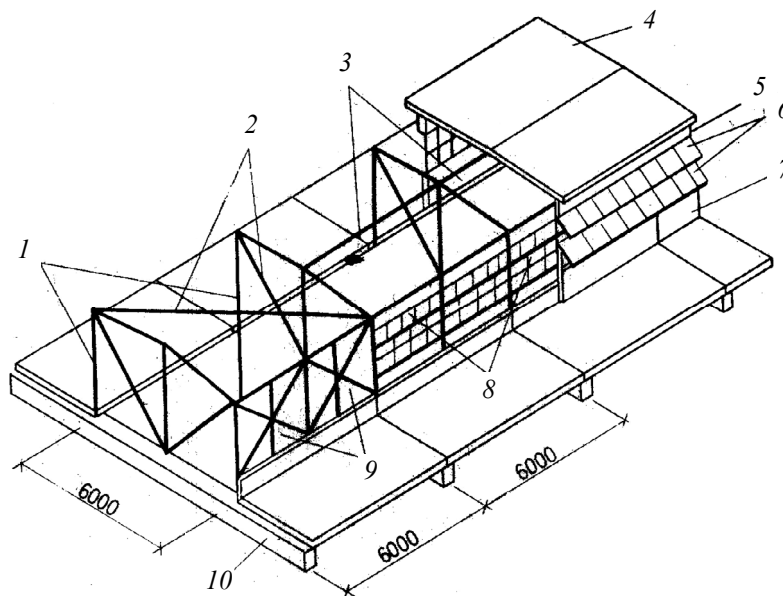


Рис. 2.45. Светоаэрационный фонарь:

1 – поперечные рамы фонаря; 2 – горизонтальные крестовые связи; 3 – распорки; 4 – покрытие; 5 – карнизная панель; 6 – остекленные переплеты; 7 – бортовая панель; 8 – фонарные панели; 9 – вертикальные крестовые связи

Светоаэрационные фонари перераспределяют снеговую нагрузку на стропильную ферму из-за образования «снеговых мешков» у перепада высот. В этом случае согласно СНиП 2.01.07–85* при расчете ферм следует учитывать дополнительные варианты загрузки (рис. 2.46).

Светоаэрационные фонари рассчитываются по шарнирно-стержневой схеме на нагрузки от веса покрытия и ограждений, снеговую и ветровую нагрузки. Ветровые нагрузки на торец фонаря воспринимаются связями. Все элементы фонаря рассчитываются на центральное сжатие или растяжение.

При использовании светоаэрационных фонарей увеличивается объем здания, повышаются расходы на отопление, затрудняется эксплуатация кровли. В последнее время для естественного освещения часто применяют светопрозрачные кровельные панели или зенитные фонари.

Световые зенитные фонари с куполами и сводами из органического стекла изготавливают по серии 1.464-1. Конструктивное решение их можно найти в [17].

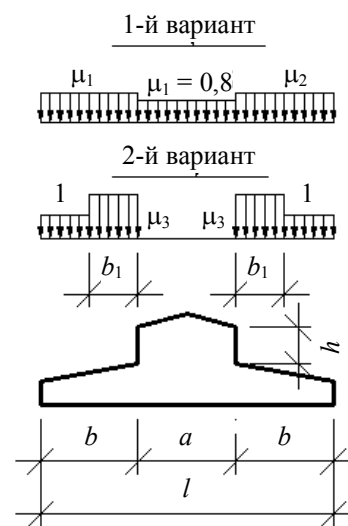


Рис. 2.46. Варианты загрузки снеговой нагрузкой вдоль фонаря

3. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА

Компоновка – это процесс создания схемы каркаса с установлением и взаимосвязкой основных размеров его элементов. В процессе компоновки устанавливаются генеральные размеры здания, места размещения температурных и деформационных швов, шаг поперечных рам и сетка колонн. Выбираются типы поперечной рамы и габариты её несущих конструкций (колонн, ферм, подкрановых балок).

Компонуется шатер с учетом типа кровельных конструкций, размещаются системы связей в пределах шатра и по колоннам. Разрабатывается фахверк торцевых стен, а при необходимости и продольного стенового ограждения. На каждом этапе эскизно прорабатываются основные узлы конструкций и их сопряжений.

Сетка колонн принимается в соответствии с заданием на проектирование с учетом размещения технологического оборудования, инженерных коммуникаций, транспортных проездов и архитектурно-планировочного решения. При этом следует учитывать требования унификации, изложенные в разд. 1. Сетка колонн должна быть увязана с размерами ограждающих конструкций.

При назначении продольного шага колонн должны учитываться следующие конструктивные и экономические соображения:

1. В однопролетном здании целесообразно принимать одинаковый шаг колонн и ферм, что исключает необходимость устройства подстропильных ферм.

2. При беспрогонном решении покрытия размер типовых крупнопанельных плит определяет величину шага ферм и колонн, равную 6 или 12 м.

3. При прогонном решении кровли с использованием профнастила или кровельных сэндвич-панелей шаг ферм определяется несущей способностью прогона, а при одновременном использовании такого стенового ограждения шаг колонн и ферм может отличаться от унифицированного размера.

3.1. Компоновка поперечной рамы

Исходными данными для компоновки поперечной рамы являются:

- пролет здания L ;
- грузоподъемность и тип мостового крана Q ;
- отметка головки кранового рельса d_r ;
- типоразмеры ограждающих конструкций (стен и покрытия);
- тип стропильных ферм, подкрановых балок и рельсов.

Предварительно расчетом устанавливают высоту подкрановой балки h_6 . Ориентировочно можно принять при шаге колонн 6 м $h_6 = 1000$ мм для кранов $Q \geq 32$ т; при шаге колонн 12 м для кранов 32 и 50 т $h_6 = 1500$ мм; для кранов $Q = 80$ и 100 т $h_6 = 1600$ мм; для кранов $Q \geq 150$ т $h_6 = 1800$ мм. Размеры крановых рельсов приведены в табл. 3.1, а сведения о мостовых опорных кранах по ГОСТ 6711–81 приведены в табл. П.1.1.

При компоновке поперечной рамы сначала определяют размеры по вертикали, потом по горизонтали. Для определения расчетной длины колонны необходимо знать отметку нижнего пояса фермы (рис. 3.1). Необходимая отметка

$$d_{\phi}^{\text{треб}} = d_r + H_k + \Delta_{\min},$$

где d_r – отметка головки рельса (табл. П.1.1); H_k – вертикальный габарит крана (табл. П.1.1); $\Delta_{\min} = 0,3$ м – минимальный зазор между фермой и краном.

Задавшись отметкой заглубления бетонного фундамента $d_6 = -0,5$ м, определим расчетную длину колонны как разницу между отметками фермы и колонны $l_k = d_f + |d_6|$.

Длина нижней части колонны от уступа до обреза бетонного фундамента в соответствии с рис. 3.1 будет

$$l_n = d_r + |d_6| - h_{п.б.р},$$

где $h_{п.б.р}$ – высота подкрановой балки и рельса. Их значения для крана заданной грузоподъемности приведены в табл. 3.1 и П.1.1.

Длина верхней части колонны $l_b = l_k - l_n$.

Привязка оси к наружной грани колонны $a = 0,25$ м. Ширина верхней части колонны из условия жесткости

$$h_b \geq 1/12 l_b$$

и принимается кратной 0,25 м.

Ширина нижней части колонны (рис. 3.1)

$$h_n = a + L_1,$$

где $L_1 = (L - L_{кр})/2$ ($L_{кр}$ – база крана дана в ГОСТ 6711–81* на краны и в табл. П.1.1).

При кранах грузоподъемности до 50 т включительно $L_1 = 0,75$ м.

При кранах большей грузоподъемности $L_1 = 1$ м. Зазор между боковым габаритом крана и внутренней гранью колонны (рис. 3.1)

$$c = h_n - h_b - B_1,$$

где B_1 – боковой габарит крана (см. в табл. П.1.1). Этот зазор должен быть больше необходимого по технике безопасности

$$c \geq c_{\min} = 0,075 \text{ м.}$$

На отметке d_f к колонне крепятся 2 стеновые панели высотой по 1,8 м каждая. Отметка верха стены $d_{ст}^b = d_f + 3,6$ м.

Ниже головки кранового рельса к колонне крепится еще 1 панель высотой 1,8 м. На нее опирается вышележащее остекление. Оконное и стеновое ограждение, расположенное ниже, опирается на фундаментную балку. Аналогично komponуется поперечная рама и при иной раскладке ограждающих и несущих элементов каркаса.

3.2. Размещение колонн в плане

Компоновка каркаса начинается с размещения колонн в плане. Ее принимают с учетом технологических, конструктивных и экономических факторов. Она должна быть увязана с размещением технологического оборудования и подземных коммуникаций. В многопролетных цехах колонны разных рядов устанавливают по одной оси с соблюдением требований унификации.

Привязка колонн крайних рядов к продольным разбивочным осям А и В (рис. 3.2) может быть нулевая, а также 250 или 500 мм. Если в здании нет кранов или грузоподъемность их менее 30 т при шаге колонн 6 м и полезной высоте до 16,2 м, рекомендуется нулевая привязка (рис. 3.2, а). При больших размерах каркаса рекомендуется $a = 250$ мм (рис. 3.2, б). Если возникает необходимость принять ширину верхней части колонны более 500 мм, используется привязка $a = 500$ мм.

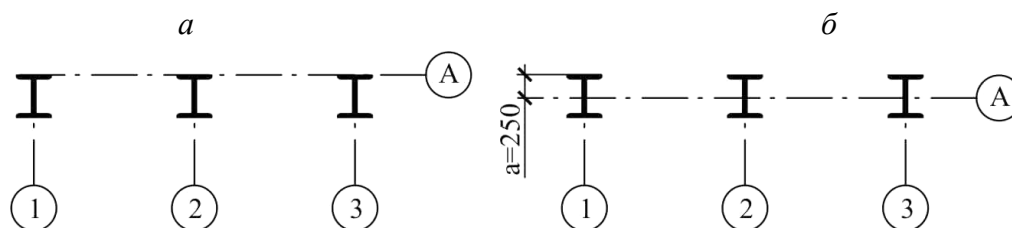


Рис. 3.2. Привязка колонн к продольным разбивочным осям

У торцов здания колонны обычно смещаются с модульной сетки на 500 мм для возможности использования типовых ограждающих конструкций (рис. 2.4 и 3.3). Длинные здания разделяются на отдельные блоки и отсеки поперечными и продольными температурными швами. В месте разрезки здания ставятся две колонны, смещенные с оси на 500 мм в каждую сторону (рис. 3.3).

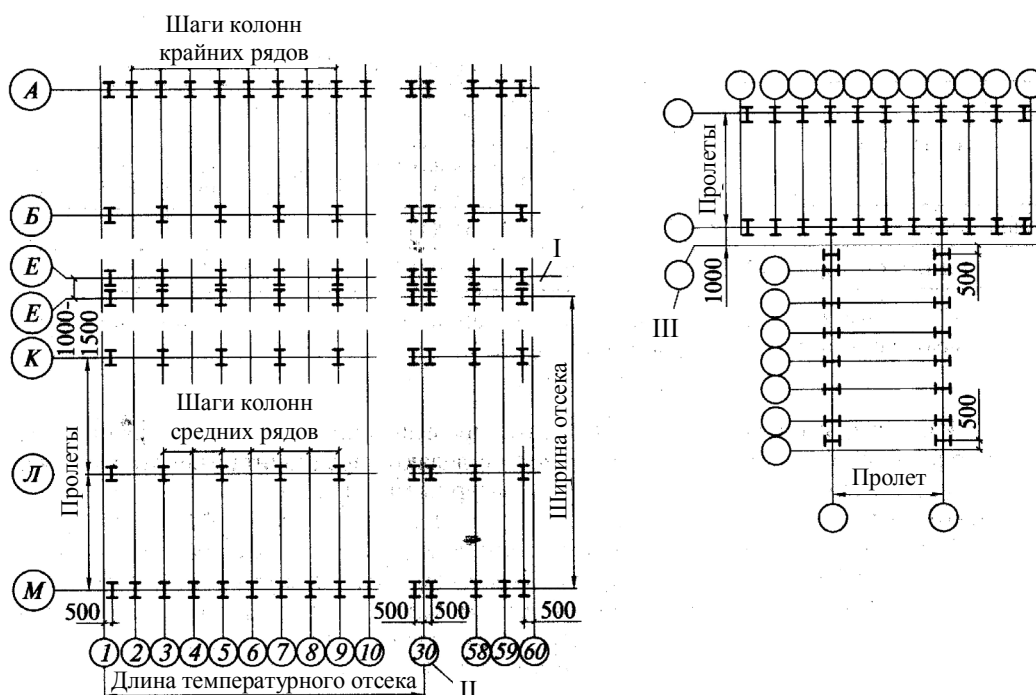


Рис. 3.3. Размещение колонн многопролетных зданий:

I, II – соответственно продольный и поперечный температурный шов; III – дополнительная разбивочная ось

Предельные размеры температурных блоков здания для стального каркаса зависят от температуры в период эксплуатации. Согласно табл. 44 СП 16.13330.2011 при температуре наружного воздуха до $-45\text{ }^{\circ}\text{C}$ длина температурного отсека не должна превышать 230 м для отапливаемого здания и 200 м для неотапливаемого или горячего цеха. При температуре ниже $-45\text{ }^{\circ}\text{C}$ эти размеры составляют соответственно 160 и 140 м.

3.3. Компоновка системы связей жесткости

Необходимо назначать системы горизонтальных связей по верхним и нижним поясам ферм, вертикальных связей – между колоннами и фермами. При наличии фонарей ставятся связи по фонарям.

Назначение связей:

- обеспечение пространственной жесткости каркаса;
- улучшение условий устойчивости ферм и колонн из плоскости рамы;
- восприятие некоторых внешних воздействий (ветер с торца здания, продольное торможение кранов);
- обеспечение надежного и удобного монтажа.

Далее приводятся принципы компоновки связей.

Связи, воспринимающие силовые воздействия, должны последовательно доводить эти воздействия до фундамента кратчайшим путем. Они не должны препятствовать температурным деформациям каркаса. Связи проектируются в виде горизонтальных или вертикальных ферм с параллельными поясами и решеткой. Угол наклона раскосной решетки должен быть близок к 45° . Связи следует компоновать в одних и тех же отсеках, образующих связевой блок.

Горизонтальные поперечные связи по фермам устанавливают в торцах здания или температурного отсека через 50–60 м (не реже). Продольные связи по нижним поясам ферм устанавливают только при наличии кранового оборудования вдоль фасадных осей здания. Они служат для обеспечения пространственной работы всего покрытия при действии местных крановых нагрузок.

Горизонтальные поперечные связи по верхним поясам создают жесткий диск покрытия. К этому диску примыкают прогоны, распорки или железобетонные плиты покрытия. Горизонтальные поперечные связи по нижним поясам ферм воспринимают ветровые нагрузки, передающиеся с торца здания (ветровые фермы). Они могут воспринимать продольное торможение кранов. Распорки уменьшают свободную длину нижнего пояса из плоскости фермы в период монтажа. Варианты связевых систем по покрытию представлены на рис. 3.4.

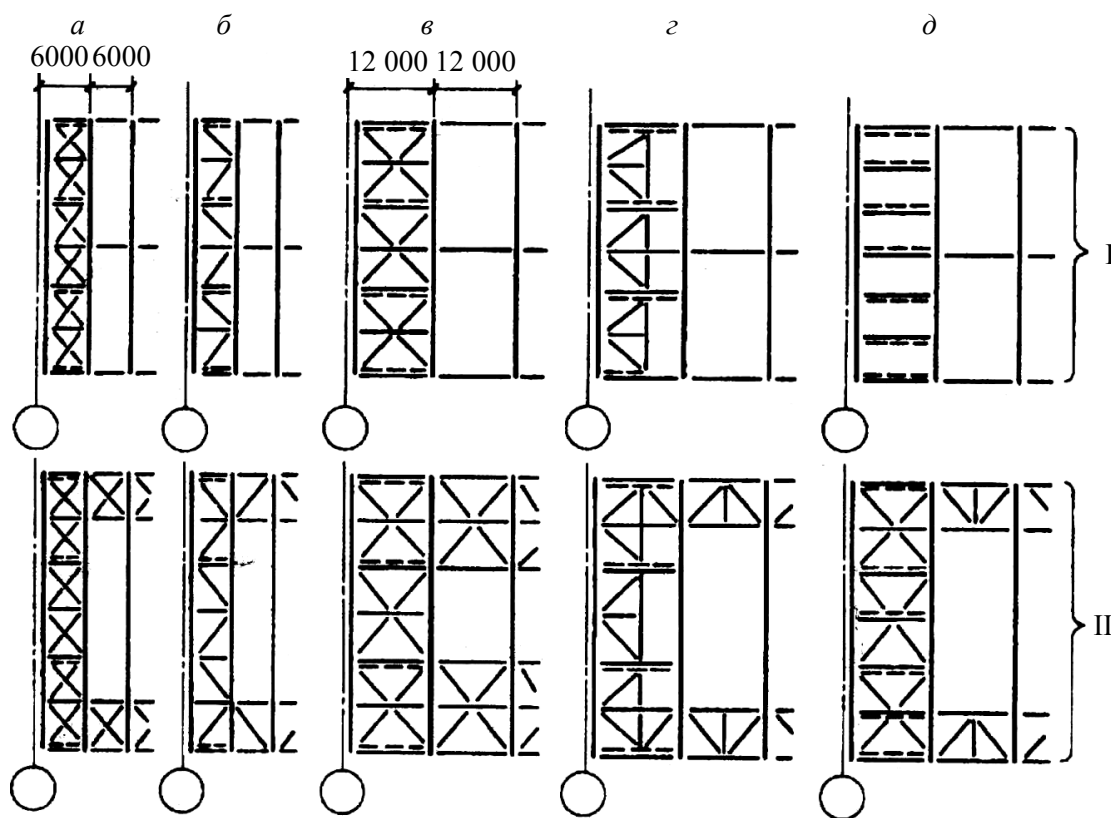


Рис. 3.4. Схема систем связей по покрытию:
I – по верхним поясам; II – по нижним поясам

Конструкция связей зависит от схемы и шага стропильных ферм. При шаге ферм 6 м применяют крестовую или треугольную решетку (рис. 3.4, а, б). Раскосы крестовой решетки работают на растяжение, а стойки – на сжатие. Раскосы проектируют из одиночных уголков, а стойки – из двух уголков крестового сечения. Элементы треугольной решетки могут быть сжаты и растянуты. Их проектируют из гнутых профилей.

При шаге ферм 12 м диагональные элементы связей между фермами (рис. 3.4, в) получаются очень тяжелыми и неудобными при монтаже. Поэтому устраивают дополнительные элементы между фермами так, чтобы раскосы вписывались в квадрат размером 6 м (рис. 3.4, г). Эти элементы приходится делать составного сечения или из гнутых профилей.

Вертикальные связи между фермами лучше выполнять в виде отдельных транспортабельных ферм. В плане связей на рис. 3.4, а–д вертикальные связи обозначены пунктиром.

В многопролетных цехах горизонтальные поперечные и вертикальные связи ставятся во всех пролетах. Продольные по нижним поясам – по контуру здания и средним рядам колонн через 60–90 м по ширине здания.

Вертикальные связи между колоннами обеспечивают пространственную жесткость каркаса, устойчивость колонн из плоскости рамы, воспринимают ветровые и крановые нагрузки вдоль цеха, обеспечивают развязку колонн при монтаже. Для выполнения этих функций необходимо создать хотя бы один жесткий диск по длине температурного блока. К нему прикрепляются продольные элементы (подкрановые балки, распорки, ригели фахверка). В состав жесткого диска входят две колонны и решетка. Схема жестких дисков показана на рис. 3.5.

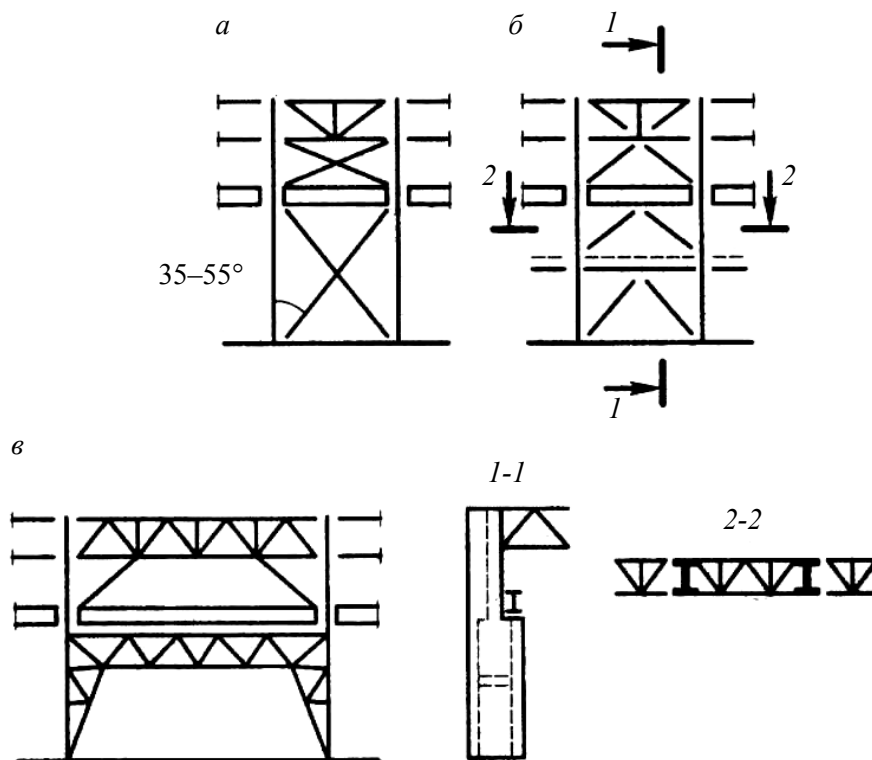


Рис. 3.5. Жесткие диски вертикальных связей

Решетка проектируется крестовой или треугольной с углами наклона 35–55° (рис. 3.5, а, б). При больших шагах колонн устраиваются порталные связи в виде двухшарнирной решетчатой рамы (рис. 3.5, в) с использованием в верхней части подстропильной фермы.

В колоннах постоянной высоты сечения, а также в надкрановой части ступенчатых колонн распорки и решетка располагаются в одной плоскости, а в подкрановой части и при больших высотах сечения колонны – в двух плоскостях (рис. 3.5, вид 1-1). При расположении вертикальных связей в двух плоскостях могут возникнуть крутящие моменты. Необходимо соединить их горизонтальными решетчатыми связями (рис. 3.5, вид 2-2). Схема размещения связей вдоль цеха показана на рис. 3.6. Пунктиром здесь показаны горизонтальные связи по фермам.

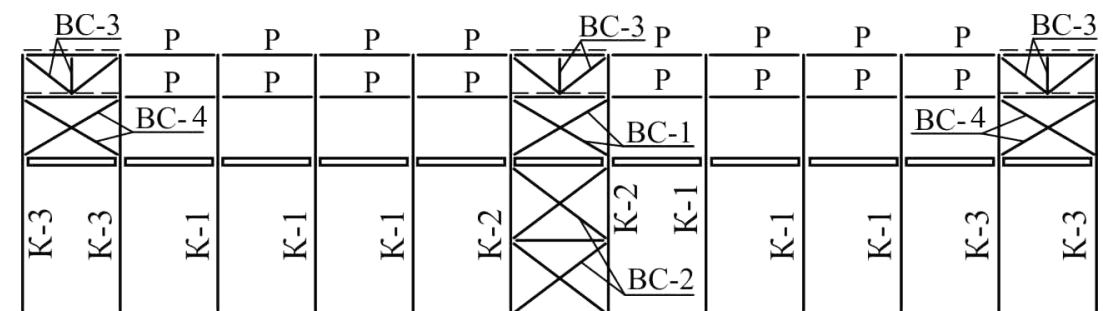


Рис. 3.6. Вертикальные связи по колоннам и фермам

В середине здания или температурного блока установлен связевой жесткий диск (ВС-1, ВС-2, ВС-3). Вместе с горизонтальными связями по фермам он опоясывает единым бандажом рамы поперечного каркаса. У торцов здания и температурного блока устанавливаются связи ВС-4 в надкрановой части колонны; в подкрановой части вертикальные связи не ставятся, чтобы не стесняли температурные деформации.

Вертикальные связи между колоннами ставят по всем рядам колонн здания в одних и тех же осях. При большой высоте колонн в подкрановой их части могут быть установлены дополнительные распорки для обеспечения устойчивости колонн из плоскости рамы.

Связи ВС-3 расположены в габаритах стропильных ферм. Вертикальные связи между фермами обеспечивают их проектное вертикальное положение, предохраняют фермы от опрокидывания в период монтажа. С помощью распорки (Р) к выверенному торцевому пространственному блоку стропильных ферм монтируют плоские фермы.

В легких покрытиях типа «Молодечно» профилированный настил, закрепленный по верхним поясам ферм, является жестким диском и обеспечивает неизменяемость покрытия в горизонтальной плоскости. Нижние пояса этих ферм развязаны из плоскости вертикальными связями и распорками, которые передают усилия с нижнего пояса на верхний диск покрытия.

При использовании серий типовых проектов следует связи жесткости компоновать согласно рекомендациям этих серий. Дополнительную информацию по компоновке систем связей жесткости можно найти в справочной литературе [35, 36], а также в разд. 15 актуализированной редакции СНиП II-23–81* (СП 16.13330.2011)

3.4. Компоновка стенового фахверка

Стеновой фахверк обязательно устанавливают в торцах здания. Стойки фахверка (СФ) опираются на фундамент и с помощью листового шарнира крепятся в уровне нижнего пояса фермы к горизонтальным связям (см. рис. 2.3). Размещение стоек торцевого фахверка должно быть увязано с узлами стропильной фермы.

3. Компоновка конструктивной схемы каркаса

Если по высоте есть горизонтальные площадки, то стойки фахверка опираются и на них. В высоких цехах для обеспечения устойчивости стоек фахверка в плоскости стены ставят распорки Р и вертикальные связи (рис. 3.7).

Если длина стеновых панелей меньше шага колонн поперечной рамы каркаса, стойки фахверка СФ устанавливаются и вдоль наружного ряда по фасаду здания (рис. 3.8). При самонесущих стенах и при панелях стен, равных шагу колонн поперечной рамы, стойки фахверка не ставят. Для крепления ворот устанавливаются воротные стойки и надворотный ригель. Размеры ворот стандартные. Проемы для них 3×3 м для автотранспорта, для железнодорожного транспорта – 4,7×5,6 м.

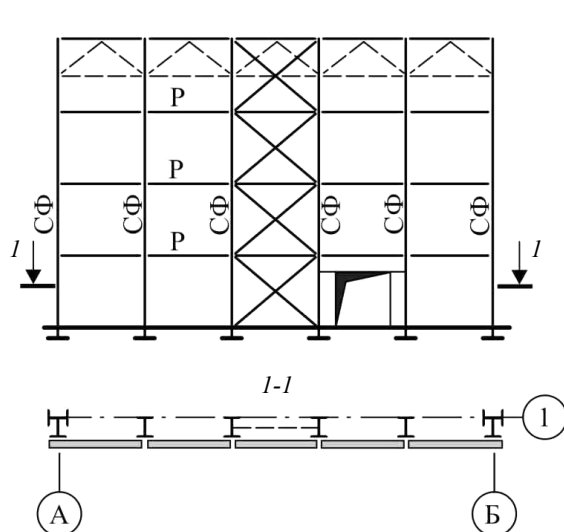


Рис. 3.7. Торцевой фахверк

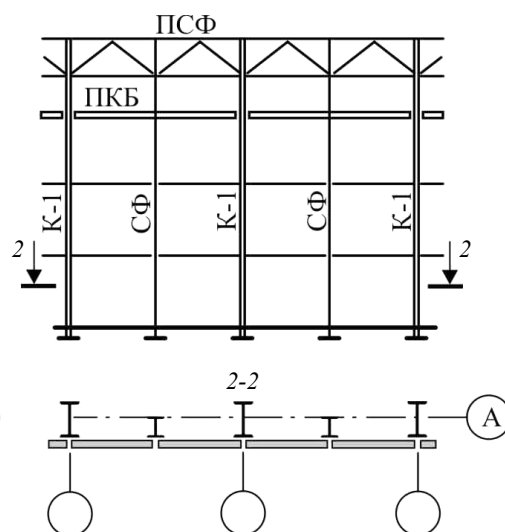


Рис. 3.8. Рядовой фахверк

При стеновых сэндвич-панелях по всем наружным стенам здания по колоннам ставят горизонтальные ригели фахверка и дополнительные элементы (импосты). Размеры импостов увязываются с оконными и дверными проемами.

4. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА

Действительная конструктивная схема каркаса – сложная пространственно-стержневая система (рис. 1.1). Для облегчения расчетов такой сложной конструктивной формы вводятся определенные упрощения и допущения, которые закладываются в расчетную схему. Расчетная схема с заданной степенью точности должна адекватно отражать работу каркаса.

Выбор расчетной схемы зависит от метода и способа расчета (вручную или с помощью компьютера), от возможностей программного обеспечения. Расчет, как правило, выполняют по недеформированной схеме. Узлы сопряжения и опирания элементов принимаются идеализированными (шарнир, жесткая заделка). Податливость креплений не учитывается. Эти погрешности практически не влияют на точность расчета.

Статический расчет каркаса сводится к расчету поперечной рамы (чаще всего плоской), которая рассчитывается отдельно. Учет пространственной работы каркаса при расчете плоских поперечных рам можно выполнить по рекомендациям [14, 12.3 и 35, 6.9]. С помощью ПЭВМ по программам для расчета пространственных стержневых конструкций можно выполнить более точный расчет каркаса. В этом случае в качестве расчетной схемы принимается пространственная стержневая система, состоящая из 5–7 плоских взаимосвязанных рам.

Поперечная рама каркаса чаще всего проектируется с жестким защемлением колонн в фундаменте. Фермы в многопролетных зданиях обычно проектируются с шарнирным опиранием на колонны; в однопролетных зданиях – как с шарнирным, так и с жестким сопряжением с колоннами. Шарнирное опирание проще при монтаже; жесткое – снижает металлоемкость.

При переходе от конструктивной к расчетной схеме вводятся следующие упрощения:

- элементы каркаса (фермы, колонны) заменяются сплошными стержнями эквивалентной жесткости;
 - ось ригеля совмещается с нижним поясом фермы, если опорный раскос восходящий; если опорный раскос нисходящий – с верхним поясом;
 - оси стоек совмещают с центрами тяжести верхнего и нижнего сечения колонны;
 - пролет рамы принимается по разбивочным осям;
 - в ступенчатых колоннах крайних рядов оси верхней и нижней частей стойки не совпадают, поэтому вводится дополнительный горизонтальный элемент (уступ) бесконечной жесткости;
 - заделка стоек принимается по обрезу бетонного фундамента;
 - неравномерно распределенная по высоте ветровая нагрузка заменяется более простой.
- Конструктивная и расчетная схемы однопролетной рамы показаны на рис. 4.1.

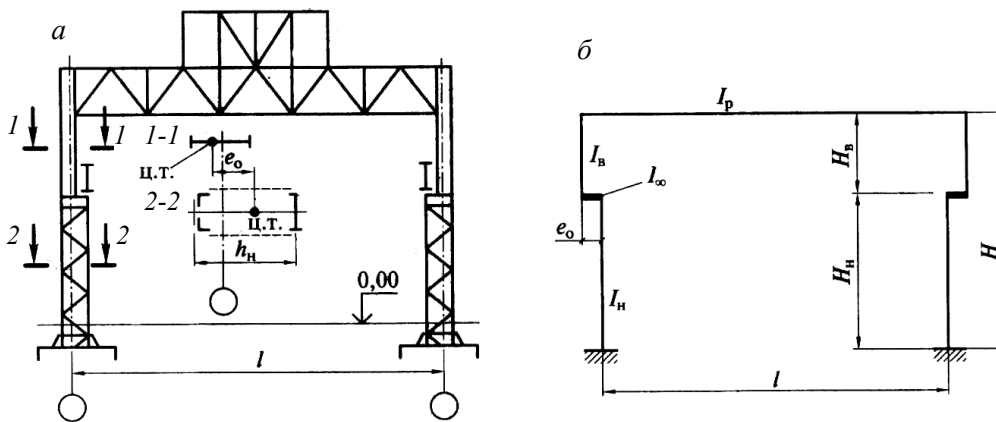


Рис. 4.1. Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы однопролетной рамы

Для статического расчета необходимо знать моменты инерции ригелей и стоек рамы J_p , J_B , J_H , а также их площади сечений. Предварительно их можно определить по формулам:

$$J_p = \frac{M_{\max} \cdot h^{\phi} \cdot k}{2 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot k_{\text{исп}}}; \quad (4.1) \quad A_p = \frac{4 \cdot J_p}{h_{\phi}^2}; \quad (4.4)$$

$$J_H = \frac{(Q_{\max} + 2 \cdot D_{\max}) \cdot h_H^2}{k_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c}; \quad (4.2) \quad A_H = \frac{4 \cdot J_H}{h_H^2}; \quad (4.5)$$

$$J_B = \frac{J_H}{k_2} \left(\frac{h_B}{h_H} \right)^2; \quad (4.3) \quad A_B = \frac{4 \cdot J_B}{h_B^2}. \quad (4.6)$$

Здесь h_{ϕ} – высота фермы в коньке; h_B , h_H – высота поперечного сечения верхней и нижней частей колонны; M_{\max} и Q_{\max} – изгибающий момент и поперечная сила ригеля, условно определенные как для шарнирно опертой балки; D_{\max} – расчетное давление на колонну от двух сближенных кранов; k – коэффициент, учитывающий уклон фермы и податливость решетки ($k = 0,9$ при $i = 1,5\%$; $k = 0,8$ при $i = 1:10$; $k = 0,7$ при $i = 1:8$); $k_{\text{исп}} = 0,8$ – коэффициент использования несущей способности, $k_1 = 2,5-3$ при шаге колонн 6 м; $k_1 = 3,2-3,6$ при шаге колонн 12 м; $k_2 = 1,2-1,8$ при жестком сопряжении ригеля с колоннами; $k_2 = 1,8-2,0$ при шарнирном сопряжении ригеля с колонной для крайних рядов; $k_2 = 2,0-2,3$ при шарнирном сопряжении ригеля с колонной для средних рядов.

Из опыта проектирования соотношения моментов инерции находятся в пределах $J_B/J_H = 0,08-0,2$; $J_p/J_H = 2-6$.

В многопролетных рамах средние колонны мощнее крайних. Приблизительные значения можно принять по рекомендациям [14]:

$$J_{\text{HC}}/J_B = 10-30 \text{ – при одинаковом шаге внутренних колонн};$$

$$J_{\text{HC}}/J_B = 20-60 \text{ – при шаге внутренних колонн вдвое больше, чем наружных};$$

$$J_{\text{BC}}/J_B = 1,3-3 \text{ – при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн};$$

$$J_{\text{BC}}/J_B = 2,5-7 \text{ – при шаге внутренних колонн вдвое больше, чем наружных}.$$

Здесь J_{HC} , J_{BC} – моменты инерции нижнего и верхнего участков средней колонны; J_B – момент инерции верхней части колонны (4.3).

Впоследствии (после подбора сечений ригеля и стойки) это соотношение будет установлено точно. Если разница установленных и предварительно принятых соотношений не превышает 30 %, то это неощутимо для результатов расчета. При большей разнице статический расчет рамы подлежит корректировке.

В расчетную схему рамы включается вырезанная двумя параллельными плоскостями ячейка здания (расчетный блок). Ширина такого расчетного блока равна B (рис. 4.2, а). С ширины этой грузовой площади собираются расчетные нагрузки на раму. При разных шагах колонн по разным рядам расчетный блок принимается по ряду с наибольшим шагом (рис. 4.2, в).

Расчетные блоки с неодинаковой по рядам сеткой колонн (рис. 4.2, б, в) приводятся к плоской раме суммированием жесткостей колонн по каждому ряду в пределах блока шириной B .

Чаще всего расчет поперечных рам каркаса выполняется методом перемещения. При этом рекомендуется применять готовые формулы, графики, таблицы и различные приближенные способы определения усилий в элементах. Такие формулы представлены [14, табл. 12.3 и 12.4; 15, табл. П.15.2–П.5.4; 36, табл. 2.3 и 2.4]. Подробную информацию о расчете рам каркаса при различных загрузках можно найти в [38, разд. 8.2].

В сложных рамах и при большом количестве загрузок расчеты выполняются с помощью ЭВМ по разработанным для этих целей программным комплексам (Лира, SCAD,

Astra и др.). В них реализован алгоритм метода перемещений в конечно-элементной постановке (МКЭ).

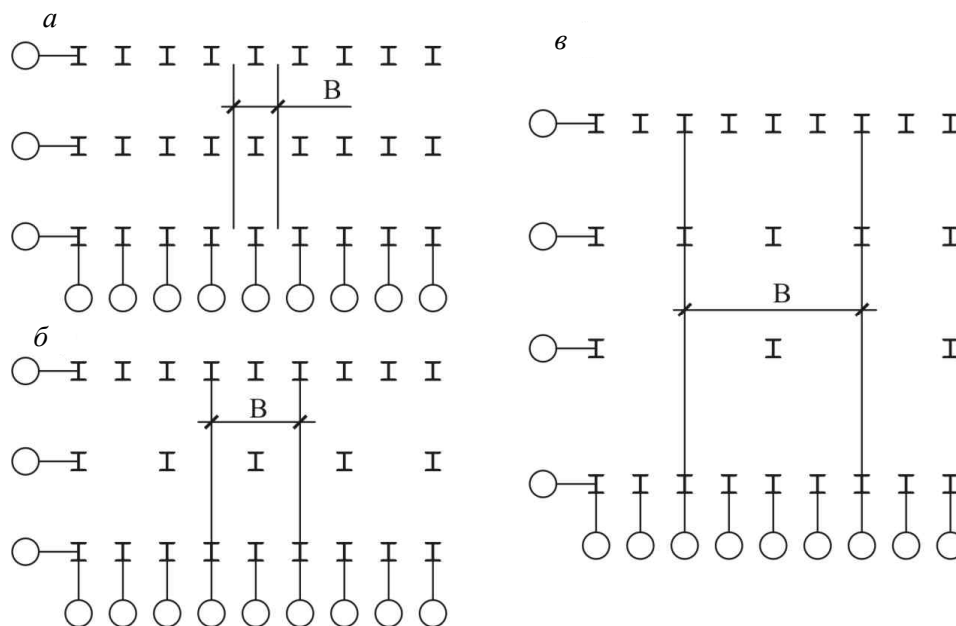


Рис. 4.2. Схемы расчетных блоков каркаса

При использовании ПЭВМ важнейшее значение имеет ввод исходных данных. От этого полностью зависят результаты расчета. Из-за возможных ошибок и неточностей в задании исходной информации, расшифровке данных и других обстоятельств результаты могут быть ошибочными. Полезно выводить информацию на печать не только цифровую, но и графическую (эпюры усилий, перемещений). Это позволит глубже и нагляднее провести анализ решений, их соответствие расчетной схеме по нагрузкам и условиям закрепления, по условиям равновесия всей системы в целом и отдельных её частей.

Для ответственных сооружений (сооружения первой категории по ответственности) требуется выполнять два независимых статических расчета по разным программным комплексам.

В расчетной схеме МКЭ колонны разбиваются на несколько конечных элементов, концы этих элементов обозначаются узлами. Узлы назначаются в местах резкого изменения сечений элементов, сопряжения их между собой, а также сосредоточенного приложения внешних нагрузок. Далее задаются типы жесткостей и нагрузок, обозначаются опорные узлы и способы их закреплений (линейные и поворотные связи). Для конструктивной схемы рис. 4.1, а её расчетная схема в конечно-элементной постановке представлена на рис. 4.3.

Здесь цифрами обозначены узлы элементов, цифрами в кружках – сами конечные элементы, цифрами в прямоугольнике – типы жесткостей. В узлах 3, 4, 9, 10 приложены узловые нагрузки. Вся информация о системе (типы жесткостей, координаты узлов, наличие внутренних и внешних связей, типы и место приложения нагрузок) вводятся в память ПЭВМ в привязке к принятой нумерации узлов и стержней расчетной схемы.

МКЭ позволяет решить пространственную задачу каркаса. Для этого необходимо дополнительно ввести жесткостные характеристики связей. В такой постановке достаточно рассмотреть блок из 5–7 рам.

При расчете вручную вводится дополнительное упрощение расчетной схемы: оси верхней и нижней частей ступенчатой колонны совмещаются, а пролет принимается по разбивочным осям (рис. 4.4).

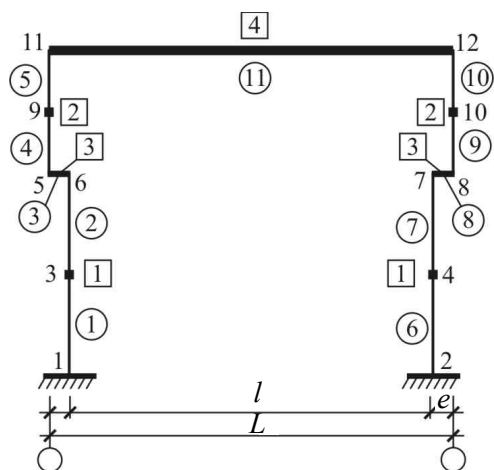


Рис. 4.3. Расчетная схема рамы МКЭ

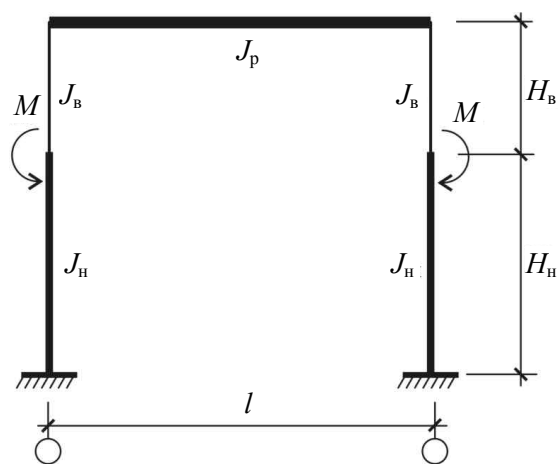


Рис. 4.4. Упрощенная расчетная схема рамы

Эксцентриситет смещения осей (e) учитывается введением в расчетную схему дополнительного изгибающего момента M от вертикальной нагрузки по ригелю (опорная реакция фермы).

В современном строительстве эффективны здания из легких металлических конструкций с применением гнутых профилей и элементов переменного сечения по всей длине, с использованием фланцевых соединений на высокопрочных болтах. Особенности расчетных схем и методов расчета таких конструкций можно найти в работах [8, 9].

5. СБОР НАГРУЗОК НА ПОПЕРЕЧНУЮ РАМУ КАРКАСА

На поперечную раму каркаса действуют вертикальные и горизонтальные нагрузки, собранные со своей грузовой площади. На рис. 5.1 эта площадь шириной l заштрихована на схеме каркаса.

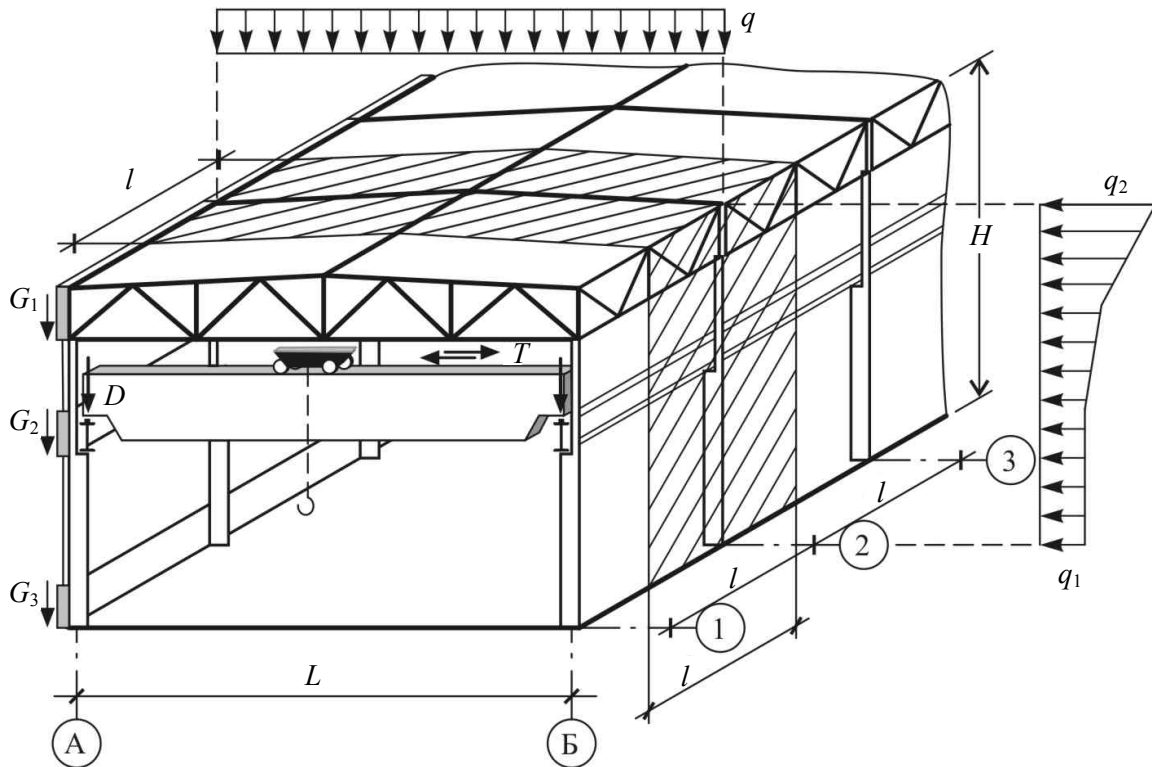


Рис. 5.1. Нагрузки на поперечную раму каркаса

Для многопролетных зданий с неодинаковой сеткой колонн ширина грузовой площади (В) показана на рис. 4.2. Расчетные нагрузки определяются с учетом требований СНиП 2.01.07–85*. Для удобства расчета рекомендуется предварительно зафиксировать в табличной форме интенсивность нагрузок, т. е. нагрузки на 1 м^2 поверхности или на 1 пог. м линейной нагрузки, или на одно колесо крана.

На поперечную раму могут действовать постоянные, временные и особые нагрузки. Состав и размеры ограждающих конструкций (стены, покрытия) принимаются по результатам архитектурно-конструктивной проработки и теплотехнического расчета. В задании на проектирование назначается крановое оборудование и его параметры. Предварительно рекомендуется выполнить расчеты и конструирование подкрановых балок, прогонов, элементов фахверка.

В прил. 1 и 2 приведены сведения о крановых, постоянных и атмосферных нагрузках, которые могут быть использованы в расчетах.

5.1. Интенсивность нагрузок

Пример составления таблицы интенсивности нагрузок приведен в табл. 5.1.

Интенсивность нагрузок

Вид нагрузки	Наименование и состав нагрузок	Нормативное значение	γ_f	Расчетное значение
Постоянные	1. Кровля:			
	наплавляемый материал, кН/м^2	0,15	1,3	0,2
	асфальтоцементная стяжка, кН/м^2	0,6	1,3	0,78
	железобетонная плита, кН/м^2	1,6	1,1	1,75
	утеплитель минераловатный полужесткий, $\gamma = 2 \text{ кН/м}^3$; $t = 0,2 \text{ м}$	0,4	1,3	0,52
	Итого q_1 , кН/м^2	2,75	–	3,25
Кратковременные	2. Стеновое ограждение:			
	панели из ячеистого бетона ($\gamma = 8 \text{ кН/м}^3$) толщиной 0,3 м, $q_2 \text{ кН/м}^2$	2,4	1,2	2,88
	3. Остекление двойное, $q_3 \text{ кН/м}^2$	0,5	1,1	0,55
	4. Снег (снеговой район IV), $q_{сн}^0 \text{ кН/м}^2$	1,68	1/0,7	2,4
	5. Ветер (ветровой район III), $w_0 \text{ кН/м}^2$	0,38	1,4	0,532
	6. Вертикальное давление колеса крана: $Q = 100/2$, $\ell = 24 \text{ м}$			
	$F_{к1} \text{ кН}$	410	1,1	451
$F_{к2} \text{ кН}$	439	1,1	482,9	
$F_{\min} = (Q + G_k)/n_0 - F_{к2} = (1000 + 1107)/4 - 439 = 87,75 \text{ кН}$	87,75	1,1	96,5	
7. Поперечное торможение крана, приходящееся на одно колесо:				
$T = 0,05(G_T + Q)/n_0 = 0,05(363 + 1000)/4 = 17,04 \text{ кН}$	17,04	1,1	18,74	
	Q – грузоподъемность; G_k – вес крана; G_T – вес тележки; n_0 – количество колёс с одной стороны			

5.2. Постоянные нагрузки на раму

Постоянными нагрузками на раму являются вес кровли, несущих конструкций покрытия (ферм, прогонов, связей), собственный вес колонн, подкрановых конструкций, стенового и оконного ограждений. Интенсивность постоянных нагрузок приведена в табл. П.2.1. Размещение этих нагрузок в составе каркаса решено в компоновочной части проекта. Рассмотрим процесс сбора нагрузок на раму согласно рис. 3.1. Схема загрузки рамы постоянными нагрузками приведена на рис. 5.2.

Равномерно распределенная нагрузка по ригелю от веса шатра $q_{ш}$ включает в себя нагрузки от несущих и ограждающих элементов кровли и покрытия, собранные со своей грузовой площади, интенсивность которых приведена в табл. П.2.1:

$$q_{ш} = (q_1 + q_2 + q_3)\ell, \text{ кН/м},$$

где ℓ – шаг рам; q_1 , q_2 , q_3 – интенсивность несущих и ограждающих элементов кровли и покрытия (расчетное значение).

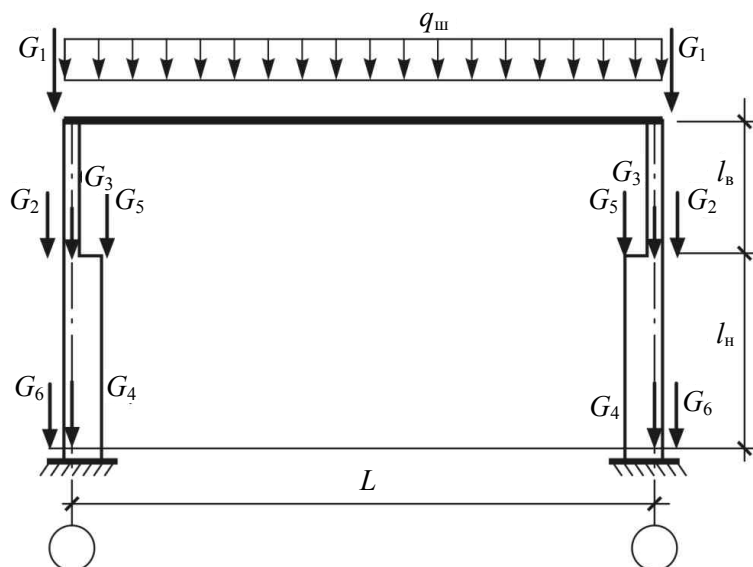


Рис. 5.2. Схема загрузки рамы постоянными нагрузками

На отм. d_{ϕ} (см. рис. 3.1) к колонне крепятся две стеновые панели общей высотой $2 \times 1,8 = 3,6$ м. Из табл. П.2.1 известна интенсивность нагрузки от стеновых панелей q_4 (расчетное значение).

Вес этих панелей, приведенный к сосредоточенной силе:

$$G_1 = 3,6 \text{ м} \cdot \ell \cdot q_4, \text{ кН.}$$

В уровне подкрановой балки к колонне крепится одна панель высотой 1,8 м, на которую дополнительно опирается остекление высотой $h_{\text{ост}}$ (см. рис. 3.1). Интенсивность веса стеновых панелей q_4 и оконного остекления q_5 приведена также в табл. П.2.1. Расчетное значение нагрузки от стеновой панели и остекления

$$G_2 = (q_4 \cdot 1,8 \text{ м} + q_5 \cdot h_{\text{ост}}) \ell, \text{ кН.}$$

Весом колонн задаются из опыта проектирования. Для верхней части колонны длиной $\ell_{\text{в}} + 3,14$ м (с учетом высоты стропильной фермы на опоре) линейную плотность колонны можно принять:

- при шаге рам 6 м – $q_{\text{к}}^{\text{в}} = 1$ кН/м;
- при шаге рам 12 м – $q_{\text{к}}^{\text{в}} = 2$ кН/м.

Для нижней части колонны длиной $\ell_{\text{н}}$ (см. рис. 3.1) линейную плотность колонны можно принять:

- при шаге рам 6 м и грузоподъемности крана до 80 т – $q_{\text{к}}^{\text{н}} = 2$ кН/м;
- при шаге рам 6 м и грузоподъемности крана ≥ 80 т – $q_{\text{к}}^{\text{н}} = 3$ кН/м;
- при шаге рам 12 м и грузоподъемности крана до 80 т – $q_{\text{к}}^{\text{н}} = 4$ кН/м;
- при шаге рам 12 м и грузоподъемности крана ≥ 80 т – $q_{\text{к}}^{\text{н}} = 6$ кН/м.

Расчетное значение нагрузок от веса колонн будет

$$G_3 = q_{\text{к}}^{\text{в}} (\ell_{\text{в}} + 3,14 \text{ м}), \text{ кН;}$$

$$G_4 = q_{\text{к}}^{\text{н}} \cdot \ell_{\text{н}}, \text{ кН.}$$

Нагрузки от веса стенового и оконного ограждения на уровне 0,00 можно передать на рандбалку и в расчете не учитывать. При опирании этих стен на колонну их учитывают аналогично G_1 и G_2 .

Вес подкрановой балки и рельса принимают по предварительному расчету этих конструкций. Ориентировочно значением нагрузки от веса подкрановой балки при $\ell = 6$ м можно задаться по эмпирической формуле

$$G_{п.б} = 0,389 \sqrt{F_k^{\max}/21}, \text{ кН},$$

где F_k^{\max} – давление колеса крана при заданной грузоподъемности (см. ГОСТ 25711–83 на краны в табл. П.1.1).

При шаге рам 12 м значение $G_{п.б}$ следует увеличить в два раза.

Тип кранового рельса определится тоже по табл. П.1.1, а его линейная плотность m – по табл. 3.1 (линейную плотность в табл. 3.1 нужно перевести в кН/м). Расчетная длина рельса равна шагу рам ℓ . Тогда расчетное значение нагрузки от веса рельса

$$G_p = 1,05 \cdot m \cdot \ell, \text{ кН}.$$

В итоге будем иметь нагрузку G_5 (рис 5.2) от веса подкрановой балки с рельсом

$$G_5 = G_{п.б} + G_p.$$

Вертикальные нагрузки G_1 , G_2 , G_6 от стенового ограждения передаются на колонну с эксцентриситетом относительно её оси, поэтому от них возникают изгибающие моменты

$$M_1 = G_1 \cdot e_1; M_2 = G_2 \cdot e_1; M_6 = G_6 \cdot e_2,$$

где e_1 и e_2 – эксцентриситеты приложения нагрузок G_1 , G_2 и G_6 относительно ступенчатой стойки рамы. При малом количестве и величине этих нагрузок и ввиду малости эксцентриситетов ими можно пренебречь. При более строгом расчете эти моменты вместе с сосредоточенными силами следует вводить в узлы расчетной схемы.

5.3. Атмосферные нагрузки

Снеговая нагрузка, равномерно распределенная по ригелю рамы, аналогична $q_{ш}$ на рис. 5.2. Расчетное её значение будет

$$q_{сн} = q_{сн}^0 \cdot \ell, \text{ кН},$$

где $q_{сн}^0$ – интенсивность снеговой нагрузки для заданного района строительства по СНиП 2.01.07–85* (табл. П.2.2); ℓ – шаг рам.

Ветровая нагрузка действует на здание с наветренной (активное давление) и заветренной стороны (отсос). Расчетное значение интенсивности ветровой нагрузки

$$q_{ов} = w_0 \cdot k \cdot c \cdot \gamma_f,$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления для заданного района строительства по табл. 5 СНиП 2.01.07–85* (табл. П.2.3); c – аэродинамический коэффициент (табл. П.2.4); k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (табл. 6 СНиП 2.01.07–85*); $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке.

Характер распределения ветровой нагрузки по высоте здания (конструктивная схема) неравномерен. Эпюру изменения ветровой нагрузки по высоте здания можно построить, ис-

пользуя коэффициенты k . Для рассматриваемой конструктивной схемы при направлении ветра слева направо распределение ветровой нагрузки на здание показано на рис. 5.3, а.

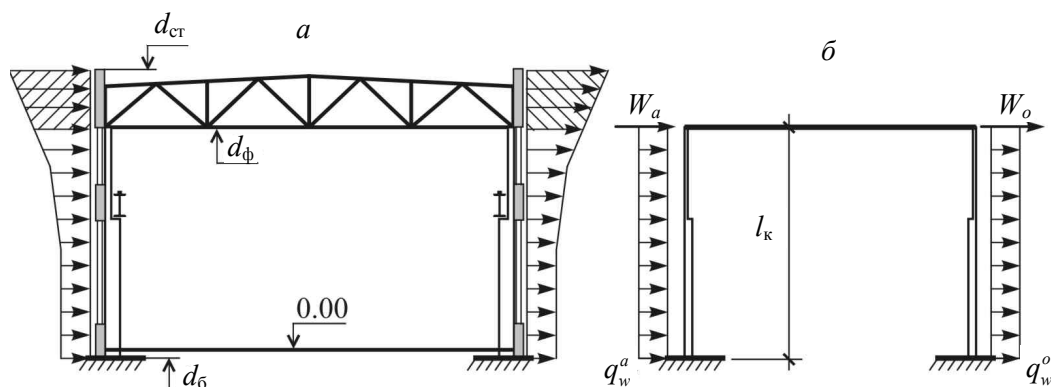


Рис. 5.3. Ветровая нагрузка на поперечную раму каркаса:
а – по СНиП 2.01.07–85*; б – расчетная эквивалентная нагрузка

Расчетные значения ветровой нагрузки на раму, собранные с ширины грузовой площади ℓ :

$$q_w = c \cdot w_o \cdot k \cdot \gamma_f \cdot \ell.$$

Для упрощения расчетов принимается более простая – эквивалентная схема нагружения ветровой нагрузкой (рис. 5.3, б). В пределах ℓ_k (расчетная длина колонны) неравномерно распределенная нагрузка заменяется равномерной с использованием коэффициента перехода k_{eq} по табл. П.2.5. В этом случае активное давление эквивалентной ветровой нагрузки q_w^a и пассивное q_w^o будут

$$q_w^a = c_e \cdot w_o \cdot k_{eq} \cdot \gamma_f \cdot \ell;$$

$$q_w^o = c_{e3} \cdot w_o \cdot k_{eq} \cdot \gamma_f \cdot \ell.$$

Здесь c_e и c_{e3} – аэродинамические коэффициенты (табл. П.2.4); k_{eq} – коэффициент перехода к эквивалентной нагрузке для заданной высоты здания на отм. d_ϕ , т. е. ℓ_k .

Оставшуюся часть ветровой нагрузки, заштрихованную на рис. 5.3, а, заменяют сосредоточенной силой W , приложенной в уровне нижнего пояса фермы. Это объем ветровой нагрузки, распределенной между отметками d_ϕ и $d_{ст}$:

$$W = w_{cp}(d_{ст} - d_\phi)\ell.$$

Здесь w_{cp} – среднее значение интенсивности ветровой нагрузки между отметками $d_{ст}$ и d_ϕ . Они подсчитываются с использованием k_{eq}^{cp} (табл. П.2.5) для средней высоты $H_{cp} = d_\phi + (d_{ст} - d_\phi)/2$; ℓ – шаг рам.

$$W_a = c_e \cdot w_o \cdot k_{eq}^{cp} \cdot \gamma_f \cdot \ell(d_{ст} - d_\phi) - \text{активное давление};$$

$$W_o = c_{e3} \cdot w_o \cdot k_{eq}^{cp} \cdot \gamma_f \cdot \ell(d_{ст} - d_\phi) - \text{пассивное давление}.$$

При наличии стоек и ригелей фахверка ветровые нагрузки собираются аналогично с учетом конкретного решения фахверка. При высоте производственного одноэтажного здания более 36 м следует учитывать пульсационную составляющую ветровой нагрузки по рекомендациям раздела 6 СНиП 2.01.07–85* с учетом разд. 11 СП 20.13330.2011.

5.4. Крановые нагрузки

Крановые нагрузки передаются на раму через подкрановые балки в виде опорных реакций от двух сближенных кранов при невыгодном их положении для колонны. Это определяется построением линии влияния (табл. 5.2 и 5.3).

Таблица 5.2

Линии влияния опорных реакций от двух кранов при шаге колонн 6 м

Грузоподъемность	Пролет цеха	Схема загрузки и линии влияния	Значение ординат	
32 т	24 м 30 м		$y_1 = 1$ $y_2 = 0,8$ $y_3 = 0,15$	
	36 м		$y_1 = 1$ $y_2 = 0,8$ $y_3 = 0,07$	
50 т	24 м 30 м 36 м		$y_1 = 1$ $y_2 = 0,79$ $y_3 = 0,125$	
	80 т	24 м 30 м 36 м		$y_1 = 1$ $y_2 = 0,85$ $y_3 = 0,125$ $y_4 = 0,508$ $y_5 = 0,358$
		100 т 125 т	24 м 30 м 36 м	

Линии влияния опорных реакций от двух кранов при шаге колонн 12 м

Грузоподъемность	Пролет цеха	Схема загрузки и линии влияния	Значение ординат
32 т	24 м 30 м		$y_1 = 1$ $y_2 = 0,9$ $y_3 = 0,475$ $y_4 = 0,575$
	36 м		$y_1 = 1$ $y_2 = 0,9$ $y_3 = 0,433$ $y_4 = 0,533$
50 т	24 м 30 м 36 м		$y_1 = 1$ $y_2 = 0,895$ $y_3 = 0,428$ $y_4 = 0,533$
	80 т		$y_1 = 1$ $y_2 = 0,925$ $y_3 = 0,754$ $y_4 = 0,679$ $y_5 = 0,5625$ $y_6 = 0,488$ $y_7 = 0,317$ $y_8 = 0,242$
100 т 125 т	24 м 30 м 36 м		$y_1 = 1$ $y_2 = 0,925$ $y_3 = 0,754$ $y_4 = 0,675$ $y_5 = 0,542$ $y_6 = 0,467$ $y_7 = 0,296$ $y_8 = 0,221$

Для определения максимального вертикального давления крана на колонну необходимо максимальное давление каждого колеса умножить на соответствующую ординату линии влияния и результат просуммировать. При этом следует учесть коэффициент сочетания Ψ согласно п. 4.17 СНиП 2.01.07–85*. Для двух кранов и групп режимов их работы 1К–6К $\Psi = 0,85$; для тяжелых режимов 7К и 8К $\Psi = 0,95$.

Расчетное значение вертикального давления на колесо крана F_{k1} и F_{k2} принимается по государственному стандарту на краны (табл. П.1.1) и зафиксировано в таблице интенсивности нагрузок (табл. 5.1). Тогда максимальное значение вертикального давления крана на колонну будет:

$$D_{\max} = \Psi \cdot \Sigma F_{k1, k2} \cdot y_i,$$

где y_i – соответствующая каждому колесу ордината линии влияния.

Минимальное вертикальное давление крана и горизонтальная расчетная нагрузка от поперечного торможения вычисляются аналогично:

$$D_{\min} = \Psi \cdot \Sigma F_{ki}^{\min} \cdot y_i; T = \Psi \cdot \Sigma T_{ki} \cdot y_i.$$

Расчетные значения F_{ki}^{\min} и T_{ki} подсчитаны ранее в табл. 5.1.

Вертикальные крановые нагрузки D_{\max} и D_{\min} приложены с эксцентриситетом e_2 относительно оси нижней части колонны (рис. 5.4). При переносе D_{\max} и D_{\min} на эту ось появляются дополнительные изгибающие моменты от максимального и минимального кранового давления

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot h_H/2;$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot h_H/2.$$

В табл. 5.2 и 5.3 построены линии влияния для разных балок. Для неразрезных многопролетных подкрановых балок линии влияния опорных реакций можно найти в справочнике [38], в табл. П.5.1, [15] и другой технической литературе. Сбор нагрузок для подвесного кранового оборудования производится аналогично с использованием ГОСТ 7890–93 на подвесные краны (табл. П.1.2).

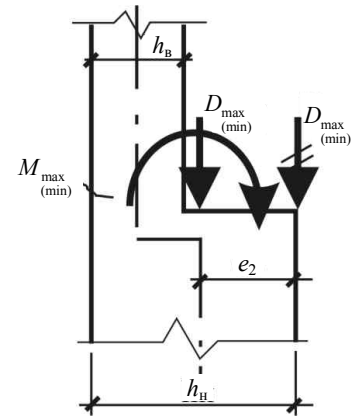


Рис. 5.4. Влияние эксцентриситета крановых нагрузок

5.5. Исходные данные для статического расчета

После того как установлена расчетная схема поперечной рамы и собраны на неё нагрузки, необходимо в наглядной форме и компактно подготовить исходные данные для статического расчета. При расчете с помощью ПЭВМ с использованием МКЭ расчетная схема представлена на рис. 4.3.

В рассматриваемом случае на раму могут действовать следующие варианты загружений:

- 1) постоянная нагрузка;
- 2) снег;
- 3) максимальное крановое давление на левую колонну (тележка слева);
- 4) минимальное крановое давление на левую колонну (тележка справа);
- 5) поперечное торможение крана у левой колонны вправо;
- 6) поперечное торможение крана у левой колонны влево;
- 7) поперечное торможение крана у правой колонны влево;
- 8) поперечное торможение крана у правой колонны вправо;
- 9) ветер слева;
- 10) ветер справа.

В многопролетной раме вариантов крановых нагрузок будет больше. Их следует принимать согласно СНиП 2.01.07–85*.

Расчетная схема при загрузении 1 (постоянная нагрузка) приведена на рис. 5.5; при загрузении 2 (снег) – на рис. 5.6; при загрузении 3 – на рис. 5.7; при загрузении 5 – на рис. 5.8; при загрузении 9 – на рис. 5.9. Загрузение 4 обратно симметрично загрузению 3; загрузение 6 обратно симметрично загрузению 5; загрузения 8 и 10 обратно симметричны загрузениям 7 и 8.

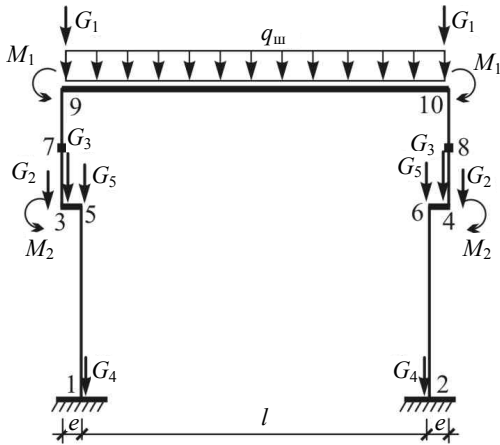


Рис. 5.5. Загружение 1 постоянными нагрузками

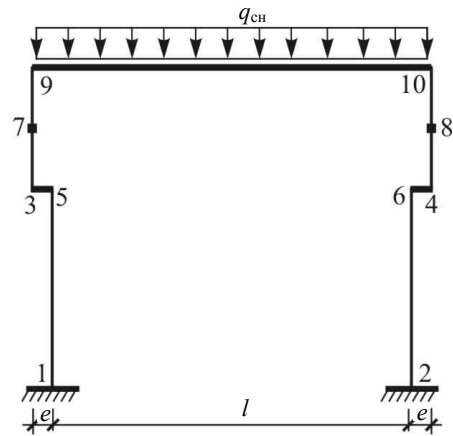


Рис. 5.6. Загружение 2 снегом

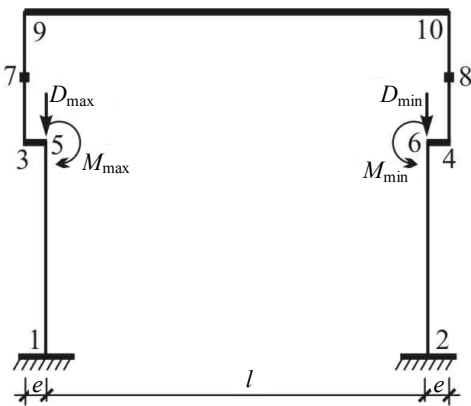


Рис. 5.7. Загружение 3: краевое давление (телезка слева)

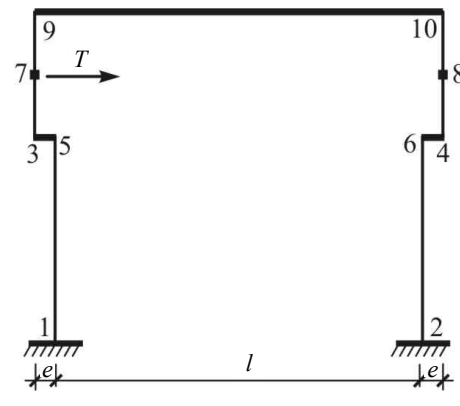


Рис. 5.8. Загружение 5: краевое торможение у левой колонны влево

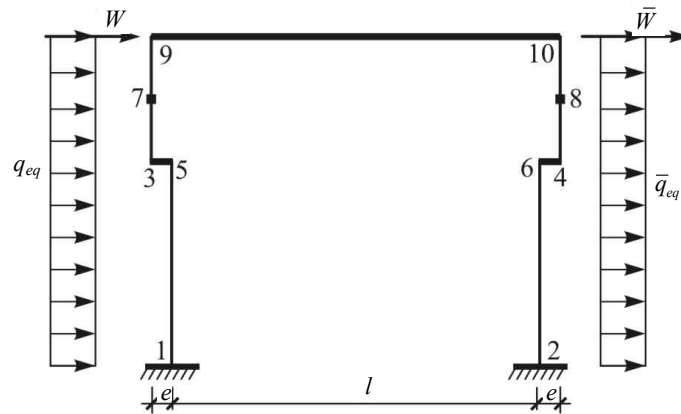


Рис. 5.9. Загружение 9: ветер слева

При расчете вручную в расчетной схеме удобно совмещать оси верхней и нижней частей колонны. Тогда расчетная схема будет иметь вид рис. 4.4. Чтобы компенсировать погрешность этого допущения, нужно в месте изменения сечения верхней и нижней частей колонны учесть дополнительный изгибающий момент, который возникает от опорной реакции фермы при нагружении равномерно распределенной нагрузкой $q_{ш}$ и $q_{сн}$:

$$M_{ш} = q_{ш} \cdot L \cdot e/2; M_{сн} = q_{сн} \cdot L \cdot e/2.$$

5. Сбор нагрузок на поперечную раму каркаса

Подготовленные исходные данные для статического расчета рекомендуется оформить в виде таблицы. Пример ее оформления представлен в табл. 5.4.

Таблица 5.4

Исходные данные для статического расчета рамы (пример)

Показатели	Расчетные значения
Пролет рамы L , м	30
Длина колонны H , м	16,6
Длина нижней части колонны l_n , м	11,6
Длина верхней части колонны l_b , м	5,0
Отметка верха головки кранового рельса H_1 , м	13,0
Отметка низа ригеля $H_0 = H_1 + H_2$, м	16,2
Привязка крана к координатной оси L_1 , м	1,0
Высота сечения верхней части колонны h_b , м	0,5
Высота сечения нижней части колонны h_n , м	1,25
Изгибные продольные жесткости: EJ_n , кН·м ² EA_n , кН EJ_b , кН·м ² EA_b , кН EJ_p , кН·м ² EA_p , кН	$153,3 \cdot 10^4$ $378,68 \cdot 10^4$ $15,3 \cdot 10^4$ $252,48 \cdot 10^4$ $441 \cdot 10^4$ $184,41 \cdot 10^4$
Постоянная нагрузка на ригель $q_{ш}$, кН/м	20
Вес нижней части колонны и нижнего участка стены (без учета веса цокольной панели) G_1 , кН	20

Эти данные следует изображать на расчетных схемах поперечной рамы каркаса.

6. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ КАРКАСА

6.1. Расчет методами строительной механики

Порядок расчета поперечной рамы методами строительной механики:

1. Выбирается расчетная схема и задается жесткость элементов.
2. Выбирается метод расчета и основная система.
3. Для основной системы строятся эпюры M от единичных неизвестных и эпюры M_P от заданных нагрузок с использованием формул и таблиц (прил. 3).
4. Составляются канонические уравнения метода перемещений или метода сил и определяются их коэффициенты

$$r_{11} \cdot \Delta_1 + r_{1P} = 0 \text{ (метод перемещений);}$$

$$\delta_{11} \cdot x_1 + \Delta_{1P} = 0 \text{ (метод сил).} \quad (6.1)$$

5. Решаются канонические уравнения и находятся неизвестные для отдельной плоской рамы.

6. Учитывается пространственная работа каркаса для более точного расчета.

7. Строятся эпюры M , Q , N , значения которых S во всех характерных сечениях рамы определяются по формуле

$$S = S_P + \sum S_i \cdot x_{npi}, \quad (6.2)$$

где S_P – усилие в сечении основной системы от нагрузки; S_i – усилие в основной системе от i -го единичного неизвестного; x_{npi} – i -е неизвестное, определенное с учетом пространственной работы (для плоской отдельной рамы $x_{npi} = x$).

8. Проверяется правильность построения эпюр.

9. По найденным усилиям от каждого нагружения определяются расчетные сочетания (PCY).

Для рам с ригелями в одном уровне эффективен метод перемещений с использованием таблиц, имеющих в справочной литературе. В прил. 3 представлены такие таблицы, взятые из [14]. Рассмотрим особенности такого расчета на конкретном примере рамы при нагружении согласно рис. 5.5–5.9.

В качестве исходных данных (табл. 5.4) примем: $L = 30$ м; $\ell_B = 5$ м; $\ell_H = 11,6$ м (рис. 5.2); $H = 16,6$ м; $h_B = 0,5$ м; $h_H = 1,25$ м; $q_{ш} = 20$ кН/м; $G_1 = 20$ кН; $G_2 = 30$ кН; $G_3 = 20$ кН; $J_P = 210 \cdot 10^{-4}$ м⁴; $J_H = 73 \cdot 10^{-4}$ м⁴ – моменты инерции ригеля и нижней части колонны; $D_{\max} = 1000$ кН; $D_{\min} = 300$ кН; $T = 50$ кН; $q_{сн} = 11,9$ кН/м; $q_{eq} = 2$ кН/м; $\bar{q}_{eq} = 1,5$ кН/м; $W = 10$ кН; $\bar{W} = 7,5$ кН.

Расчетные параметры для использования таблиц:

$$J_P/J_H \approx 3; \alpha = \ell_B/H = 5/16,6 \approx 0,3;$$

$$n = J_B/J_H = \frac{1}{\left(\frac{h_H}{h_B}\right)^2 k_1} = \frac{1}{\left(\frac{1,25}{0,5}\right)^2} = 0,1 \text{ (} k_1 = 2 \text{ для крана } Q = 150 \text{ т);}$$

$e_1 = h_H/2 = 0,625$ м; $e_2 = h_H - (a + e_1) = 1,25 - (0,25 + 0,625) = 0,375$ м (расцентровка осей верхней и нижней частей колонны). Изгибающий момент от расцентровки осей $M_{ш} = q \cdot L \cdot e_2/2 = 112,5$ кН·м.

Расчет на постоянные нагрузки (загружение 1)

При расчете рамы на нагрузки, приложенные к ригелю, учитывается конечная жесткость ригеля. Для этого нужно знать $k = i_p/i_k = J_p \cdot H/(L \cdot J_H) = 1,16$. Расчетная схема при нагружении постоянной нагрузкой представлена на рис. 6.1, а соответствующая ей эпюра изгибающих моментов – на рис. 6.2.

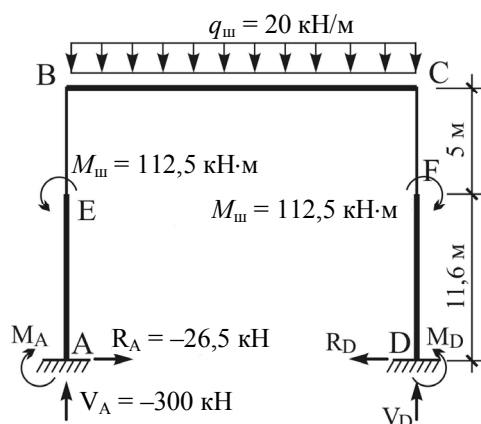


Рис. 6.1

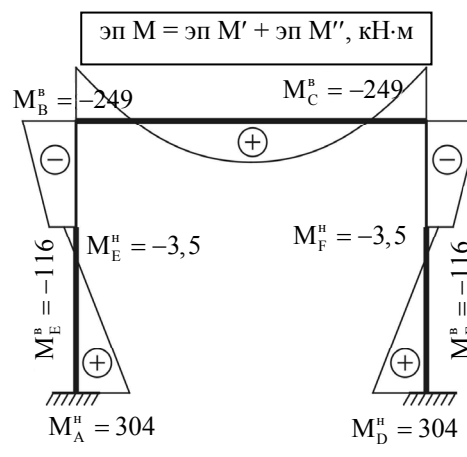


Рис. 6.2

Опорная реакция ригеля в узлах В и С от нагрузки $q_{ш} = 20$ кН/м будет $N = q_{ш} \cdot L/2 = 20 \cdot 30/2 = 300$ кН. Изгибающий момент от расцентровки осей в узлах Е и F будет $M_{ш} = N \cdot e_2 = 300 \cdot 0,375 = 112,5$ кН·м.

Загружение равномерно распределенной нагрузкой $q_{ш}$ и соответствующая ему эпюра M' показаны на рис. 6.3 и 6.4.

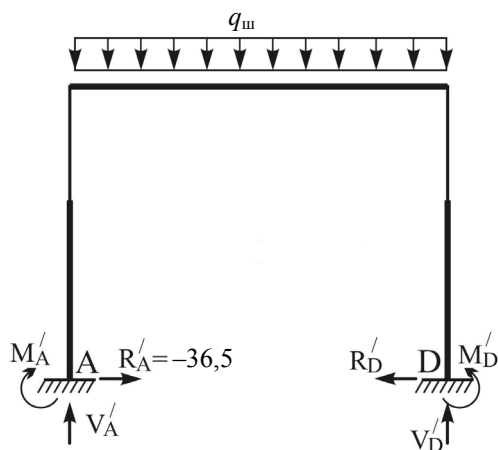


Рис. 6.3

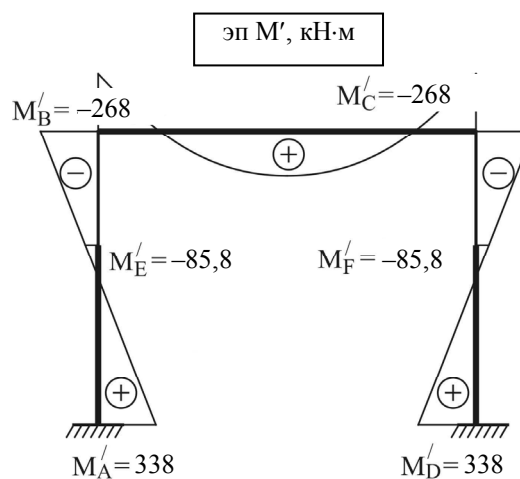


Рис. 6.4

$$M_0 = \frac{q_{ш} \cdot L^2}{12} = \frac{20 \cdot 30^2}{12} = 1500 \text{ кН·м (для равномерно распределенной нагрузки);}$$

$$M_B' = M_C' = -\frac{M_0}{\frac{2 \cdot k}{|k_B|} + 1} = -\frac{1500}{\frac{2 \cdot 1,592}{0,58} + 1} = -268 \text{ кН·м.}$$

Здесь k_B – коэффициент жесткости колонны при повороте временно освобожденного от заземления верхнего опорного сечения на угол $\varphi = 1$, принимаемый по табл. П.3.2.

$$M_{A'} = M_{D'} = \frac{k_A}{k_B} M_{B'} = \frac{0,687}{-0,58} (-268) = 338 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$R_{A'} = R_{B'} = -\frac{|M_B| + |M_A|}{H} = -\frac{268 + 338}{16,6} = -36,5 \text{ кН}.$$

$$M_E^{\text{верх}} = M_E^{\text{ниж}} = -85,5 \text{ кН}\cdot\text{м} \text{ (по интерполяции эпюры } M').$$

Ввиду симметричности нагрузки $M_{ш}$ расчет рамы производят с несмещающимися верхними узлами, непосредственно используя данные табл. П.3.2 (направление $M_{ш}$ противоположно указанному в табл. П.3.2). Загружение и соответствующая эпюра M'' показаны на рис. 6.5 и 6.6.

$$M_{A''} = -k_A \cdot M_{ш} = -0,3 \cdot 112,5 = -33,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{B''} = -k_B \cdot M_{ш} = 0,171 \cdot 112,5 = 19,2 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_E^{\text{нижн}} = -k_C \cdot M_{ш} = 0,729 \cdot 112,5 = 82 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_E^{\text{верх}} = -0,271 \cdot 112,5 = -30,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$R_{A''} = k_B'' \cdot M_{ш}/H = 1,471 \cdot 112,5/16,6 = 10 \text{ кН}.$$

Результирующая эпюра $M = M' + M''$ приведена на рис. 6.2. Проверка эпюр M' (рис. 6.2) и равновесия узлов:

а) в сечениях Е и F эпюры M должен быть скачок на величину $M_{ш}$:

$$109,56 + 2,94 = 112,5 !$$

б) проверка эпюры M по поперечной силе:

$$Q_B = Q_H = \text{const} = R_A = -26,5 \text{ кН}$$

$$-(212 - 109,6)/5 = (240 - 2,94)/11,6 = 20,48 ! \text{ (погрешность } 0,2 \text{ \%)}.$$

Эпюры M уравновешены.

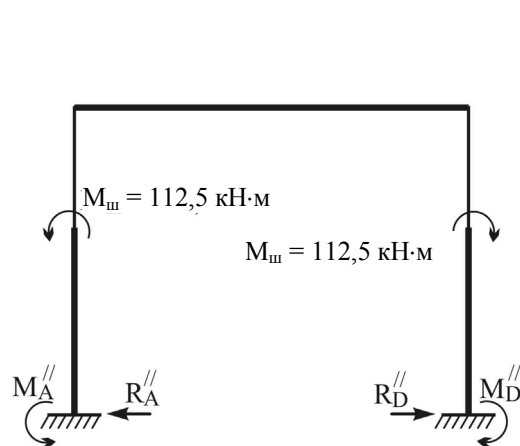


Рис. 6.5

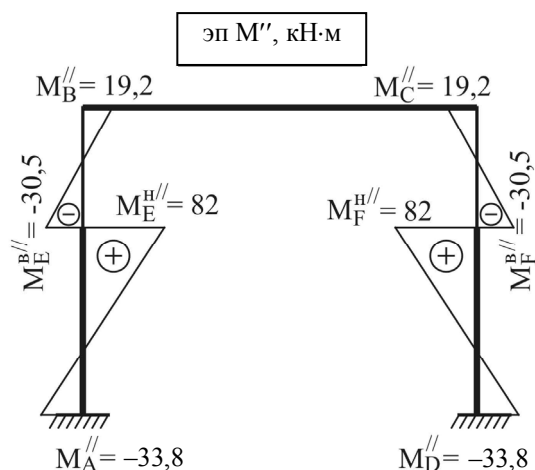


Рис. 6.6

Остальные сосредоточенные внешние силы от постоянных нагрузок не вызывают изгибающих моментов (пренебрежимо малы). Они войдут в состав продольных сил дополнительно к V_A и V_D .

$G_1 = 20 \text{ кН}$ – вес нижней части колонны; $G_2 = 30 \text{ кН}$ – вес верхней части колонны и стены; $G_3 = 20 \text{ кН}$ – вес подкрановых конструкций.

В сечении В продольная сила от опорной реакции ригеля и G_2 :

$$N_B = V_A + G_2 = -300 - 30 = -330 \text{ кН}; N_E = N_B + G_3 = -330 - 20 = -350 \text{ кН}; N_A = N_E + G_1 = -350 - 20 = -370 \text{ кН}.$$

Расчет на снеговую нагрузку (загружение 2)

Снеговая нагрузка подобна шатровой (см. рис. 6.1). Интенсивность её меньше на величину переходного коэффициента $\eta = q_{сн}/q_{ш} = 10/20 \approx 0,5$. Для получения эпюры $M_{сн}$ достаточно умножить результаты рис. 6.1 и 6.2 на $\eta \approx 0,5$ и будем иметь рис. 6.7 и 6.8.

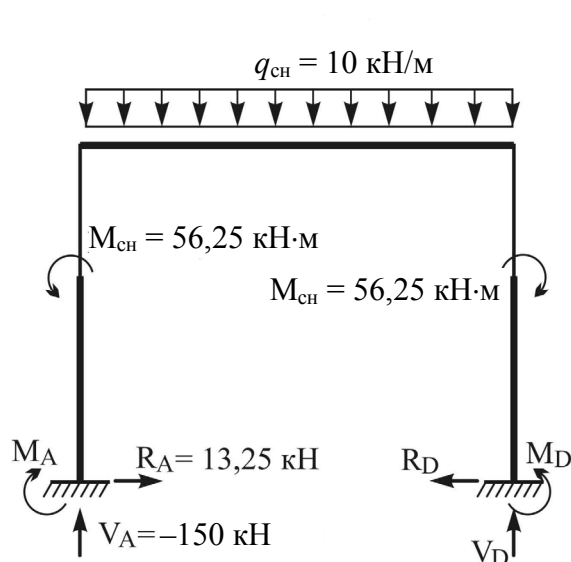


Рис. 6.7

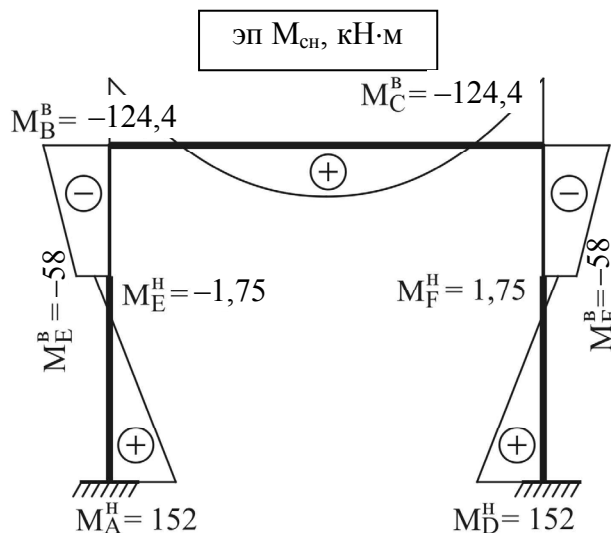


Рис. 6.8

Аналогично с использованием таблиц прил. 3 определяются усилия и строятся эпюры от крановой и ветровой нагрузок. Для компактности расчет выполняется в табличной форме.

Расчет при нагружении 3: вертикальная крановая нагрузка (тележка слева)

Расчетная схема приведена на рис. 6.9, а эпюра M – на рис. 6.10: $M_{max} = 625$ кН·м; $M_{min} = 187,5$ кН·м (см. табл. 5.4). Результаты расчета представлены в табл. 6.1.

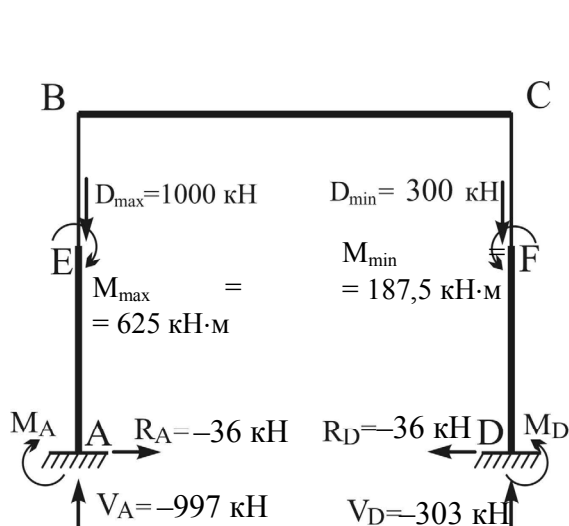


Рис. 6.9

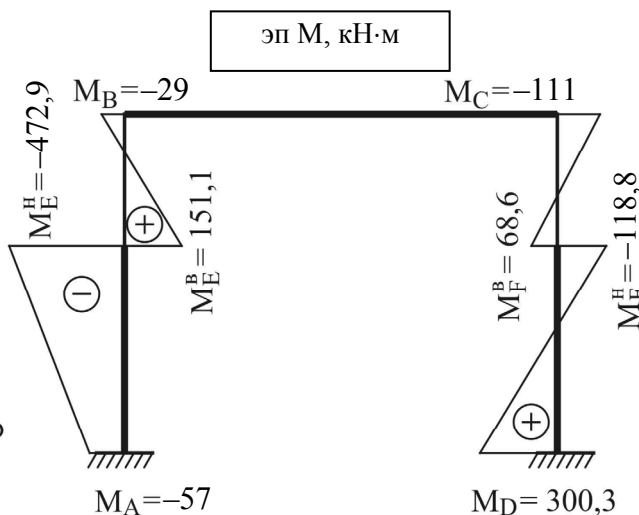


Рис. 6.10

Усилия от вертикальной крановой нагрузки (тележка слева)

Левая стойка $M_{\max} = 625 \text{ кН}\cdot\text{м}$				
Усилие	От $\Delta=1$ в основной системе \bar{M}	От $M_{\max} = 625 \text{ кН}\cdot\text{м}$ в основной системе	$\bar{M} \cdot \Delta^*$	Суммарное усилие в заданной системе $M = \bar{M} \Delta + M'$
M_A	$k_A \frac{EJ_H}{H^2} = -3,915 \frac{EJ_H}{H^2}$	$k_A \cdot M = 0,3 \cdot 625 = 187 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$-3,915 \cdot 62,3 = -244 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$-244 + 187 = -57 \text{ кН}\cdot\text{м}$
M_B	$k_B \frac{EJ_H}{H^2} = 1,268 \frac{EJ_H}{H^2}$	$k_B \cdot M = -0,171 \cdot 625 = -107 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$1,268 \cdot 62,3 = 79 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$79,0 - 107 = -29 \text{ кН}\cdot\text{м}$
$M_E^{\text{верх}}$	$k_C \frac{EJ_H}{H^2} = -0,287 \frac{EJ_H}{H^2}$	$k_E^B \cdot M = 0,271 \cdot 625 = 169 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$-0,287 \cdot 62,3 = -17,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$-17,9 + 169 = 151,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$
$M_E^{\text{нижн}}$	$-0,287 \frac{EJ_H}{H^2}$	$k_E^H \cdot M = -0,729 \cdot 625 = -455 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$-0,287 \cdot 62,3 = -17,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$-17,9 - 45,5 = -472,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$
R_A	$k_A' \frac{EJ_H}{H^3} = 5,182 \frac{EJ_H}{H^3}$	$-k_B' \frac{M}{H} = -1,471 \frac{625}{H} = -\frac{921}{H} \text{ кН}$	$\frac{5,182}{H} 62,3 = \frac{32,3}{H} \text{ кН}$	$\frac{323-921}{H} = -\frac{598}{16,6} = -36 \text{ кН}$
R_B	$k_B' \frac{EJ_H}{H^3} = -5,182 \frac{EJ_H}{H^3}$	$k_R \frac{M}{H} = 1,471 \frac{625}{H} = \frac{921}{H} \text{ кН}$	$-\frac{5,182}{H} 62,3 = -\frac{32,3}{H} \text{ кН}$	$-\frac{-323+921}{H} = -36 \text{ кН}$
Правая стойка $M_{\min} = 187,5 \text{ кН}$; $\eta = M_{\min}/M_{\max} = 187,5/625 = 0,3$				
Усилие	От $\Delta=1$ в основной системе \bar{M}	От $M_{\max} = 187,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$ в основной системе	$\bar{M} \cdot \Delta^*$	Суммарное усилие в заданной системе $M = \bar{M} \Delta + M'$
M_D	$= -\bar{M}_A = 3,915 \frac{EJ_H}{H^2}$	$\eta \cdot M_A' = 0,3 \cdot 187 = 56,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$3,915 \cdot 62,3 = 224 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$244 + 56,3 = 300,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$
M_C	$= -\bar{M}_B = -1,268 \frac{EJ_H}{H^2}$	$\eta \cdot M_B' = 0,3(-107) = -32 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$-1,268 \cdot 62,3 = -79 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$-79,0 - 32 = 111 \text{ кН}\cdot\text{м}$
$M_F^{\text{верх}}$	$= -\bar{M}_E = 0,287 \frac{EJ_H}{H^2}$	$\eta \cdot M_E^{B'} = 0,3 \cdot 169 = 50,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$0,278 \cdot 62,3 = 17,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$17,9 + 50,7 = 68,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$
$M_F^{\text{нижн}}$	$0,287 \frac{EJ_H}{H^2}$	$\eta \cdot M_E^{H'} = 0,3(-455) = -136,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$0,278 \cdot 62,3 = 17,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$17,9 - 136,7 = -118,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$
R_D	$= \bar{R}_A = 5,182 \frac{EJ_H}{H^3}$	$-\eta \cdot R_A' = -0,3 \left(\frac{-921}{H} \right) = \frac{276}{H} \text{ кН}$	$\frac{5,182}{H} 62,3 = \frac{323}{H} \text{ кН}$	$-\frac{323+276}{H} = -\frac{599}{16,6} = -36 \text{ кН}$
R_C	$= \bar{R}_B = -5,182 \frac{EJ_H}{H^3}$	$\eta \cdot R_B' = -0,3 \frac{921}{H} = -\frac{276}{H} \text{ кН}$	$-\frac{5,182}{H} 62,3 = -\frac{323}{H} \text{ кН}$	$-\frac{323+276}{H} = -\frac{594}{16,6} = -36 \text{ кН}$

$$*\Delta = -\frac{R_B' + R_C'}{R_B + R_C} = -\frac{\frac{921}{H} - \frac{276}{H}}{-5,182 \cdot E_H \cdot J_2} = \frac{62,3 \cdot H^2}{E \cdot J_H} \text{ (при подстановке в таблицу множитель } H^2/(E \cdot J_H) \text{ сократится).}$$

6. Статический расчет поперечной рамы каркаса

$$V_A' = \frac{M_{\max} - M_{\min} - M_A - M_D}{L} = \frac{625 - (187,5 + 57 + 300,3)}{30,0} = 3 \text{ кН.}$$

$$V_D' = -3 \text{ кН.}$$

$$V_A = D_{\max} + V_A' = -1000 + 3 = -997 \text{ кН.}$$

$$V_D = D_{\min} + V_A' = -300 - 3 = -303 \text{ кН.}$$

При загрузении 4 (тележка слева) расчетная схема и эпюры усилий будут обратно симметричны относительно рис. 6.9 и 6.10.

Расчет при загрузении 5: поперечное торможение у левой колонны вправо

Расчетная схема приведена на рис. 6.11, а эпюра М – на рис. 6.12. Результаты расчета представлены в табл. 6.2.

В табл. 6.2 обозначены:

$$* \overline{M}_x = \overline{M}_B - Q \cdot x = 1,268 \frac{EJ_H}{H^2} - 5,182 \frac{EJ_H}{H^3} - 4,0 = \frac{EJ_H}{H^2} \left(1,268 - \frac{5,182 \cdot 4,0}{16,6} \right) = 0,018 \frac{EJ_H}{H^2}.$$

$$\Delta = - \frac{R_B'}{R_B} = - \frac{35,7}{-2 \cdot 5,182 \frac{EJ_H}{H^3}} = 3,45 \frac{H^3}{EJ_H}.$$

$$V_A = \frac{-M_A - M_D + T(H-x)}{2} = 3,1 \text{ кН.}$$

$$V_D = V_A = -3 \text{ кН.}$$

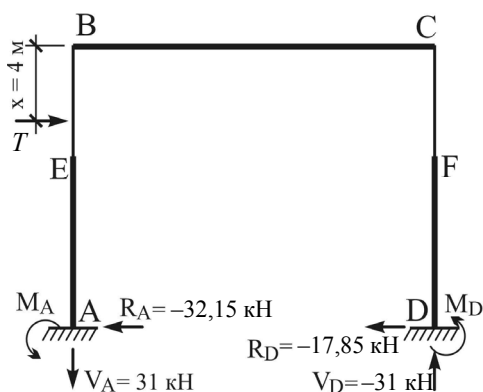


Рис. 6.11

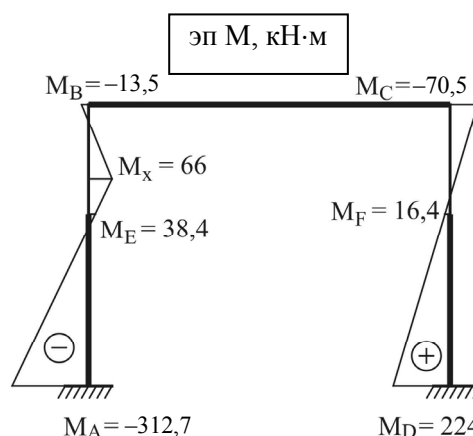


Рис. 6.12

Таблица 6.2

Усилия от поперечного торможения у левой колонны вправо

Левая стойка				
Усилие	От $\Delta = 1$ в основной системе \overline{M}	От $T = 50$ кН в основной системе M	$\overline{M} \cdot \Delta$	Суммарное усилие в заданной системе $M = \overline{M} \Delta + M'$
M_A	$-3,915 \frac{EJ_H}{H^2}$	$k_A \cdot T \cdot H = -0,107 \cdot 50 \times 16,6 = -88,7 \text{ кН·м}$	$-3,915 \cdot 3,45 \cdot H = -224 \text{ кН·м}$	$-224 - 88,7 = -312,7 \text{ кН·м}$
M_B	$1,268 \frac{EJ_H}{H^2}$	$k_B \cdot T \cdot H = -0,101 \cdot 50 \times 16,6 = -84 \text{ кН·м}$	$1,268 \cdot 3,45 \cdot H = 70,5 \text{ кН·м}$	$70,5 - 84 = -13,5 \text{ кН·м}$
M_x	$0,018 \frac{EJ_H}{H^2}$	$k_E \cdot T \cdot H = 0,078 \cdot 50 \times 16,6 = 65 \text{ кН·м}$	$0,018 \cdot 3,45 \cdot H = 11,05 \text{ кН·м}$	$1,05 + 65 = 66 \text{ кН·м}$

Левая стойка				
Усилие	От $\Delta = 1$ в основной системе \bar{M}	От $T = 50$ кН в основной системе M	$\bar{M} \cdot \Delta$	Суммарное усилие в заданной системе $M = \bar{M} \Delta + M'$
$M_E^H = M_E^B$	$-0,287 \frac{EJ_H}{H^2}$	$k_C \cdot T \cdot H = 0,066 \times 50 \cdot 16,6 = 54,8$ кН·м	$-0,287 \cdot 3,45 \cdot H = -16,4$ кН·м	$-16,4 + 54,8 = 38,4$ кН·м
R_A	$5,182 \frac{EJ_H}{H^3}$	$k_A' \cdot T = 0,285 \cdot 50 = 14,3$ кН	$5,182 \cdot 3,45 = 17,85$ кН	$17,85 + 14,3 = 32,15$ кН
R_B	$-5,182 \frac{EJ_H}{H^3}$	$k_B' \cdot T = 0,715 \cdot 50 = 3,57$ кН	$-5,182 \cdot 3,45 = -17,85$ кН	$-(-17,85 + 35,7) = -17,85$ кН
Правая стойка				
Усилие	От $\Delta = 1$ в основной системе \bar{M}	Сила не приложена	$\bar{M} \cdot \Delta$	Суммарное усилие в заданной системе $M = \bar{M} \Delta$
M_C	$-1,268 \frac{EJ_H}{H^2}$	–	$-1,268 \cdot 3,45 \cdot H = -70,5$ кН·м	$-70,5$ кН·м
M_D	$3,915 \frac{EJ_H}{H^2}$	–	$3,915 \cdot 3,45 \cdot H = 224$ кН·м	224 кН·м
M_F	$0,287 \frac{EJ_H}{H^2}$	–	$0,287 \cdot 3,45 \cdot H = 16,4$ кН·м	$16,4$ кН·м
R_D	$5,182 \frac{EJ_H}{H^2}$	–	$5,182 \cdot 3,45 = 17,85$ кН	$-17,85$ кН
R_C	$-5,182 \frac{EJ_H}{H^3}$	–	$-5,182 \cdot 3,45 = -17,85$ кН	$17,85$ кН

Остальные варианты усилий от поперечного торможения легко получить из рис. 6.11 и 6.12, переставляя направление нагрузки T и место её приложения к левой или правой стойке. Так, при загрузении 6 изменится направление T , а следовательно, и знаки в усилиях M , V и R по сравнению со знаками на рис. 6.11 и 6.12. При загрузении 7 (сила T у правой колонны влево) будем иметь значения, показанные на рис. 6.13 и 6.14.

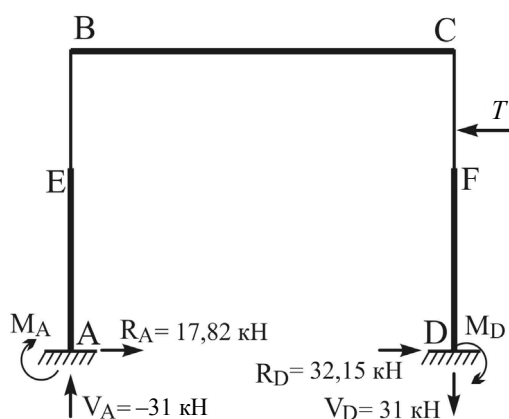


Рис. 6.13

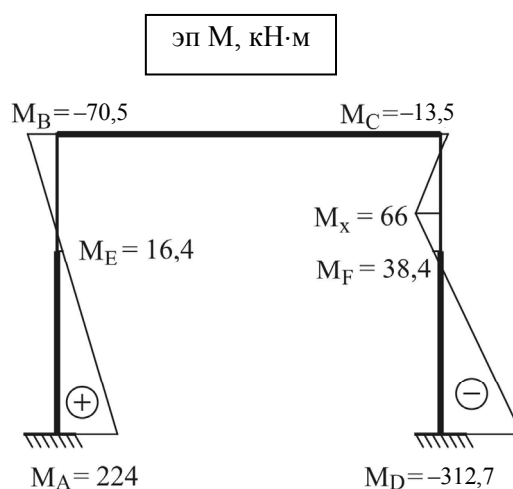


Рис. 6.14

Подобным образом с помощью таблиц прил. 3 можно вычислить усилия и при других вариантах загрузки. Расчетные схемы и усилия от загрузки 9 ветровой нагрузкой приведены на рис. 6.15 и 6.16.

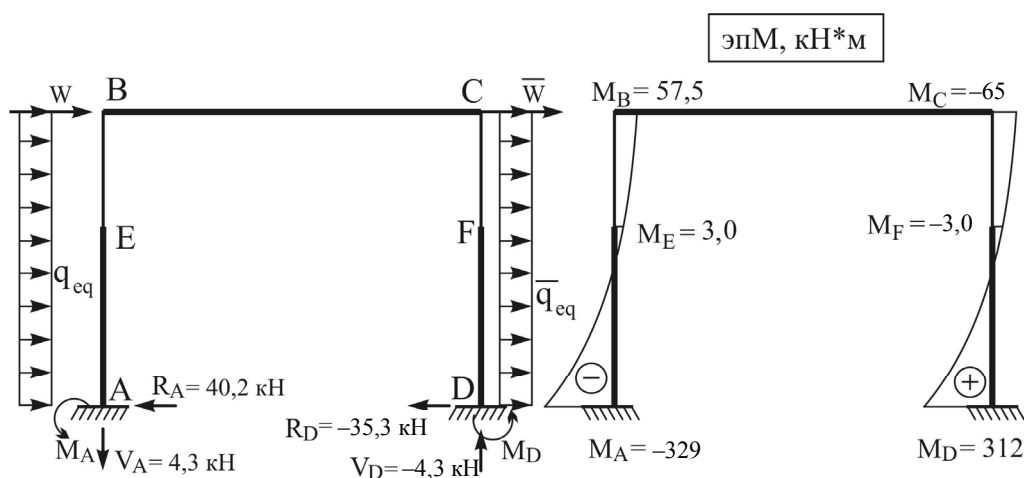


Рис. 6.15

Рис. 6.16

При загрузении 10 (ветер справа) изменится направление и место приложения нагрузок обратно симметрично рис. 6.15. Соответствующие усилия M , V и R при загрузении 10 легко определяются из рис. 6.15 и 6.16.

6.2. Определение расчетных сочетаний усилий (PCY)

Расчеты элементов каркаса выполняются на самые неблагоприятные сочетания нагрузок и соответствующих им усилий. Эти сочетания устанавливаются на основе анализа возможных вариантов одновременного воздействия различных нагрузок согласно СНиП 2.01.07–85*. Этими нормами предусмотрены два вида основных сочетаний и одно особое.

Основное сочетание с одной кратковременной нагрузкой допускает одновременно учитывать все постоянные, все временные длительные и одну кратковременную нагрузку с коэффициентом сочетаний $\Psi = 1$.

Основное сочетание с несколькими кратковременными нагрузками допускает одновременно учитывать любые нагрузки, кроме особых. При этом постоянные нагрузки применяются с коэффициентом $\Psi = 1$, временные длительные – с $\Psi = 0,95$, а кратковременные – с $\Psi = 0,9$.

В особых сочетаниях учитываются постоянные, временные длительные с $\Psi = 0,95$, кратковременные с $\Psi = 0,8$ и одна особая с $\Psi = 1$.

Определение PCY рекомендуется производить в табличной форме (табл. 6.3). Ввиду статической и геометрической симметрии достаточно рассмотреть усилия в одной (левой) колонне, ограниченной сечениями А, Е_н, Е_в, В (рис. 6.1–6.16). В таблице PCY эти сечения обозначены цифрами 1, 2, 3 и 4. Рассмотрим процесс и последовательность составления PCY.

На первом этапе следует заполнить первые 10 строк таблицы, выписав соответствующие значения M , N , Q , выявленные в результате статического расчета. Правило знаков: положительная M растягивает внутренние волокна рамы (см. эп. М), положительная N вызывает растяжение стойки, положительная Q растягивает ригель.

Расчетные сочетания усилий

№	Нагрузки	Сечен. 1 (А)			Сечен. 2 (Е _п)		Сечен. 3 (Е _в)		Сечен. 4 (В)			
		М	N	Q	М	N	М	N	М	N	Q	
I. Усилия												
1	Постоянные	304	-370	-26,5	-3,5	-350	-116	-350	-249	-330	-26,5	
2	Снег	152	-150	-13,2	-1,75	-150	-58	-150	-124,4	-150	-13,2	
3	Ветер слева	-329	4,3	40,2	3,0	4,3	3,0	4,3	57,5	4,3	-3	
4	Ветер справа	312	-4,3	-40,2	-3,0	-4,3	30,0	-4,3	-65	-4,3	-3	
5	Кран, давление слева	-57	-997	-36	-473	-997	151	3	-29	3	-36	
6	Кран, давление справа	300	-303	-36	-119	-303	68,6	-3	-111	-3	-36	
7	Торможение у левой стойки вправо	-313	3,1	32,1	38,4	3,1	38,4	3,1	-13,5	3,1	-18	
8	Торможение у левой стойки влево	313	-3,1	-32,1	-38,4	-3,1	-38,4	-3,1	13,5	-3,1	18	
9	Торможение у правой стойки влево	224	-3,1	-18	16,4	-3,1	16,4	-3,1	-70,5	-3,1	-18	
10	Торможение у правой стойки вправо	-224	3,1	18	-16,4	3,1	-16,4	3,1	38,4	3,1	18	
II. Одно кратковременное нагружение												
II ^А	При +M _{max} (N, Q соответ.)	6, 8			3		5, 7		3			
		613	-306,1	-68,1	3,0	-4,3	189,4	0,1	57,5	4,3	-3	
II ^Б	При -M _{max} (N, Q соответ.)	5, 7			5, 8		2		6, 9			
		-370	-994	-4	-511,4	-1000	-58	-150	-181,5	-6,1	-54	
II ^В	При -N _{max} (M, Q соответ.)	5, 8			5, 8		2		2			
		256	-1000	-68,1	-511,4	-1000	-58	-150	-124,4	-150	-13,2	
III. Несколько кратковременных нагружений												
При C = 1,0	При +M _{max} (N, Q соответ.)	2, 4, 6, 8			Нет		4, 5, 7		Нет			
		1077	-460	-121,5	-	-	219,4	-150,1	-	-	-	
	При -M _{max} (N, Q соответ.)	3, 5, 7			2, 4, 5, 8		Нет		2, 4, 6, 9			
		-699	-990	36,2	-513	-1154	-	-	-370,9	-160,4	-64,2	
При -N _{max} (M, Q соответ.)	2, 4, 5, 8			2, 4, 5, 8		2, 4, 5, 9		2, 4, 6, 9				
	720	-1154	-78,5	-519	-1154	139,4	-160,4	-370,9	-160,4	-64,2		
III ^А	При C = 0,9	При +M _{max} (N, Q соответ.)	969,3	-414	-109,4	-	-	197,5	-135	-	-	
III ^Б		При -M _{max} (N, Q соответ.)	-629,1	-891	32,6	-462	-1039	-	-	-333,8	-144,4	-57,8
III ^В		При -N _{max} (M, Q соответ.)	648	-1039	-70,7	-462	-1039	125,5	-144,5	-333,8	-144,4	-57,8
Сочетан. с 1 кратк. нагрузкой (I + II)	+M _{max}	917	-676	-94,6	-	-	73,4	-350	-	-	-	
	-M _{max}	-66	-1364	-30,5	-516	-1350	-	-	-430,5	-336,1	-80,5	
	-N _{max}	560	-1370	-94,6	-516	-1350	-174	-500	-373,4	-480	-39,7	
Сочетан. с неск. крат. наг. (I + III)	+M _{max}	1273	-784	-136	-	-	81,5	-485	-	-	-	
	-M _{max}	-325,1	-367,3	6,1	-466	-1385	-	-	-582,8	-475	-84,3	
	-N _{max}	952	-1409	-97,2	-466	-1389	9,5	-494	-582,8	-475	-84,3	
Анкерное сочетание	0,82 (1) + (4)	561,3	-307	-62	-	-	-	-	-	-	-	
	0,82 (1) + III	1219	-717	-131	-	-	-	-	-	-	-	

На раму действует постоянная и 3 кратковременных нагрузки: снег, кран и ветер. Ветер может действовать либо слева, либо справа (2 варианта нагружения). Кран воздействует по-

средством вертикального давления и горизонтального торможения (6 вариантов загрузки). Максимальное крановое давление может быть либо на левой колонне (тележка с грузом слева), либо на правой колонне (тележка справа), т. е. 2 варианта расположения грузов (пп. 5 и 6 табл. 6.3). Каждому варианту кранового давления может сопутствовать любой из четырех вариантов кранового торможения (пп. 7–10 табл. 6.3) независимо от положения тележки и направления тормозного усилия. В каждом отдельном случае выбирается наиболее опасная комбинация вертикальной и горизонтальной крановой нагрузки.

Для каждого намеченного сечения 1, 2, 3 и 4 необходимо составить РСУ по трем критериям:

- нагрузки, вызывающие $+M_{\max}$ (максимальный положительный момент);
- нагрузки, вызывающие $-M_{\max}$ (максимальный отрицательный момент);
- нагрузки, вызывающие $-N_{\max}$ (максимальную сжимающую силу).

Сначала выбирается одно кратковременное нагружение (снег, кран или ветер), дающее в рассматриваемом сечении (1–4) максимальный положительный момент. Значение его из строк 2–10 заносится в знаменатель строки Π^A . Номера взятых нагрузок фиксируются в числителе графы Π^A . При этом соответствующие им остальные усилия (N , Q , M) принимаются согласно отмеченным в числителе графы Π^A номерам нагрузок.

Например, в сечении 1 при $+M_{\max}$ (N , Q – соотв.) наиболее опасная кратковременная нагрузка – крановое воздействие (6 и 8 номера загрузений, обозначенные в таблице): вертикальное давление при тележке справа и поперечное торможение у левой колонны влево. Эта комбинация нагрузок даст:

$$M = 300 + 312 = 613 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N_{\text{соотв}} = -303 - 3,1 = -306 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{соотв}} = -36 - 32,4 = -68,1 \text{ кН}.$$

Аналогично выбираются и остальные нагрузки в строках Π^A – Π^B .

На следующем этапе в матрице Π выбирается не одна, а как можно больше кратковременных нагрузок, усиливающих сочетания по тем же критериям $+M_{\max}$ (N , Q – соотв.); $-M_{\max}$ (N , Q – соотв.); $-N_{\max}$ (M , Q – соотв.). При этом количество кратковременных нагрузок (кран, снег или ветер) должно быть не менее двух.

Например, в сечении 1 при $+M_{\max}$ (N , Q – соотв.) следует взять 3 кратковременные нагрузки: снег, кран и ветер (2, 4, 6 и 8). Эта комбинация нагрузок даст в сечении 1: $M = 1077 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N = -460 \text{ кН}$; $Q = -121,5 \text{ кН}$.

Одновременное воздействие всех кратковременных нагрузок при их максимальной интенсивности маловероятно, поэтому в основном сочетании с несколькими кратковременными нагрузками они принимаются с коэффициентом $c = 0,9$. Это отражается в строках Π^A – Π^B путем перемножения усилий матрицы Π на $c = 0,9$. Например, для сечения 1:

$$+M_{\max} = 1077 \cdot 0,9 = 969,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N_{\text{соотв}} = -460 \cdot 0,9 = -414 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{соотв}} = -121,5 \cdot 0,9 = -109,4 \text{ кН}.$$

Теперь для составления расчетных сочетаний усилий достаточно к выбранным кратковременным нагрузкам добавить постоянную (строка 1 таблицы). Будем иметь РСУ с одной кратковременной нагрузкой (1 + Π) и с несколькими кратковременными нагрузками (1 + Π). Для вышерассмотренного примера это даст:

– вариант (1 + Π):

$$+M_{\max} = 304 + 613 = 917 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N_{\text{соотв}} = -370 - 306 = -676 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{соотв}} = -26,5 - 68,1 = -94,6 \text{ кН};$$

– вариант (1 + III):

$$+M_{\max} = 304 + 969,3 = 1273 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N_{\text{соотв}} = -370 - 414 = -784 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{соотв}} = -26,5 - 109,4 = -136 \text{ кН}.$$

Далее из РСУ с одной и несколькими кратковременными нагрузками (варианты 1 + II и 1 + III) необходимо найти самые опасные комбинации усилий для расчета элементов колонны. Эта процедура – сравнение соответствующих комбинаций усилий.

Верхняя часть колонны ограничена сечениями 3 и 4. Из вариантов (1 + II) и (1 + III) таблицы очевидно, что для сечений 3 и 4 наиболее опасной (расчетной) является комбинация усилий в сечении 4 (вариант 1 + III) при $-M_{\max}$ и $-N_{\max}$. Расчетные усилия здесь составляют: $M = -582,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N = -475 \text{ кН}$; $Q = -84,3 \text{ кН}$. Они обведены в таблице. Сечение верхней части колонны будет симметричным, поэтому знак (направление) изгибающего момента расчетной комбинации не имеет значения.

Поперечное сечение нижней части колонны проектируется несимметричным, поэтому при выборе РСУ необходимо учитывать направление изгибающего момента. Путем сравнительного анализа вариантов (1 + II) и (1 + III) в сечениях 1 и 2 выявляются расчетные комбинации усилий сначала при $+M_{\max}$, потом при $-M_{\max}$ и, наконец, при $-N_{\max}$. Найденные РСУ для нижней части колонны также обведены в таблице и составляют:

$$+M_{\max} = 1273 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_{\text{соотв}} = -784 \text{ кН}; Q_{\text{соотв}} = -136 \text{ кН}.$$

$$-M_{\max} = -516 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_{\text{соотв}} = -1350 \text{ кН}; Q_{\text{соотв}} - \text{для сечения 2 не представляет интереса}.$$

$$-N_{\max} = -1409 \text{ кН}; M_{\text{соотв}} = 952 \text{ кН}\cdot\text{м}; Q_{\text{соотв}} = -97,2 \text{ кН}.$$

Согласно принятому правилу знаков, положительный изгибающий момент догружает наружную, отрицательный – подкрановую ветвь колонны.

База колонны расположена в сечении 1. Для её расчета выбирается РСУ только из сечения 1 по тому же принципу с учетом знака изгибающего момента. Для наружной базы колонны из таблицы будем иметь:

$$M_{\max} = 1273 \text{ кН}\cdot\text{м}; N = -784 \text{ кН}; Q = -136 \text{ кН}; \text{ а также } M = 952 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_{\max} = -1409 \text{ кН}; Q = 97,2 \text{ кН}.$$

Для внутренней (подкрановой) базы:

$$-M_{\max} = -325,1 \text{ кН}\cdot\text{м}; N = -367,3 \text{ кН}; Q = 6,1 \text{ кН} \text{ или } N_{\max} = -1364 \text{ кН}; M = -66 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Анкерные болты работают на растяжение. Поэтому РСУ для их расчета выявляется при действии большого изгибающего момента, который стремится оторвать болты, и малой сжимающей продольной силы, которая разгружает эти болты.

В статическом расчете рамы при вычислении постоянных нагрузок и их расчетных значений был принят $\gamma_f > 1$, учитывающий возможную перегрузку конструкций. Для анкерных болтов опасней возможная недогрузка и $\gamma_f < 1$, т. к. разгружающий эффект продольной силы будет минимальным. Чтобы не выполнять заново статический расчет рамы ради определения расчетных усилий в анкерных болтах, достаточно скорректировать значения постоянных нагрузок в строке 1 таблицы. Принимая усредненное значение «коэффициента перегрузки» $\gamma_{f1} = 1,1$ и «коэффициента недогрузки» $\gamma_{f2} = 0,9$, получим корректирующий коэффициент

$$K = 0,9/1,1 = 0,82.$$

Умножая на него строку 1 табл. 6.3, будем иметь значение постоянной нагрузки для анкерного сочетания.

Одной кратковременной нагрузкой для анкерного сочетания всегда будет ветер справа (нагрузка 4 табл. 6.3). В этом случае при большом отрывающем M прижимающая сила $N \approx 0$. Другая опасная комбинация – максимальный отрывающий M и соответствующая ему прижимающая N . Эти расчетные усилия отмечены в последних строках табл. 6.3.

По найденным значениям расчетных усилий выполняется конструктивный расчет элементов рамы каркаса и их узлов сопряжения.

6.3. Расчет методом конечного элемента (МКЭ) с помощью ПЭВМ

При статическом расчете с помощью ПЭВМ используются стандартные комплексы пакетов прикладных программ (Lira, SCAD Office, STARK ES, MicroFe, APM Sivil Engineering), основанных на методе конечного элемента (МКЭ). В соответствии с принятой расчетной схемой и исходными данными (см. табл. 5.4) в формализованном виде применительно к имеющейся стандартной программе вводятся эти исходные данные в память ЭВМ. К ним относятся:

- параметры системы;
- массив стержней;
- массив загружений;
- массив нагрузок;
- массив опорных связей;
- массив числовых характеристик нагрузок;
- массив координат узлов по направлениям связей;
- массив жесткостей.

Способ ввода информации зависит от особенностей программного интерфейса. Практически у всех современных расчетных комплексов реализован графический ввод исходной информации. Исходные данные задаются последовательно в режиме диалога, а элементы расчетной схемы по мере их задания отображаются на мониторе. Результат ввода расчетной схемы сохраняется в файле решаемой задачи, формат файла зависит от программного комплекса. Как правило, в этом файле информация хранится в виде массива чисел.

В разделе исходных данных «параметры системы» указывается признак системы (рама), число стержней и узлов, типы жесткостей, количество загружений, число нагрузок, размер массива жесткостей и другая информация.

В массиве стержней указывается номер стержня, его тип, тип жесткости, номера узлов начала и конца стержня. В массиве загружений – количество нагрузок в загружении. В массиве нагрузок – тип нагрузки, место её приложения и порядковый номер этой нагрузки в массиве числовых характеристик нагрузок. В массиве опорных связей указываются номера узлов и признаки наличия или отсутствия линейных и угловых связей в этом узле.

Вводимая в ПЭВМ информация может быть сохранена в формат текстового файла или оформлена в виде файла отчета по исходным данным формата *.doc. Сравнивая эту информацию с заданной, можно судить о корректности ввода исходных данных. Также корректность исходных данных можно проверить путем анализа графического отображения расчетной схемы.

Особое внимание следует обратить на условия сопряжения ригеля с колоннами, на закрепление колонн в фундаменте, на участки резкого изменения жесткостных характеристик, на схемы приложения нагрузок.

Результаты расчета могут быть представлены в виде файла отчета по результатам расчета формата *.doc или графически в виде эпюр усилий или деформированной схемы каркаса. Отчет включает в себя усилия в элементах и перемещения узлов расчетной схемы при заданных нагрузках. Отдельно может быть представлена таблица расчетных сочетаний усилий. Файл отчета и графическая информация могут быть выведены на печать. Далее подробно рассматривается процесс расчета с помощью ПЭВМ.

Всякий расчетный пакет программ выполняет три основные функции:

- ввод исходных данных;
- расчет;
- вывод результатов расчета.

Первая выполняется с помощью программ или разделов программного комплекса, называемых препроцессором, последняя – постпроцессором. Процедура работы пользователя в пре- и постпроцессоре называется интерфейсом. Эффективность работы расчетной программы зависит от качества графической части интерфейса: удобство и быстрота ввода и вывода информации, возможности быстрого интерактивного анализа результатов счета, необходимых для принятия решения о последующих действиях в процессе машинного счета.

Ввод исходных данных

Построение геометрической схемы конструкции может быть выполнено двумя способами: с помощью собственного графического редактора программы либо с помощью специализированного графического редактора, например AutoCAD. Второй способ значительно эффективнее, так как специализированные графические редакторы обладают большими возможностями по сравнению с локальными редакторами расчетных программ.

Следующим этапом работы является наложение сетки конечных элементов (КЭ) на геометрическую схему конструкции. Прежде чем это делать, необходимо создать предварительную структуру конечноэлементной модели, разбив все конструктивные элементы на группы по материалу (металл, железобетон и т. д.), типам (стержневые, плоские, объемные) и подтипам (колонны, балки, элементы решетчатых конструкций, имеющие одинаковые сечения). Желательно иметь группы элементов, к которым прикладываются однотипные нагрузки.

Далее необходимо выбрать соответствующие типы конечных элементов (стержневой, плоский, объемный и др.), ввести физико-механические характеристики материалов (модуль упругости, коэффициент Пуассона, плотность и др.), задать форму и геометрические характеристики поперечных сечений конечных элементов (например, сечение в виде двутавра, его площадь, моменты инерции и т. д.).

На этом этапе полезно применять приближенные «ручные» методы расчета конструктивных элементов, а также использовать имеющиеся аналогичные проектные решения. Во многих программах имеются соответствующие библиотеки материалов и сечений, а также подпрограммы, помогающие выполнить эту работу. Поперечные сечения должны быть ориентированы должным образом. Например, вертикальная ось Y поперечного сечения двутавровой балки, работающей на изгиб в вертикальной плоскости, должна совпадать с вертикальной осью глобальной системы координат (например, ось Z), в которой построена расчетная схема конструкции. В некоторых программах требуется задавать размер конечного элемента. Для стержневых схем этот размер следует выбирать таким, чтобы на один стержень приходилось не менее четырех конечных элементов.

В процессе создания сетки в местах сопряжения конечных элементов образуются многократные узлы, а в силу каких-то причин могут образовываться также и многократные элементы. Для исключения этой ситуации необходимо выполнить команды проверки на совмещение узлов и элементов. В противном случае программа не будет работать. В некоторых программах процедура совмещения кратных узлов выполняется автоматически.

Как правило, при создании сетки конечные элементы сопрягаются между собой жестко. Поэтому если в конструкции реально имеются шарнирные сопряжения, то в соответствующих узлах необходимо вставить шарниры. Для этого в программах имеются специальные средства. Однако этой процедурой не следует злоупотреблять. Так, например, при ручных способах расчета ферм обычно принимают шарнирное сопряжение стержней в узлах, не-

смотря на то, что конструктивно стержни в узлах объединены с помощью фасонки на сварке, что на самом деле является жестким соединением. Поэтому при машинном расчете шарниры в узлы сварной металлической фермы вставлять не следует, и это соответствует действительной работе конструкции.

Далее расчетную схему необходимо снабдить опорными закреплениями. Они могут быть шарнирными, жесткими, упругоподатливыми, узловыми, распределенными и т. д. Определение типа опоры делается на основании анализа работы конструкции опорного узла либо назначается исходя из конструктивной необходимости, впоследствии обеспечивается соответствующей компоновкой опорного узла.

Наконец, необходимо приложить к расчетной схеме нагрузки, предварительно подсчитав их вручную либо с помощью вспомогательных программных средств. В сложных схемах большое облегчение могут принести удачно созданные группы элементов и узлов с однотипными нагрузками, а также локальные системы координат для задания их направлений. Нагрузки желательно вводить нормативными по типам. Например, постоянная нагрузка, снеговая, ветровая, крановая и т. д. Для определения нагрузки от собственной массы несущих конструкций обычно осуществляется специальная процедура автоматического расчета, использующая заданные геометрические и физические характеристики конечных элементов. При этом необходимо задать значение и направление гравитационной постоянной, например $g_y = 981 \text{ см/с}^2$. Эти же данные используются программой для вычисления массы отдельных групп элементов или всего сооружения. Для учета массы дополнительных конструктивных элементов (фасонки, ребра жесткости, опорные плиты и пр.) при подсчете плотности материала необходимо ввести строительный коэффициент по массе, величину которого можно принять в пределах 1,15–1,30 в зависимости от вида конструкции. В некоторых программах из введенных типов нагрузок можно создавать расчетные комбинации с соответствующими весовыми коэффициентами, в качестве которых могут быть коэффициенты надежности, коэффициенты сочетания и пр. Если создание таких комбинаций не предусмотрено, то их надо создавать вручную и вводить в качестве типов нагрузок. В некоторых программах имеется возможность аналогичного комбинирования результатов расчетов (напряжений, перемещений и др.), однако это применимо только для расчетов в линейной постановке.

В заключение такой подготовительной работы необходимо задать условия выполнения расчетной задачи: статическая или динамическая, линейная или нелинейная постановка, геометрическая или физическая нелинейность либо то и другое одновременно и т. д. При этом необходимо задать соответствующие параметры нелинейного счета. Для расчета металлических конструкций типа каркаса производственного здания рекомендуется геометрически нелинейная постановка задачи при линейном поведении материала. Это так называемый расчет по деформированной схеме, который исключает необходимость проверки устойчивости сжатых элементов. Во многих программах имеется специальный блок расчета конструкций на устойчивость. Однако в нем, как правило, учитываются только осевые усилия в элементах. Этого недостаточно, так как реальные металлические конструкции, включая стержневые, являются пространственными, испытывающими осевые, изгибающие, крутящие и поперечные усилия по всем главным направлениям.

По поводу единиц измерения вводимых и выводимых величин следует иметь в виду, что машина в общем случае их не различает. Поэтому можно работать практически с любыми исходными единицами измерений, однако необходимо корректно интерпретировать получаемые результаты. В общем случае рекомендуется использовать стандартные системы единиц, например СИ. Размеры задаются в сантиметрах, силы в килоньютонах, время в секундах. Следовательно, нагрузки, распределенные по площади, а также напряжения получают в кН/см^2 , нагрузки, распределенные по линии, – в кН/см . Масса по закону Ньютона оп-

ределяется как отношение массы (силы) к гравитационной постоянной $g = 981 \text{ см/с}^2$. Тогда плотность (удельная масса) стальных конструкций, которая должна быть задана в исходных данных, с учетом строительного коэффициента $\psi = 1,2$ имеет вид

$$\rho = \psi \frac{\gamma}{g} = 1,2 \frac{7,7 \cdot 10^{-5}}{981} = 9,4 \cdot 10^{-8} \text{ кН}\cdot\text{с}^2/\text{см}^4,$$

где $\gamma = 7,7 \cdot 10^{-5} \text{ кН/см}^3$ – удельная масса стали.

Обычно программы, используя введенные геометрические размеры элементов и плотность металла, по соответствующей команде могут вычислить массу металлических конструкций, размерность которой в данном случае $[\tau] = \text{кН}\cdot\text{с}^2/\text{см}$. Чтобы определить массу металлоконструкций в тоннах, надо умножить эту массу на $981 \cdot 102/1000 = 100$.

Счет

По завершении всех подготовительных работ в препроцессоре следует запустить команду на счет и отслеживать ее выполнение. При необходимости вносить корректировки и снова запускать на счет. Например, при расчете по деформированной схеме может оказаться, что какой-то сжатый элемент или группа элементов получают чрезмерные перемещения, что равносильно потере устойчивости. В процессе счета программа сообщит об этом. Тогда следует увеличить сечения соответствующих элементов и снова запустить команду на счет. Часто возникают сбои в счете из-за неправильно заданных граничных условий (опорные закрепления). Возможны и другие ситуации, вызванные досадными ошибками при вводе исходных данных. В некоторых случаях процесс отладки может занять достаточно много времени, пока не будут достигнуты убедительные результаты счета. При этом, естественно, приходится обращаться к постпроцессору для вывода и анализа контрольных моментов в результатах счета, например, контроль напряжений и перемещений в характерных точках, соответствие опорных реакций внешним нагрузкам, графический вывод общей картины деформирования всей конструкции либо отдельных групп элементов и т. д.

После этого в зависимости от поставленной задачи может быть выполнена исследовательская работа. Например, можно оптимизировать конструкцию по расходу материала либо произвести унификацию элементов с учетом технологичности изготовления и монтажа. Возможно изменить расчетную схему конструкции, удалив или добавив отдельные конструктивные элементы, заменив жесткие сопряжения шарнирными, или наоборот. Для перераспределения усилий между элементами можно ввести преднапряжение и т. д. На этапе исследования обычно выполняются расчеты на все возможные комбинации нагрузок для выявления наиболее опасных мест в конструкции, а также недонапряженных участков, где можно сэкономить металл.

Вывод окончательных результатов расчета

Объем и характер выводимого материала зависят от поставленной задачи. Многие также зависят от возможностей постпроцессора расчетной программы. Разумеется, весь этот материал или какую-то его часть можно создать с помощью средств, не связанных с расчетной программой, начиная от текстового редактора типа MS Word или графического редактора типа AutoCAD и заканчивая примитивными ручными средствами. Однако материал, введенный с помощью собственных средств расчетной программы, представляет собой объективный документ, свидетельствующий о том, с какими, например, исходными данными

работала программа и какие результаты получены в машине без какой-либо интерпретации человеком.

Выводимый материал можно подразделить на графический (расчетные схемы, деформированные схемы, графики и т. п.) и текстовый, как правило, в виде таблиц различного формата. Во всех случаях следует стремиться выводить минимально необходимое количество материала. Практически всегда приходится выводить расчетную схему в конечно-элементном виде. В случае сложной пространственной схемы бывает полезным вывести в укрупненном масштабе отдельные ее фрагменты. Весьма наглядным и информативным является вывод деформированных схем от основных нагрузок или их сочетаний. На указанных схемах необходимо показать номера узлов и элементов с выделением их цветом либо условными обозначениями, где наблюдаются наибольшие перемещения, напряжения или усилия. Здесь же можно показать опорные закрепления с обозначением степеней свободы, а также для простых схем внешние нагрузки и опорные реакции.

Далее полезно вывести физические и геометрические характеристики элементов, например, в табличной форме. И наконец, выводятся таблицы наибольших перемещений, напряжений и усилий с указанием соответствующих номеров узлов и элементов. Эти номера должны совпадать с номерами, указанными на расчетных схемах. Наибольшие напряжения желательно определять для каждого типа поперечного сечения элементов. Для этого полезно создать группы элементов по типам сечений и определять максимум в каждой группе.

В случае необходимости выполнения динамических расчетов (собственные колебания конструкции, сейсмическое воздействие, ударная волна, падение различного рода предметов и т. п.) следует выводить также сведения о собственных частотах колебания конструкции, соответствующие этим частотам формы, а также ускорения и скорости перемещения в расчетных сечениях конструкции. Такие сведения могут понадобиться, например, для расчета динамической составляющей ветровой нагрузки.

Для расчета каркаса с учетом его пространственной работы достаточно выделить отсек здания, включающий 6–7 шагов поперечных рам (рис. 6.17).

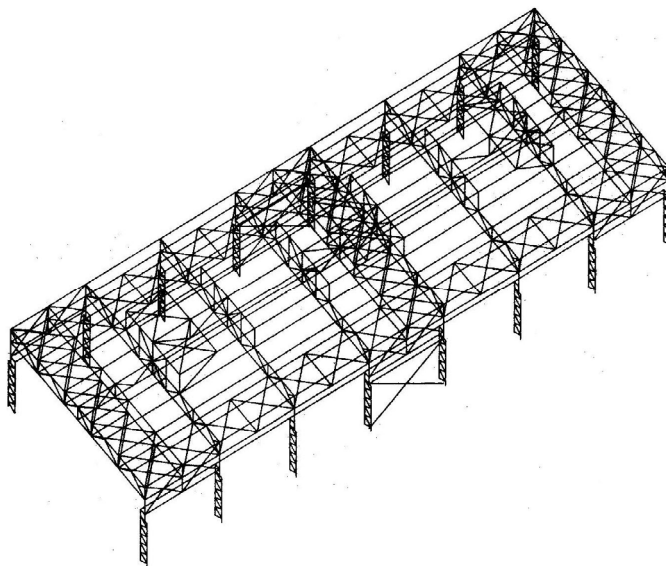


Рис. 6.17. Расчетная схема каркаса

Здесь можно различить поперечные рамы со сквозным ригелем и сквозной подкрановой частью колонны, а также фанарной надстройкой. В продольном направлении рамы со-

единены между собой прогонами покрытия, горизонтальными связями шатра, а также вертикальными связями по шатру, колоннам и фонарю. Геометрическая схема построена в AutoCAD, где представлена по слоям, соответствующим каждому типу поперечного сечения конструктивных элементов. Например, первый слой содержит все элементы наружных ветвей колонн, второй – внутренних ветвей колонн, третий – элементы решетки сквозных колонн, четвертый – надкрановых частей колонн и т. д. Всего понадобилось 24 слоя для размещения всех однотипных групп элементов каркаса (табл. 6.4). Каждый слой имеет сокращенное название (из-за особенностей AutoCAD рекомендуется использовать латинский шрифт). Эти слои в последующем можно трансформировать в группы конечных элементов при работе в препроцессоре расчетной программы, что существенно облегчит работу со сложной расчетной схемой.

Таблица 6.4

Протокол разбивки расчетной схемы на конечные элементы

№ п/п	Импортируемые файлы типа .dxf	Номер линий	Длина КЭ, см	Номера узлов	Номера КЭ	Группы КЭ
1	Наружная ветвь колонны	1–96	55	1–416	1–320	1, 2
2	Внутренняя ветвь колонны	97–176	55	417	321–640	
3	Решетка колонны	177–336	50	817	641–1280	
4	Надкрановая ветвь колонны	337	77	1617–1840	1281–1456	3
5	Верхний пояс фермы у опор	385–432	77	1841–2080	1457–1648	
6	Верхний пояс фермы в пролете	433–464	77	2081–2240	1649–1776	
7	Нижний пояс фермы у опор	465–480	77	2241–2384	1777–1904	
8	Нижний пояс фермы в пролете	481–512	77	2385–2608	1906–2096	
9	Раскосы 1–2	513–544	55	2609–2768	2097–2224	
10	Раскосы 2–3	545–560	110	2769–2848	2225–2288	
11	Раскосы 4–5	561–576	110	2849–2928	2289–2352	
12	Раскосы 5–8	577–632	110	2929–3168	2353–2536	
13	Стойки фермы	633–664	77	3169–3328	2537–2664	
14	Траверсы	665–704	23	3329–3488	2665–2784	
15	Верхний пояс фонаря	705–728	77	3489–3608	2785–280	
16	Стойки фонаря	729–758	115	3609–3758	2881–3000	4
17	Раскосы фонаря	759–770	135	3759–3818	3001–3048	
18	Подкрановые конструкции	771–784	50	3819–4168	3049–3384	
19	Прогоны кровли	785–936	200	4169–4857	3385–3921	5
20	Связевые распорки	937–975	200	4858–5020	3922–4045	
21	Связи горизонтального шатра	976–1351	200	5021–6216	4046–4865	
22	Связи вертикального шатра	1352–1439	200	6217–6500	4866–5061	
23	Вертикальные связи по колоннам	1440–1447	250	6501–6532	5062–5085	
24	Жесткие соединительные элементы	1448–1479	–	–	–	

В дальнейшем процедура расчета выполняется согласно инструкции для пользователя конкретным программным комплексом. Реализация пространственно-стержневой расчетной

схемы достаточно сложная задача. Для рассматриваемой расчетной схемы каркаса (рис. 6.17) необходимо ввести и проанализировать свыше пяти тысяч конечных элементов (табл. 6.4).

Для инженерных расчетов с достаточной степенью точности может быть использована упрощенная схема – в виде плоской рамы (см. разд. 4 и подразд. 6.1). В подразд. 6.4 рассмотрен процесс решения этой задачи на конкретном примере.

6.4. Пример расчета поперечной рамы МКЭ по программе SCAD

Для расчета рассмотрим расчетную схему поперечной рамы каркаса и нагрузки на неё, приведенные в подразд. 6.1.

Расчет следует начинать с дискретизации расчетной схемы – назначения узлов и конечных элементов. Узлом в дискретной схеме рамы является место изменения геометрии стержней, место сопряжения нескольких стержней между собой, место изменения жесткостных параметров стержней. Также узлы устанавливаются в местах, где необходимо вычислить перемещения расчетной схемы. Конечным элементом является участок расчетной схемы между двумя узлами. Далее производится нумерация узлов и конечных элементов и определяется центр системы координат. В ПК SCAD плоская стержневая система должна находиться в плоскости XOZ декартовой системы координат XYZ , при этом ось Z ориентирована вертикально (рис. 6.18).

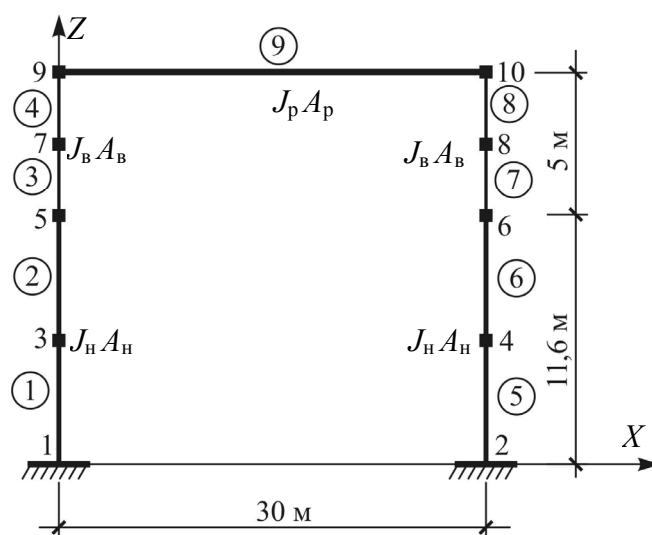


Рис. 6.18. Нумерация узлов и конечных элементов рамы

Также для расчета необходимо знать численные значения изгибных жесткостей колонны и ригеля, они приведены в табл. 5.4.

Ввод исходных данных в программу SCAD

После запуска программного комплекса SCAD необходимо на панели задач нажать на кнопку **Создать новый проект**. В появившемся диалоговом окне необходимо задать параметры расчетной схемы:

- поля *Наименование*, *Организация* и *Объект* заполняются в произвольной форме;
- *нормы проектирования* – СНиП, установлены по умолчанию;

– единицы измерения рекомендуется устанавливать следующие: линейные размеры – м, размеры сечений – см, силы – кН;

– тип схемы – 2 (плоская рама).

После подтверждения ввода кнопкой *OK* откроется структура проекта (дерево проекта), которая содержит следующие разделы:

- исходные данные;
- расчет;
- результаты;
- конструирование.

Эти разделы содержат ссылки второго уровня (раскрываются нажатием на значке + рядом с разделом), которые детализируют выполняемые операции.

Структура проекта отображает состояние проекта, т. е. наличие или отсутствие в проекте соответствующего вида данных, а также доступность функций, например расчета или анализа данных. Отсюда можно инициализировать любую функцию – ввод данных, расчет или графический анализ результатов (для этого достаточно установить курсор на наименование соответствующей ветви и нажать левую кнопку мыши).

Выбором раздела *Исходные данные* переходим в режим задания исходных данных. Общий вид рабочего окна программы в этом режиме, как и в других режимах, приведен на рис. 6.19. Ниже приведено краткое описание интерфейса программы.

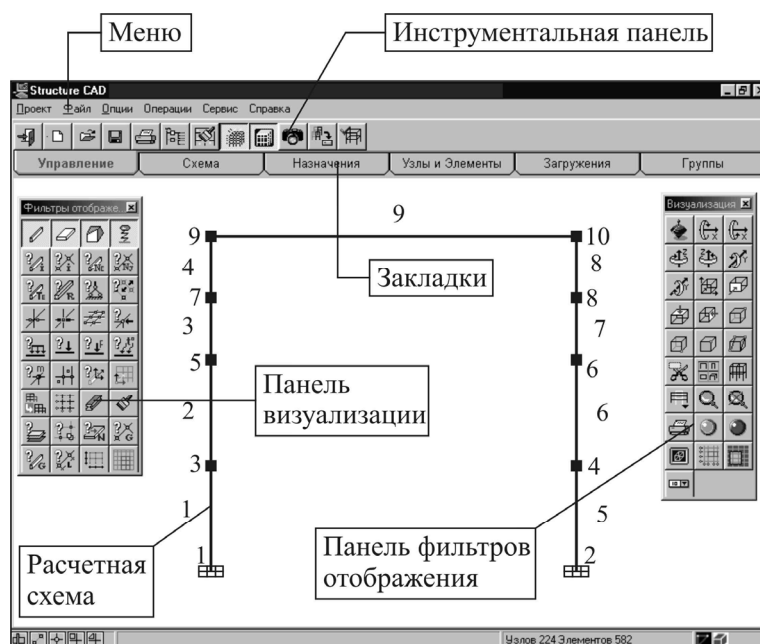


Рис. 6.19. Общий вид рабочего окна ПК SCAD

Меню расположено в верхней части окна SCAD под заголовком и содержит разделы, набор которых зависит от установленного режима работы.

В разделе *Проект* заложены такие операции:

Новый проект – создание нового проекта.

Открыть проект – чтение ранее созданного проекта.

Прочитать проект из текстового формата (DOS) – загрузка файла исходных данных, созданного средствами операционной системы DOS.

Прочитать проект из текстового формата (Windows) – загрузка файла исходных данных, созданного средствами операционной среды Windows.

Импорт DXF файла – загрузить схему, созданную средствами AutoCAD и представленную в формате DXF.

Сохранить проект – записать проект в файл, не меняя имени файла.

Сохранить проект как... – записать проект в файл с новым именем.

Сохранить данные в виде текста – преобразование данных из внутренних форматов проекта в текстовый файл в форматах входного языка.

Заккрыть проект – закрыть текущий проект.

Выход – завершение работы с программой.

В разделе *Файл* выполняются следующие операции:

Предварительный просмотр – позволяет просмотреть графические материалы перед выводом на печать. Включает два варианта – *Альбомный* и *Книжный*, которые соответствуют одноименным опциям установки принтера.

Печать – активизация режима печати.

Выход из режима – выход из препроцессора и переход в окно управления проектом (дерево проекта).

Раздел *Опции* содержит следующие операции:

Восстановить исходное положение фильтров – используется в тех случаях, когда в результате изменения разрешающей способности экрана окно с фильтрами оказывается вне зоны экрана.

Единицы измерения – показывает установленные для данного проекта единицы измерения (носит информационный характер).

Установки принтера – для выбора типа принтера и назначения характеристик вызывается стандартная процедура Windows.

Настройка графической среды – аналогична одноименной операции в меню окна управления проектом.

Установка экранных шрифтов – эта операция вызывает диалоговое окно *Установка шрифта* и позволяет выбрать вид шрифта, его стиль, размер и цвет для отображения различной информации (номера узлов и элементов, типы жесткости, типы элементов и т. п.) на экране и для печати.

Настройка панели фильтров – выполняется настройка панели фильтров отображения.

Настройка панели визуализации – выполняется настройка панели фильтров визуализации.

Установка шрифта закладок – эта операция позволяет изменить вид и размеры шрифта закладок инструментальной панели.

Назначение рабочих каталогов – вызываемое в этом режиме диалоговое окно *Определение рабочих каталогов SCAD* позволяет указать имена каталогов, откуда следует взять проект и куда следует помещать рабочие файлы и результаты.

Идентификационные данные проекта – этой операцией открывается диалоговое окно *Идентификация проекта*, в котором можно ввести или изменить ранее заданную информацию о проекте.

Параметры расчета – активизация этого пункта меню вызывает одноименное диалоговое окно установки параметров расчета, которые запоминаются и будут использоваться всякий раз при выполнении расчета по вновь созданному проекту.

Раздел *Операции* содержит пункты меню, которые дублируют кнопки активного раздела инструментальной панели.

Раздел *Сервис* в меню препроцессора используется для вызова программ расчета коэффициентов упругого и деформируемого оснований, а также различных калькуляторов (стандартного калькулятора Windows, формульного калькулятора, преобразователя единиц измерений). В постпроцессоре из этого раздела меню можно вызвать наряду с калькуляторами и справочные таблицы с характеристиками бетона и арматуры.

Раздел *Справка* содержит пункты меню, позволяющие получить справочную информацию о комплексе в целом и подробную информацию о подготовке исходных данных, чтении результатов, управлении режимами и т. п.

Инструментальная панель размещается под меню и содержит разделы с элементами управления, набор которых зависит от установленного режима. Переключение страниц выполняется указанием курсора на «закладки» с наименованием разделов.

Диалоговые окна. В тех случаях, когда для выполнения операции требуются дополнительные данные или установки, на экран выводится соответствующее диалоговое окно. Диалоговые окна включают различные элементы управления – таблицы, кнопки, поля ввода, списки и т. п. Ввод, удаление или изменение данных выполняется с клавиатуры. Если выход из диалогового окна выполняется нажатием кнопки *OK*, то все выбранные установки запоминаются. Если для выхода использована кнопка *Cancel* (Отмена), то новые установки не сохраняются и при работе будут использоваться выбранные ранее или принимаемые по умолчанию.

Фильтры. Служат для управления отображением расчетной схемы. С помощью фильтров отбираются и фиксируются некоторые однотипные объекты расчетной схемы, с которыми предполагается организовать работу (например, с помощью фильтра можно из всех стержней отобрать только вертикальные), назначаются вид и правила отображения характеристик и атрибутов расчетной схемы, а также узлов и элементов.

Ввод расчетной схемы начинается с ввода узлов. Для этого в рабочем окне программы на вкладке *Узлы и элементы* нужно нажать на кнопку *Узлы* и в раскрывшейся группе кнопок нажать на кнопку *Ввод узлов*. В открывшемся одноименном диалоговом окне нужно последовательно задавать координаты всех узлов с первого по десятый и подтверждать ввод нажатием кнопки *Добавить*. В табл. 6.5 приведены координаты узлов. Так как расчетная схема находится в плоскости XOZ , координата Y всегда будет равна 0. Для отображения номеров узлов на расчетной схеме нажимается кнопка *Номера узлов* на панели визуализации.

Таблица 6.5

Координаты узлов расчетной схемы

№ уз.	X	Y	Z	№ уз.	X	Y	Z
1	0,0	0,0	0,0	6	30,0	0,0	11,6
2	30,0	0,0	0,0	7	0,0	0,0	14,1
3	0,0	0,0	5,8	8	30,0	0,0	14,1
4	30,0	0,0	5,8	9	0,0	0,0	16,6
5	0,0	0,0	11,6	10	30,0	0,0	16,6

Для ввода стержней (КЭ) на вкладке *Узлы и элементы* нужно нажать на кнопку *Элементы* и в раскрывшейся группе кнопок выбрать кнопку *Добавление стержней*. После этого узлы последовательно соединяются кликами «мыши» в соответствии с последовательностью нумерации элементов, приведенных на рис. 6.18. Последовательность ввода элементов и номера типов жесткостей КЭ приведены в табл. 6.6.

Численные значения жесткостей конечных элементов назначаются на вкладке *Назначения* инструментальной панели. После нажатия кнопки *Назначения жесткостей стержням* появляется диалоговое окно *Жесткости стержневых элементов*. В разделе окна *Способ задания* нужно выбрать *Численное описание* и перейти на появившуюся одноименную вкладку этого же окна. В разделе *Тип элементов* выбирается *Стержень плоской рамы (тип 2)*. Затем заполняются поля: *Продольная жесткость EF* и *Изгибная жесткость EJ*. Остальные поля (*Размеры ядра сечения* и *Сдвиговая жесткость*) для данного случая заполнять необязательно.

Последовательность ввода элементов

№ п/п	Наименование конструктивного элемента	Номера узлов КЭ		Номера типов жесткостей
		в начале	в конце	
1	Левая колонна	1	3	1
2		3	5	
3		5	7	2
4		7	9	
5	Правая колонна	2	4	1
6		4	6	
7		6	8	2
8		8	10	
9	Ригель	9	10	3

Ввод жесткостей осуществляется отдельно для каждого типа жесткости. Например, для колонны ниже подкрановой балки вызывается диалоговое окно *Назначения жесткостей стержням*, как описано ранее, вводятся значения жесткостей, нажимается кнопка *ОК*. Затем на расчетной схеме выделяются КЭ колонны ниже подкрановой балки (элементы 1, 2, 5 и 6) и делается подтверждение выделения нажатием клавиши *Enter* на клавиатуре или нажатием кнопки *ОК* на панели инструментов. В табл. 6.7 приведены численные значения жесткостей КЭ расчетной схемы.

Таблица 6.7

Численные значения жесткостей

№ типа жесткости	Наименование конструктивного элемента	Номера КЭ	EF , кН	EJ_y , кН·м ²
1	Левая колонна	1	$378,68 \cdot 10^4$	$153,3 \cdot 10^4$
1		2		
1	Правая колонна	5		
1		6		
2	Левая колонна	3	$252,48 \cdot 10^4$	$15,3 \cdot 10^4$
2		4		
2	Правая колонна	7		
2		8		
3	Ригель	9	$184,41 \cdot 10^4$	$441 \cdot 10^4$

Следующий этап – назначения опорных связей. На вкладке *Назначения* нужно нажать на кнопку *Установка связей в узлах*, после чего откроется окно *Связи*. Так как в расчетной схеме колонны жестко заделаны в фундаменте, нужно установить связи по всем направлениям: линейные X и Z и поворотную U_y . Для этого нажимается кнопка *Установить все* и подсвечиваются кнопки со связями по всем направлениям. Далее нажимается кнопка подтверждения *ОК* и выделяются опорные узлы 1 и 2. После подтверждения нажатием *Enter* или *ОК* на панели инструментов связь считается введенной. Графически её можно отобразить, нажав кнопку *Связи* на панели визуализации.

Следующим этапом необходимо ввести загрузки. Для ввода загрузок используются кнопки, расположенные на вкладке *Загрузки* инструментальной панели. Вкладка содержит кнопки, позволяющие выполнить следующие операции:

- автоматическое задание собственного веса;
- задание узловых нагрузок;
- задание нагрузок на стержневые элементы;
- задание нагрузок на пластинчатые элементы;
- задание температурных нагрузок;
- задание воздействий вида заданные перемещения;
- запись группы нагрузок;
- запись загрузки;
- очистка схемы от нагрузок;
- удаление нагрузок;
- ввод параметров динамических загрузок;
- задание динамических нагрузок;
- сборка загрузок из групп нагрузок;
- назначение коэффициентов группам нагрузок.

В рассматриваемой расчетной схеме все нагрузки являются статическими. Общий порядок задания нагрузок для статических загрузок следующий:

- с помощью кнопок инструментальной панели выбирается вид нагрузки (узловые, местные на стержни или пластины);
- в диалоговом окне назначается вид, направление и значение нагрузки;
- выбираются узлы или элементы, на которые устанавливаются нагрузки;
- подтверждение ввода осуществляется нажатием кнопки *OK* в разделе *Загрузка* или *Enter* на клавиатуре;
- повторяются описанные операции и для других нагрузок, входящих в текущее загрузку;
- после назначения всех нагрузок текущего загрузку необходимо нажать на кнопку *Запись загрузки*;
- в диалоговом окне ввести имя загрузку и нажать кнопку *OK* (номер загрузку будет присвоен автоматически, о чем сообщается в информационном окне);
- нажать кнопку *Снять все нагрузки*, если хотим ввести новое загрузку.

Если загрузку в явном виде не записать, то система «не узнает» о его существовании. Это связано с тем, что в момент назначения нагрузок на схему данные о нагрузках попадают в так называемую буферную память. На их основе может быть создано новое загрузку, их можно записать на место ранее сформированного загрузку и, наконец, их можно сохранить как группу нагрузок. Функция очистки всех установленных нагрузок выполняет очистку буферной памяти и не затрагивает уже записанное загрузку. Ее основное назначение – подготовить схему к вводу нового загрузку. Если перед вводом нового загрузку память не очистить, то задаваемые нагрузки будут добавлены к установленным ранее. После выполнения функции записи загрузку помещается в список *Выбор загрузки* в инструментальной панели, и если необходимо откорректировать его или проверить заданные нагрузки, то «достать» нужное загрузку можно, только обращаясь к этому списку.

Узловые нагрузки

Задание направления и значений узловых нагрузок выполняется в диалоговом окне *Ввод узловых нагрузок*, которое появляется после нажатия соответствующей кнопки в разделе *Загрузка* инструментальной панели. В зависимости от выбранного направления нагрузки в диалоговом окне (рис. 6.20) демонстрируется пиктограмма, показывающая положительное направление действия нагрузки.

Порядок ввода нагрузок соответствует описанному выше. Если узлы отмечаются курсором одиночного выбора, то при попадании в мишень нескольких узлов их список будет выводиться в специальном диалоговом окне *Узлы в мишени курсора*. Если последовательно указывать на номера узлов в списке этого окна, то указанный узел будет выделяться на схеме красным цветом, а его координаты – выводиться в полях *Координаты узла*. Остановившись таким образом на нужном узле, следует нажать кнопку *Отметить* и тем самым подтвердить выбор.

Нагрузки на стержневые элементы

Задание вида, направления и значения нагрузок выполняется в диалоговом окне *Задание нагрузок на стержневые элементы*, которое появляется после нажатия кнопки *Нагрузки на стержни* в разделе *Загружения* инструментальной панели.

В окне (рис. 6.21) следует установить систему координат, в которой задается нагрузка (общая или местная), вид нагрузки (сосредоточенная, распределенная, трапециевидная), ввести значение нагрузки и ее привязку (для распределенных нагрузок привязка не задается). В окне демонстрируется пиктограмма, показывающая положительное направление действия нагрузки. После нажатия кнопки *ОК* в диалоговом окне можно приступить к назначению введенной нагрузки на элементы схемы.

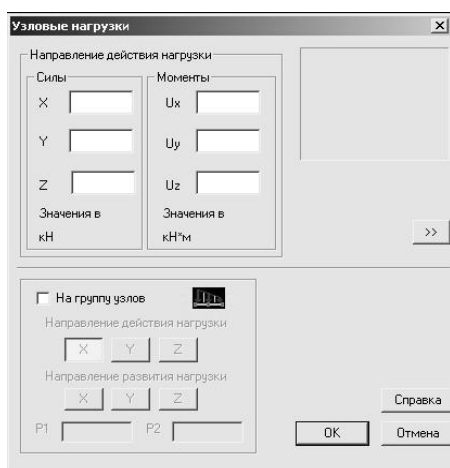


Рис. 6.20. Окно ввода узловых нагрузок

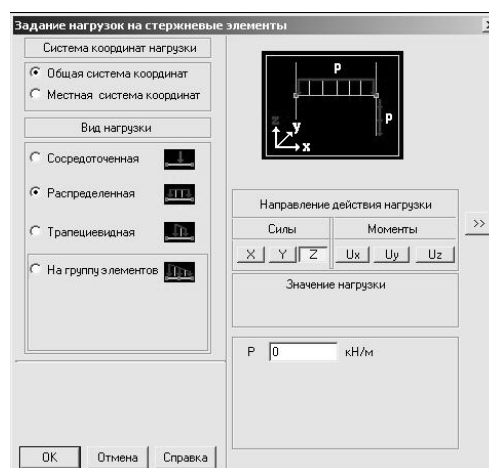


Рис. 6.21. Окно ввода нагрузок на стержневые элементы

Перед началом ввода нагрузок желательно включить соответствующий фильтр отображения: кнопка *Распределенные нагрузки* и *Узловые нагрузки* на *Панели визуализации*.

При вводе сосредоточенных и трапециевидных нагрузок программа выполняет контроль привязки нагрузок по длине элемента и в случае, если нагрузка не попадает на элемент, выдает сообщение и отмечает на схеме элементы, в которых допущена ошибка. Список таких элементов попадает в диалоговое окно *Некорректная операция*.

Удаление нагрузок

Удаление нагрузок выполняется в случаях: ошибочного ввода, изменения нагрузки на расчетную схему. Для удаления нагрузок из текущего загружения или всего загружения используется функция, которая активизируется кнопкой *Удаление нагрузок* в разделе *Загружения* инструментальной панели. Выбор операции удаления выполняется в диалоговом окне *Удаление нагрузок*.

Для удаления загрузки необходимо выбрать его в списке загрузок и нажать кнопку *OK* в диалоговом окне. При этом из удаляемого груза исключаются все заданные в нем нагрузки, а груз формально остается. Это связано с возможными ссылками на это груз в исходных данных для вычисления расчетных сочетаний усилий, комбинаций загрузок и др.

Для удаления всех нагрузок с выбранных узлов или элементов следует:

- активизировать в диалоговом окне опцию с наименованием выполняемой операции (*Все нагрузки с выбранных узлов* или *Все нагрузки с выбранных элементов*);
- нажать кнопку *OK* (диалоговое окно закроется);
- выбрать на схеме элементы или узлы, с которых удаляются нагрузки;
- нажать кнопку *OK* в разделе *Загрузка*.

Приведем пример ввода постоянной нагрузки, показанной на рис. 6.1. Ввод начинаем с равномерно распределенной постоянной нагрузки на покрытие $q_{ш} = 20$ кН/м. Эта нагрузка прикладывается на конечный элемент ригеля (на стержень). На вкладке *Загрузка* нажимаем на кнопку *Нагрузки на стержни* и в диалоговом окне устанавливаем следующие параметры:

- система координат нагрузки – общая система координат;
- вид нагрузки – распределенная;
- направление действия нагрузки – по оси *Z*;
- значение нагрузки – +20 кН/м.

Положительное направление нагрузки показано в окне ввода.

Подтверждаем ввод кнопкой *OK*, выделяем конечный элемент № 9 (ригель) (он подсвечивается красным цветом) и подтверждаем ввод (кнопка *OK* на инструментальной панели или *Enter* на клавиатуре). Нагрузка считается введенной, для её отображения следует нажать соответствующую кнопку на *Панели визуализации*.

Сосредоточенные моменты $M_{ш} = 112,5$ кН·м являются узловыми нагрузками и прикладываются в месте изменения сечения колонны – в узлы 5 и 6. На вкладке *Загрузка* нажимаем на кнопку *Узловые нагрузки* и в диалоговом окне устанавливаем курсор в поле для ввода момента U_y , это обозначение указывает, что момент действует вокруг оси *Y*. Положительное направление действия момента можно посмотреть в окне на рис. 6.21: для узла 5 значение момента вводится со знаком (+), для узла 6 – со знаком (-). После ввода в поле U_y значения момента и нажатия кнопки *OK* выделяется соответствующий узел на расчетной схеме (5 или 6), узлы выделяются красным цветом, ввод необходимо подтвердить (кнопка *OK* на инструментальной панели или *Enter* на клавиатуре). Нагрузка считается введенной, для её отображения следует нажать соответствующую кнопку на *Панели визуализации*.

Введенное груз необходимо сохранить, для этого на вкладке *Загрузка* нажимается кнопка *Сохранить/Добавить груз* и в диалоговом окне вводится имя груза, например «Постоянная нагрузка от шатра». Номер груза присваивается автоматически. После подтверждения ввода кнопкой *OK* груз считается сохраненным, и производится переход к формированию следующего груза.

Подобным образом должны быть заданы все виды загрузок. После их задания можно перейти к расчету. Для этого на вкладке *Управления* нажимаем кнопку *Выйти в экран управления проектом* и в разделе «*Расчет*» нажимаем на подзаголовок *Линейный*. На экране отображается диалоговое окно *Параметры расчета*, содержащее необходимые настройки по расчету. В большинстве случаев установки «по умолчанию» подходят для расчетной схемы, достаточно нажать на кнопку подтверждения *OK*, и расчет будет запущен. При корректном вводе расчетной схемы будет выведено сообщение о том, что расчет закончен, следует нажать на кнопку *Выход* и перейти к анализу результатов расчета. При некорректном вводе исходных данных выдается сообщение об ошибке, которую нужно будет исправить.

6. Статический расчет поперечной рамы каркаса

Для просмотра эпюр усилий и деформированной схемы необходимо в разделе *Результаты* дерева проекта выбрать пункт *Графический анализ*. Для получения значений усилий и перемещений узлов в текстовом виде выбираются пункты *Печать таблиц* или *Документирование*. Подробно работа в этом разделе изложена в инструкции пользователя по расчетному комплексу SCAD Office. Пример таблицы с результатами расчета для нагрузки (см. рис. 6.1) приведен в табл. 6.7. Сопоставление с результатами расчета вручную (см. рис. 6.2) показывает, что разница в эпюре M не превышает 0,7 %.

Таблица 6.7

Результаты расчета рамы на постоянную нагрузку от шатра

Усилия и напряжения					
Единицы измерений: кН, м					
Номер элемента	Номер сечения	Номер загрузки	Значения		
			N	M	Q
1	1	1	-300	-240,803	20,589
1	2	1	-300	-121,384	20,589
2	1	1	-300	-121,384	20,589
2	2	1	-300	-1,965	20,589
3	1	1	-300	110,535	20,589
3	2	1	-300	162,009	20,589
4	1	1	-300	162,009	20,589
4	2	1	-300	213,482	20,589
5	1	1	-300	240,803	-20,589
5	2	1	-300	121,384	-20,589
6	1	1	-300	121,384	-20,589
6	2	1	-300	1,965	-20,589
7	1	1	-300	-110,535	-20,589
7	2	1	-300	-162,009	-20,589
8	1	1	-300	-162,009	-20,589
8	2	1	-300	-213,482	-20,589
9	1	1	-20,589	-213,482	300
9	2	1	-20,589	-213,482	-300

В табл. 6.7 значения внутренних усилий N , M и Q приводятся для двух сечений (в начале и в конце) каждого конечного элемента. При необходимости количество выдаваемых сечений можно увеличить. Делается это в режиме задания расчетной схемы на вкладке *Назначение* выбором кнопки *Назначение промежуточных сечений для расчета усилий*. В диалоговом окне нужно указать необходимое количество промежуточных сечений. Усилия будут вычислены во всех этих сечениях.

7. КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ КОЛОНН

Конструктивные особенности колонн рассмотрены в подразд. 2.1. Генеральные размеры их устанавливаются в процессе компоновки каркаса (подразд. 3.1). В промзданиях колонны чаще всего жестко заземляются в фундамент в плоскости рамы и шарнирно – из плоскости рамы (в перпендикулярном к ней направлении). Ригели (фермы) шарнирно опирают на колонны в многопролетных каркасах; в однопролетных часто используют жесткое сопряжение. При шарнирном опирании конструкции проще в изготовлении и монтаже; при жестком – снижается их металлоемкость.

Расчетные нагрузки на колонну принимаются из РСУ (см. табл. 6.3). Порядок расчета и конструирования колонн:

1. Определяются расчетные длины.
2. Из условия прочности или устойчивости определяется требуемая площадь сечения и оно komponуется с предварительной оценкой местной устойчивости полок и стенки.
3. Выполняется проверка на прочность, жесткость, общую устойчивость в плоскости и из плоскости изгиба.
4. Производится расчет раскосной решетки в сквозной колонне и уточнение местной устойчивости элементов сплошной колонны.
5. Конструируется и рассчитывается база колонны и ее крепление к фундаменту.
6. Конструируются и рассчитываются узлы сопряжения элементов колонны и примыкания к ним конструкций покрытия и подкрановых балок.

Для колонн постоянного сечения соотношение погонных жесткостей:

$$n = \frac{I_p l_k}{I_k l_p} \text{ – при однопролетной раме;}$$

$$n = \frac{k(n_1 + n_2)}{k + 1} \text{ – при многопролетной раме.}$$

Здесь I_p , I_k , l_p , l_k – моменты инерции и длины ригеля и колонны; k – количество пролетов, n_1 , n_2 – соотношения погонных жесткостей смежных пролетов.

При шарнирном закреплении колонн в фундаменте и жестком сопряжении в уровне ригелей

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

При жестком закреплении колонн в фундаментах и ригелях

$$\mu = \sqrt{\frac{n + 0,38}{n + 0,14}}.$$

При жестком закреплении колонн в фундаменте и шарнирном опирании ригелей $\mu = 2,0$.

Расчетная длина колонны постоянного сечения в плоскости рамы $l_x = \mu \cdot l_k$; из плоскости рамы $l_y = l$. Здесь l – расстояние между шарнирными узлами закрепления колонны из плоскости рамы с помощью распорок и других вертикальных связей по колоннам.

Для колонн ступенчатого типа

$$n = \frac{I_B l_H}{I_H l_B}.$$

7. Конструкция и расчет колонн

Здесь I_B, I_H, l_B, l_H – моменты инерции и длины верхней и нижней частей ступенчатой колонны. Коэффициенты μ для верхней и нижней частей ступенчатой колонны зависят от условий закрепления верхнего конца рассчитываемой колонны. Возможные варианты закрепления показаны на рис. 7.1.

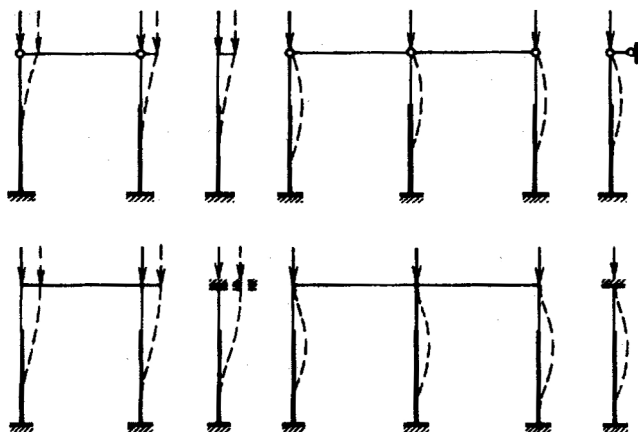


Рис. 7.1. Условия закрепления концов колонны в плоскости рамы

Процесс определения расчетных длин иллюстрирует рис. 7.2.

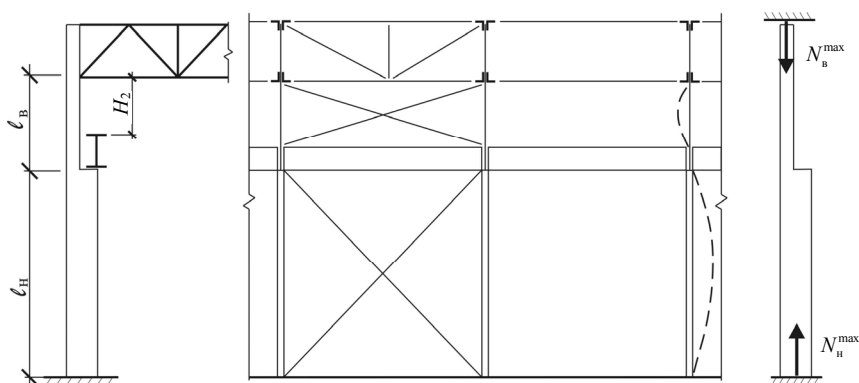


Рис. 7.2. К определению расчетных длин ступенчатой колонны

Из таблицы расчетных сочетаний усилий (см. табл. 6.3) выбираются максимальные сжимающие усилия по концам колонны N_B^{\max} и N_H^{\max}

$$\beta = \frac{N_H^{\max}}{N_B^{\max}}; \quad \alpha_1 = \frac{l_B}{l_H} \sqrt{\frac{I_H}{I_B \cdot \beta}}.$$

В зависимости от n и α_1 из табл. П.4.7 или из [33, табл. 67–70] принимается μ_1 – коэффициент расчетной длины для нижнего участка колонны. Для верхнего участка

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} \leq 3.$$

Если $\frac{l_B}{l_H} \leq 0,6$ и $\beta \geq 3$, коэффициенты μ_1 и μ_2 можно принять по рекомендациям табл. 7.1.

Коэффициенты μ_1 и μ_2 для одноступенчатых колонн промзданий

Условия закрепления верхнего конца колонн	μ_1 для нижней части колонн		μ_2 для верхней части колонн
	$0,3 \geq I_B / I_H \geq 0,1$	$0,1 > I_B / I_H \geq 0,05$	
Свободный	2,5	3	3
Закрепленный только от поворота	2	2	3
Неподвижный шарнирно опертый	1,6	2	2,5
Неподвижный и закрепленный от поворота	1,2	1,5	2

Расчетные длины колонны ступенчатого типа в плоскости рамы:

$$l_x^B = \mu_2 \cdot l_B - \text{для верхней части};$$

$$l_x^H = \mu_1 \cdot l_H - \text{для нижней части}.$$

Расчетные длины из плоскости рамы для верхней и нижней частей (рис. 7.2):

$$l_y^B = l_B - h_{\text{пкб}} = H_2; \quad l_y^H = l.$$

7.1. Расчет и конструирование колонн сплошного сечения

Верхняя часть ступенчатой колонны проектируется из прокатного или сварного симметричного двутавра; нижняя часть – несимметричное составное сечение (рис. 7.3).

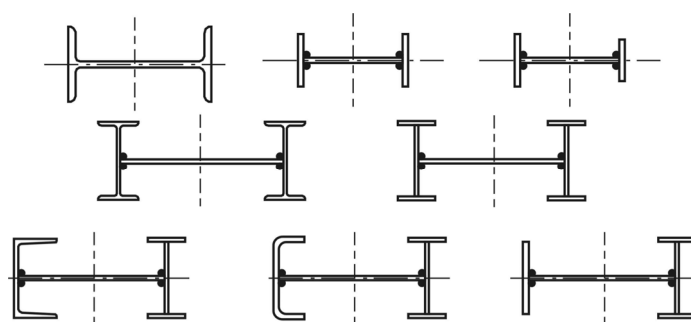


Рис. 7.3. Типы сечений сплошных колонн

В процессе компоновки установлены размеры высоты сечения верхней и нижней частей колонны h_B и h_H (см. рис. 3.1 и табл. 5.4), а также их геометрические размеры. Из табл. РСУ (см. табл. 6.3) выбираются наиболее невыгодные комбинации усилий.

Для симметричного двутавра знак (направление) изгибающего момента не имеет значения, поэтому часто бывает достаточно рассмотреть лишь одну наиболее опасную комбинацию нагрузок. Для несимметричного сечения необходимо рассмотреть не менее двух расчетных комбинаций с учетом направления изгибающего момента.

В рассмотренном случае (см. табл. 6.3) расчетные усилия для верхней части колонны, ограниченной сечениями 3 и 4, зафиксированы в сечении 4: $M_B = -582,8$ кНм; $N_B = -475$ кН; $Q_B = -84,3$ кН. Для нижней части колонны, ограниченной сечениями 1 и 2, выбираются:

- комбинация 1 при $+M_{\max}$ (N, Q – соотв.): $M = 1273$ кНм, $N = -784$ кН, $Q = -136$ кН;
- комбинация 2 при $-M_{\max}$ (N, Q – соотв.): $M = -516$ кНм, $N = -1350$ кН;
- комбинация 3 при $-N_{\max}$ (M, Q – соотв.): $M = 952$ кНм, $N = -1409$ кН, $Q = -97,2$ кН.

Для подбора сечения симметричного двутавра задаются гибкостью и относительным эксцентриситетом. Для двутаврового сечения $i_x \approx 0,43h$ и $\rho_x \approx 0,35h$, а коэффициент влияния формы сечения η колеблется в пределах 1,2–1,7. Отсюда

$$\lambda_x^{\text{зад}} = \frac{l_x}{0,43h}; \quad m_x^{\text{зад}} = \frac{e_x}{0,35h}; \quad \bar{\lambda}_x^{\text{зад}} = \lambda_x^{\text{зад}} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad m_{ef}^{\text{зад}} = \frac{M}{N} \frac{\eta^{\text{зад}}}{0,35h}.$$

Если принять $\eta^{\text{зад}} \approx 1,4$, то $m_{ef}^{\text{зад}} = \frac{4M}{N \cdot h}$.

Здесь h – высота сечения двутавра; l_x – расчетная длина в плоскости изгиба.

Если $m_{ef}^{\text{зад}} < 20$, требуемую площадь сечения колонны определяют из условия устойчивости

$$A^{mp} = \frac{N\gamma_n}{\varphi_e^{\text{зад}} R_y \gamma_c}, \tag{7.1}$$

где $\varphi_e^{\text{зад}}$ находят в табл. П.4.3 по ориентировочным значениям $m_{ef}^{\text{зад}}$ и $\bar{\lambda}_x^{\text{зад}}$. Если $m_{ef}^{\text{зад}} \geq 20$ – из условия прочности

$$A^{mp} = \frac{N\gamma_n}{R_y \gamma_c} \left(1 + \frac{e_x}{0,38h} \right). \tag{7.2}$$

По сортаменту (табл. П.5.6) подбирают подходящий прокатный двутавр, у которого площадь сечения близка к A^{mp} . Сварной двутавр можно подобрать по табл. 7.2 и 7.3 или сконструировать его самостоятельно. Выписывают геометрические характеристики подобранного сечения $I_x, I_y, i_x, i_y, W_x, W_y$ (рис. 7.4).

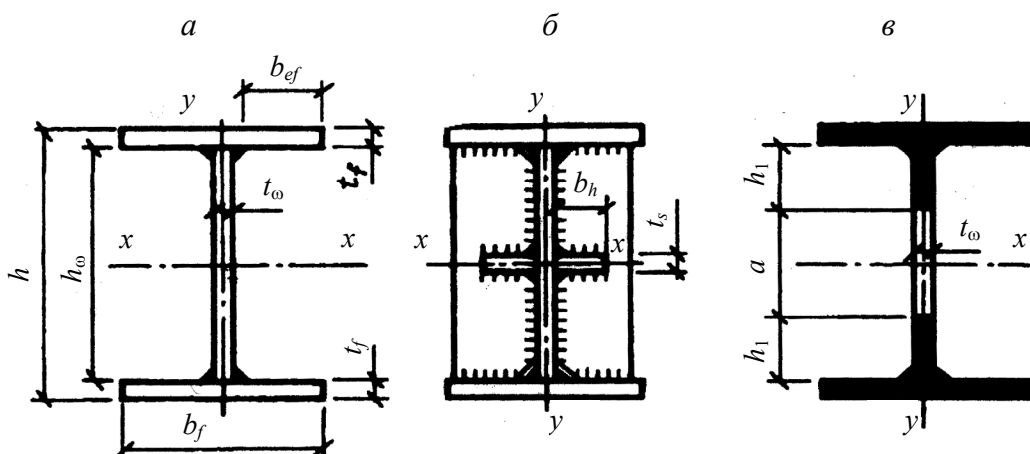


Рис. 7.4. Поперечное сечение верхней части колонны:
 а – с устойчивой стенкой; б – с продольными ребрами; в – с неустойчивой стенкой

Для выбранного сечения вычисляют гибкости в плоскости и из плоскости изгиба и сравнивают с предельным значением гибкости $[\lambda]$, установленным СНиП II-23-81*. Оно приведено в табл. П.4.8:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} \leq [\lambda]; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \leq [\lambda].$$

Если предельная гибкость в плоскости изгиба не обеспечена, следует изменить сечение двутавра, увеличив его пояса; если не обеспечена из плоскости изгиба, уменьшают l_y путем постановки распорок вдоль ряда колонн.

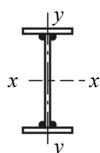


Таблица 7.2

Геометрические величины двутаврового сечения высотой 500 мм

№ п/п	Вес 1 метра, кг	Сечение стенки, мм	Сечение полки, мм	Площадь сечения, см ²	J_x , см ⁴	W_{x3} , см ³	i_x , см	p_x , см	J_y , см ⁴	W_{y3} , см ³	i_y , см
1	61,5	-480×8	-200×10	78,4	31380	1255	20	16	1330	133	4,1
2	64,6	-480×8	-220×10	82,4	33780	1350	20,2	16,4	1775	161	4,6
3	69,4	-480×8	-250×10	88,4	37380	1495	20,6	16,9	2600	208	5,4
4	74,1	-480×8	-280×10	94,4	40990	1640	20,8	17,4	3650	261	6,2
5	77,3	-480×8	-300×10	98,4	43390	1735	21	17,6	4500	300	6,8
6	76,9	-475×8	-250×12	98	42750	1710	20,8	17,5	3125	250	5,6
7	82,6	-475×8	-280×12	105,2	46950	1880	21,2	17,8	4390	314	6,5
8	86,3	-475×8	-300×12	110	49750	1990	31,3	18,1	5400	360	7
9	90,2	-475×8	-320×12	114,8	52650	2105	21,4	18,3	6550	409	7,5
10	95,8	-475×8	-350×12	122	56850	2275	21,6	18,6	8580	490	8,4
11	95,6	-470×8	-300×14	121,7	56120	2250	21,4	18,5	6300	420	7,2
12	100	-470×8	-320×14	127,3	59420	2385	21,6	18,7	7650	479	7,7
13	108,7	-470×8	-360×14	138,4	65970	2650	21,8	19,1	10870	604	8,9

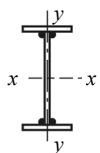


Таблица 7.3

Геометрические величины двутаврового сечения высотой 750 мм

№ п/п	Вес 1 метра, кг	Сечение стенки, мм	Сечение полки, мм	Площадь сечения, см ²	J_x , см ⁴	W_{x3} , см ³	i_x , см	J_y , см ⁴	W_{y3} , см ³	i_y , см
1	123	710×10	300×14	155	140000	3790	30	6300	420	6,38
2	127	710×10	320×14	161	147000	3990	30,3	7650	478	6,9
3	137	710×10	320×16	173	165000	4440	30,8	8740	546	7,1
4	149	710×12	320×16	188	171000	4600	30,2	8740	546	6,82
5	160	710×14	320×16	202	177000	4760	29,6	8740	546	6,59
6	169	710×12	400×16	213	204000	5510	31	17100	853	8,95
7	182	710×12	400×18	229	227000	6070	31,4	19200	960	9,15
8	196	710×12	450×18	247	250000	6710	31,8	27300	1210	10,5
9	204	710×16	400×18	258	239000	6390	30,4	19200	960	8,64
10	215	710×18	400×18	272	244000	6550	30	19200	960	8,41
11	224	710×12	450×22	283	301000	7980	32,6	33400	1490	10,9
12	241	710×18	400×22	304	289000	7680	30,9	23500	1170	8,8
13	258	710×18	450×22	326	319000	8460	31,3	33400	1490	10,1

Далее следует оценить местную устойчивость полок и стенки двутавра. Условия их устойчивости:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x) \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad \frac{h_w}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

Для двутавров принимается:

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

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x, \text{ но не более } 3,1 \text{ при } \bar{\lambda}_x \geq 2.$$

Если местная устойчивость не обеспечена, требуется корректировка сечения. Устойчивости стенки добиваются путем увеличения ее толщины либо постановкой продольного ребра жесткости (рис. 7.4, б), либо исключением из работы неустойчивой части стенки (рис. 7.4, в).

Момент инерции продольных ребер относительно оси стенки должен быть не менее $I_{se} \geq 6h_w \cdot t_w^3$. Постановка ребер целесообразна при высоте стенки $h_w \geq 1000$ мм. При исключении из работы неустойчивой части стенки (рис. 7.4, в) в расчетное сечение колонны (оно заштриховано) включаются пояса и два участка стенки $2h_1 = 0,85t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$. Такое сечение назы-

вают эффективным $A_{ef} \approx 2t_f b_f + 0,85t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ (приближение идет в запас устойчивости; более строгое значение A_{ef} см. в [33, п. 7.20]).

Далее производят перерасчет с учетом A_{ef} (рис. 7.4, в) вместо площади двутавра A (рис. 7.4, а).

Для принятого расчетного сечения вычисляют: $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}$; $m_x = \frac{e_x A}{W_x}$; $m_{ef} = \eta \cdot m_x$;

$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, и по табл. П.4.3 находят φ_e .

Проверка устойчивости в плоскости изгиба:

$$\sigma = \frac{N\gamma_n}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c. \quad (7.3)$$

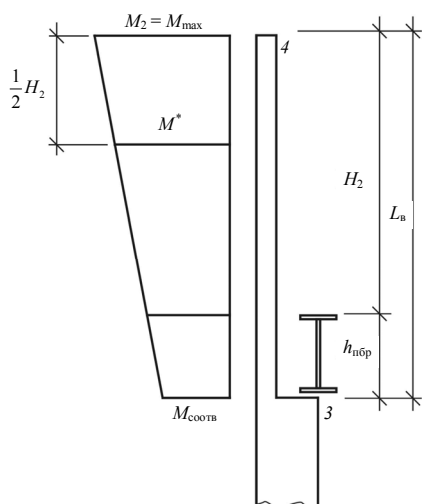
Для оценки устойчивости из плоскости изгиба необходимо построить эпюру изгибающих моментов в колонне от расчетного сочетания усилий. Рассмотрим это на примере расчета верхней части ступенчатой колонны (см. рис. 3.1 и табл. 5.4).

Расчетные усилия для верхней части колонны установлены в табл. 6.3. Они зафиксированы в сечении 4: $M_B = -582,8$ кН·м; $N_B = -475$ кН; $Q_B = -84,3$ кН при комбинации нагрузок (1, 2, 4, 6, 9).

На противоположном конце верхней части колонны в сечении 3 при той же самой комбинации нагрузок (1, 2, 4, 6, 9) усилия можно вычислить, алгебраически складывая соответствующие значения из РСУ:

$$M_B^{\text{соот}} = -116 + 0,9(-58 + 30 + 68,6 + 16,4) = -64,5 \text{ кНм.}$$

По расчетным усилиям эпюра изгибающих моментов для верхней части колонны представлена на рис. 7.5.



По этой эпюре по интерполяции находят промежуточные значения изгибающих моментов, в том числе и моментов M^* в $1/3$ расчетной длины колонны из плоскости изгиба. Этот изгибающий момент является расчетным при оценке устойчивости из плоскости рамы, если $M^* < 0,5M_{\max}$, то в расчетах учитывают $M^* = 0,5M_{\max}$.

Проверка устойчивости из плоскости изгиба:

$$\sigma = \frac{N\gamma_n}{c \cdot \varphi_y A} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.4)$$

где φ_y находится по табл. П.4.2 в зависимости от $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$; c – поправка на изгибно-крутильную форму потери устойчивости. Она определяется по формулам:

Рис. 7.5. Расчетная эпюра изгибающих моментов в верхней части колонны

$$\text{– при } m_x^* \leq 5 \quad c = \frac{\beta}{(1 + \alpha \cdot m_x^*)}; \quad (7.5)$$

$$\text{– при } m_x^* \geq 10 \quad c = \frac{1}{[1 + m_x^* (\frac{\varphi_y}{\varphi_B})]}; \quad (7.6)$$

$$\text{– при } 5 < m_x^* < 10 \quad c = c_5(2 - 0,2m_x^*) + c_{10}(0,2m_x^* - 1). \quad (7.7)$$

Здесь $m_x^* = \frac{M^*}{N_B} \frac{A}{W_x}$. Коэффициенты α , β , ν приведены в табл. П.4.6; φ_B – коэффициент снижения расчетного сопротивления при потере устойчивости балок [33, прил. 7]; c_5 и c_{10} определяются по формулам (7.5) и (7.6) при $m_x^* = 5$ и $m_x^* = 10$.

При подборе сечения чаще всего решающей является проверка устойчивости в плоскости изгиба (7.3). Если окажется, что решающей стала проверка (7.4), рабочая площадь сечения соответствует рис. 7.3, а, необходима дополнительная проверка местной устойчивости стенки по п. 7.16* СНиП II-23–81*. Предварительно определяются:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot y_c}{J_x} \text{ – наибольшее сжимающее усилие в стенке (} y_c \text{ – расстояние от нейтральной оси до сжатого края стенки);}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot y_p}{J_x} \text{ – соответствующее напряжение у противоположного края стенки (} y_p \text{ –}$$

расстояние от оси до разгружаемого края стенки);}

$$\tau = \frac{Q}{h_w \cdot t_w} \text{ – среднее касательное напряжение в стенке;}$$

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma}.$$

При $\alpha > 1$ местная устойчивость стенки обеспечена, если

$$\frac{h_w}{t_w} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (7.8)$$

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

При $\alpha \leq 0,5$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (7.9)$$

При $0,5 < \alpha < 1$ – по линейной интерполяции между значениями (7.8) и (7.9).

Нижняя часть ступенчатой колонны чаще имеет несимметричное сечение и несколько комбинаций расчетных усилий с разнонаправленными изгибающими моментами (см. с. 85 разд. 7). Для каждой из этих комбинаций вычисляется

$$A^{mp} = \frac{N}{R_y} (1,25 + 2,2 \frac{e_x}{h_n}), \quad (7.10)$$

где N и $e_x = \frac{M}{N}$ подсчитывается для всех выбранных комбинаций; h_n – высота сечения нижней части колонны.

По наибольшему значению A^{mp} конструируется сечение колонны.

Основные усилия воспринимаются поясами колонны (подкрановым и шатровым); стенка – связующий элемент, и сечение ее должно быть минимальным. Принимаем $t_w = t_{min} = 8$ мм; $h_w \approx h_n$. Размеры уточняются по сортаменту листовой стали (табл. П.5.1).

Расчетное сечение колонны представлено на рис. 7.6

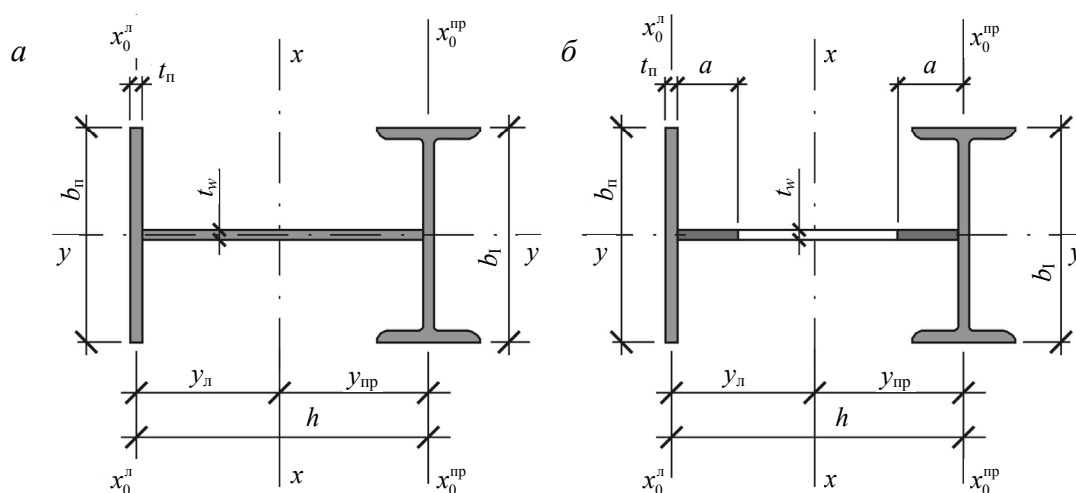


Рис. 7.6. Расчетное сечение колонны:
а – если стенка устойчива; б – если стенка неустойчива

Поскольку толщина стенки принята минимальной, априорно предположим, что она неустойчива и будет работать сечением рис. 7.6, б. Расчетную площадь стенки с учетом исключения из работы ее неустойчивой части можно принять $A_w = 0,85 \bar{\lambda}_{uw} t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$. Более точно значение редуцированной площади сечения приведено в [20, разд. 7.18].

В расчетной схеме рамы заложено, что ось расположена посередине сечения, значит:

$$A_{л} \approx A_{п} = \frac{A^{mp} - A_w^{ef}}{2},$$

где A^{np} – наибольшая из выбранных по расчетным комбинациям площадь сечения колонны; A_l и A_{np} – требуемые площади сечения левой (подкрановой) и правой (шатровой) ветвей.

Для подкрановой ветви принимается прокатный двутавр по табл. П.5.5 или П.5.6, у которого $A_l \geq A_{np}$. Здесь A_l – площадь двутавра.

Шатровая ветвь принимается из полосы $b_f \cdot t_f \geq A_l$.

Размеры b_f и t_f уточняются по сортаменту (табл. П.5.1). При этом необходимо обеспечить местную устойчивость пояса, предварительно приняв $\frac{b_f}{t_f} < 30$. Для удобства конструирования базы колонны желательно, чтобы размер b_f был близок к номеру двутавра шатровой ветви.

Далее определяются геометрические характеристики скомпонованного сечения и его эффективная площадь

$$A_{ef} = A_l + b_f \cdot t_f + 0,85 \bar{\lambda}_{tw} t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (7.11)$$

Остальные геометрические характеристики принимаются по сечению рис. 7.6, а:

$$A = A_l + b_f \cdot t_f + t_w h_w - \text{площадь сечения};$$

$$y_l = \frac{A_l \cdot h + \frac{b_f \cdot t_f^2 + t_w h_w^2}{2}}{A}; \quad y_{np} = h - y_l - \text{положение оси.}$$

$$I_x = b_f t_f y_l^2 + \frac{t_w h_w^3}{12} + I_{x0} + A_l y_{np}^2 + t_w h_w (y_l - y_{np})^2,$$

где I_{x0} – момент инерции двутавра относительно собственной оси $x_0 - x_0$;

$$I_y = I_{y1} + \frac{t_f h_f^3}{12}; \quad i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}; \quad W_{xл} = \frac{I_x}{d_l}; \quad W_{xп} = \frac{I_x}{d_{п}};$$

d_l и $d_{п}$ – расстояние от нейтральной оси до наиболее удаленного волокна сечения с учетом толщины пояса и размера полки двутавра.

Далее определяются гибкости нижней части ступенчатой колонны $\bar{\lambda}_x, \lambda_y$, расчетные эксцентриситеты m_x, m_{ef} , необходимые коэффициенты и производятся проверки устойчивости в плоскости и из плоскости изгиба, а также местной устойчивости полки и стенки рассматриваемой колонны аналогично колонне симметричного сечения по формулам (7.3) – (7.9).

Проверки производятся на все расчетные комбинации. При необходимости производится корректировка скомпонованного сечения и расчет выполняется снова. Достаточная корректность подбора сечения – запас прочности или общей устойчивости 5 %.

Более сложный способ подбора составного сечения с неустойчивой стенкой, включающий элементы оптимизации, рассмотрен в [20, гл. 28].

Стенки сплошных колонн при $\frac{h_w}{t_w} \geq 2,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ следует укреплять поперечными ребрами

жесткости с шагом $(2,5-3)h_w$. Ребра могут быть парными симметричными или односторонними. Ширина выступающей части ребра должна быть не менее:

$$b_p = \frac{h_w}{30} + 40 \text{ мм} - \text{для парного ребра};$$

$$b_p = \frac{h_w}{24} + 50 \text{ мм} - \text{для одностороннего ребра}.$$

Толщина ребра принимается не менее $2b_p \sqrt{\frac{R_y}{E}}$. Таких ребер должно быть не менее двух на отправочном элементе. Они устанавливаются на одинаковом расстоянии друг от друга.

Поясные сварные швы следует выполнять сплошными с использованием сварочных автоматов; сварка остальных элементов колонн – полуавтоматическая. В зданиях, эксплуатируемых в неагрессивных средах при температуре выше -40°C , допускается применять односторонние швы, кроме мест примыкания вертикальных связей, кронштейнов, балок и других элементов, где обязательна двусторонняя сварка.

Надкрановая часть колонны завершается оголовком, усиленным дополнительными ребрами и накладками. Они расположены в плоскости опорных ребер стропильных и подстропильных ферм, а также примыкания подкрановых консолей.

7.2. Расчет и конструирование колонн сквозного сечения

Сечения решетчатых (сквозных) колонн компонуются из двух ветвей, соединенных между собой решеткой. Сечения крайних рядов несимметричные, средних – симметричные (рис. 7.7). Наружная (шатровая) ветвь для удобства примыкания стены имеет швеллерную форму; внутренняя (подкрановая) ветвь – двутавровую.

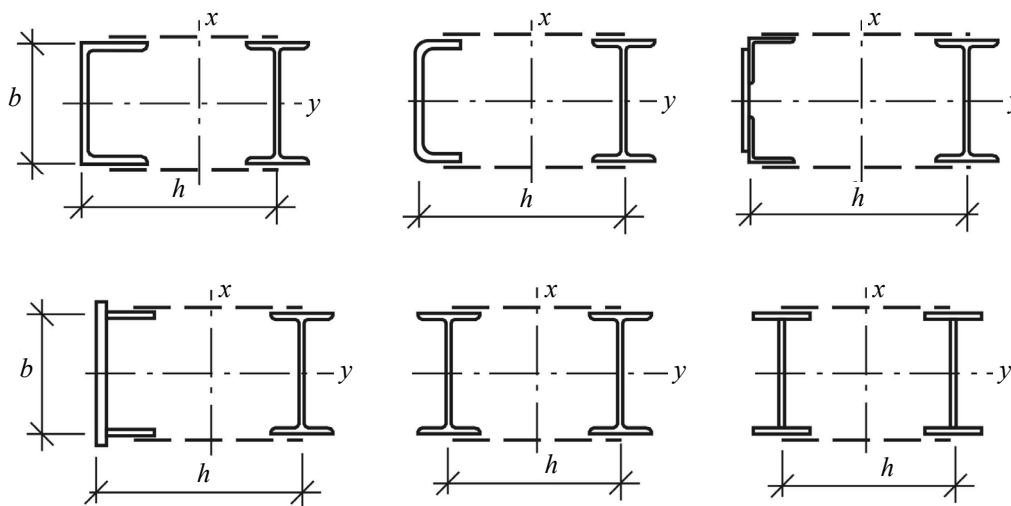


Рис. 7.7. Типы сечений решетчатых колонн

В процессе компоновки установлены размеры высоты сечения h_n , расстояние между узлами решетки l_0 , расчетные длины нижней части колонны в плоскости и из плоскости из-

гиба l_x^H, l_y^H . Угол наклона раскосов принимается 40–50°. Расположение узлов крепления решетки к ветвям следует увязывать с примыкающими к колонне смежными конструкциями (стеновыми панелями, подкрановыми балками, консолями, связями), с тем чтобы усилия от них передавались в узлы.

Расчетные усилия, как и в подразд. 7.1, определяются из табл. 6.3. Они приложены к сечениям 1 и 2 нижней части колонны. Положительные изгибающие моменты догружают шатровую ветвь, отрицательные – подкрановую ветвь колонны. Схема загрузки нижней части колонны и ее поперечное сечение показаны на рис. 7.8.

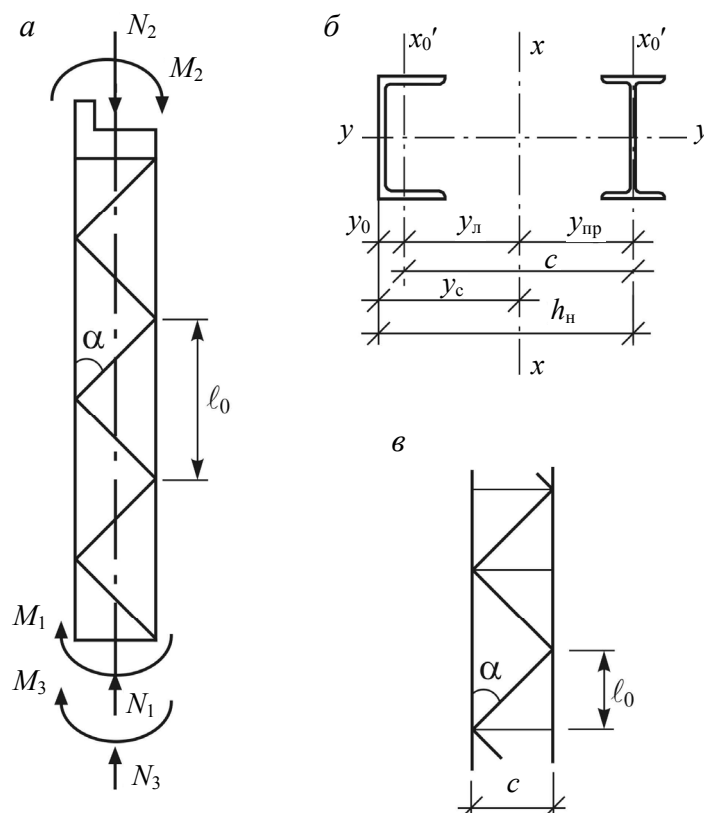


Рис. 7.8. Схема загрузки сквозной колонны (а); поперечное сечение колонны (б); раскосная решетка с распорками (в)

Расчетные усилия с положительным и отрицательным изгибающим моментом могут сильно отличаться друг от друга по величине. Поэтому сечение сквозной колонны проектируют несимметричным.

Нейтральная ось $x-x$ (рис. 7.8, б) будет смещена в сторону более нагруженной ветви. Из опыта проектирования можно принять

$$\bar{y}_л = \frac{M_{пр} \cdot h_H}{M_л + M_{пр}}, \quad \bar{y}_{пр} = \frac{M_л \cdot h_H}{M_л + M_{пр}},$$

где $M_л$ – момент, догружающий левую ветвь; $M_{пр}$ – момент, догружающий правую ветвь.

Величина продольной сжимающей силы от РСУ согласно рис. 7.8, а будет:

– в подкрановой ветви $\bar{N}_{п.в} = \frac{M_2 + N_2 \cdot y_л}{h}$;

$$- \text{ в шатровой ветви } \bar{N}_{ш1} = \frac{M_1 + N_1 \cdot y_{пр}}{h} \text{ или } \bar{N}_{ш3} = \frac{M_3 + N_3 \cdot y_{пр}}{h}.$$

По наибольшим усилиям в ветвях из условия центрального сжатия определяем их сечения, предварительно задавшись $\varphi_{зад} = 0,75-0,9$:

$$A_{п.в.}^{треб} = \frac{\bar{N}_{п.в.} \cdot \gamma_{п.}}{\varphi_{зад} R_y \gamma_c}; \quad (7.12)$$

$$A_{ш}^{треб} = \frac{\bar{N}_{ш} \cdot \gamma_{п.}}{\varphi_{зад} R_y \gamma_c}. \quad (7.13)$$

По (7.12) подбирается прокатный двутавр (табл. П.5.5); по (7.13) – швеллер или другое составное сечение подобной формы.

Вычисляют геометрические характеристики предварительно выбранного сечения (рис. 7.8, б): $A_I, I_{xI}, I_{yI}, i_{xI}, i_{yI}, A_{ш}, I_{xш}, I_{yш}, y_o, i_{xш}, i_{yш}$. Здесь индекс I соответствует двутавровой ветви, индекс ш – шатровой ветви. Далее определяют геометрические характеристики всего сечения и положение нейтральной оси:

$$A = A_I + A_{ш}; \quad y_c = \frac{S_x}{A}; \quad y_{пр} = h_n - y_c; \quad y_0 = \frac{S}{A_{ш}}; \quad y_l = y_c + y_0; \quad c = y_l + y_{пр};$$

$$I_x = A_I \cdot y_{пр}^2 + A_{ш} \cdot y_l^2 + I_{xо}^{ш} + I_{xо}^I; \quad i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}.$$

С учетом уточненного положения нейтральной оси сечения следует уточнить расчетные усилия в ветвях колонны от всех расчетных комбинаций:

$$N_{пв} = \frac{M_2 + N_2 \cdot y_l}{c}; \quad N_{ш1} = \frac{M_1 + N_1 \cdot y_{пр}}{c}; \quad N_{ш3} = \frac{M_3 + N_3 \cdot y_{пр}}{c}. \quad (7.14)$$

По наибольшим значениям уточненных усилий производится проверка устойчивости ветвей колонны в плоскости и из плоскости изгиба, расчет раскосной решетки и проверка колонны как единого стержня в плоскости изгиба.

Проверка устойчивости ветвей колонны производится по формулам центрального сжатия. Расчетная длина ветви в плоскости рамы – расстояние между узлами решетки: $l_x^B = l_0$; и из плоскости рамы: $l_y = l$ – расстояние между узлами закрепления колонны с помощью распорок и других вертикальных связей по ряду колонн.

Определяется гибкость подкрановой ветви относительно собственной оси x_0-x_0 и ортогональной оси $y-y$:

$$\lambda_{x_0} = \frac{l_0}{i_{x_0}} \leq [\lambda]; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \leq [\lambda].$$

Для наибольшего из этих значений по табл. П.4.2 находится φ . Здесь $i_{x_0} = i_{xI}; i_y = i_{yI}; [\lambda]$ – предельная гибкость (табл. П.4.8).

Проверка устойчивости ветви колонны

Для подкрановой ветви

$$\sigma = \frac{N_{п.в} \gamma_n}{\varphi A_f} \leq R_y \gamma_c. \quad (7.15)$$

Здесь A_f – площадь сечения двуглава подкрановой ветви.

Проверка устойчивости шатровой ветви производится аналогично с использованием соответствующих значений усилий $N_{ш}$ и геометрических характеристик сечения этой ветви: $i_{ш}$, $i_{ш0}$, $A_{ш}$.

Расчет раскосов и распорок

Раскосная решетка может быть треугольной (рис. 7.8, а) или с дополнительными распорками (рис. 7.8, в). Распорки уменьшают расчетную длину ветвей колонны (а значит, и их сечение), но увеличивают металлоемкость решетки и трудоемкость изготовления. Раскосы и распорки проектируются из одиночных уголков с центрацией их по осям ветвей. Допускается центрация раскосов на грани ветвей.

Раскос рассчитывается на наибольшее из воздействий поперечной силы Q_{\max} , взятой из РСУ, либо на

$$Q_{\text{усл}} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}.$$

Условную поперечную силу можно принимать из табл. 7.3.

Таблица 7.3

Приближенное значение условной поперечной силы

Сталь	C235	C255	C285	C390	C440	C590
$Q_{\text{усл}}$, кН	0,2А	0,3А	0,4А	0,5А	0,6А	0,7А

A – площадь поперечного сечения колонны, см².

Усилие в раскосе от воздействия поперечной силы

$$N_p = \frac{Q}{2 \cdot \cos \alpha},$$

где α – угол наклона раскоса (рис. 7.8).

Задавшись $\lambda_{\text{зад}} = 80-90$, по табл. П.4.2 определяется $\varphi_{\text{зад}} = 0,65-0,7$ и ориентировочные значения

$$A_{\text{треб}}^p = \frac{N}{\gamma_c \varphi_{\text{зад}} R_y} \quad \text{и} \quad i_{\text{треб}}^p = \frac{l_p}{[\lambda]}.$$

Здесь $\gamma_c = 0,75$; $[\lambda] = 210 - 60\alpha$ – предельная гибкость раскоса, $l_p = \frac{h_n}{\sin \alpha}$ – длина раскоса;

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A \cdot R_y \gamma_c} > 0,5.$$

По ориентировочным значениям $A_{\text{треб}}^p$ и $i_{\text{треб}}^p$ подбирается из табл. П.5.2 уголок, у которого $A_p \approx A_{\text{треб}}^p$, $i_{y0} \geq i_{\text{треб}}^p$, и проверяется на устойчивость при центральном сжатии. Предварительно определяются $\lambda = \frac{l_p}{i_{y0}} \leq [\lambda]$ и по табл. П.4.2 значение φ для λ .

Условие устойчивости раскоса:

$$\sigma = \frac{N_p \gamma_n}{0,75 \varphi A_p} \leq R_y. \quad (7.16)$$

Распорки рассчитываются на воздействия $Q_{\text{усл}}$ (табл. 7.3). Расчетные усилия в распорке $N = \frac{Q_{\text{усл}}}{2}$. Подбор сечения распорки аналогичен подбору раскоса, и проверка устойчивости выполняется по (7.16) с подстановкой усилия N и подобранного сечения из одиночного уголка. Принимаемое сечение распорки должно быть не менее $\perp 45 \times 5$, и оно часто лимитируется предельной гибкостью этого стержня.

Проверка устойчивости как единого стержня в плоскости изгиба

Проверка устойчивости сквозного внецентренно сжатого стержня выполняется на все расчетные комбинации, установленные для нижней части колонн. Расчет ведется по приведенной гибкости

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \frac{A}{2A_p}}; \quad \bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где $\lambda_x = \frac{l_x''}{i_x} \leq [\lambda]$; $\alpha = 10 \frac{l_p^3}{c^2 \cdot l}$.

Здесь $l = \frac{l_0}{2}$ – для треугольной решетки (рис. 7.8, а); $l = l_0$ – для раскосов с распорками (рис. 7.8, в); l_p и A_p – длина и площадь сечения раскоса; A – площадь ветвей колонны.

Для каждой расчетной комбинации

$$e = \frac{M}{N}; \quad m = e \frac{A \cdot y_{л(пр)}}{I_x}; \quad y_{л(пр)} \text{ – принимается в зависимости от направления момента.}$$

По найденным значениям $\bar{\lambda}_{ef}$ и по табл. П.4.4 определяется φ_e .

Условие устойчивости:

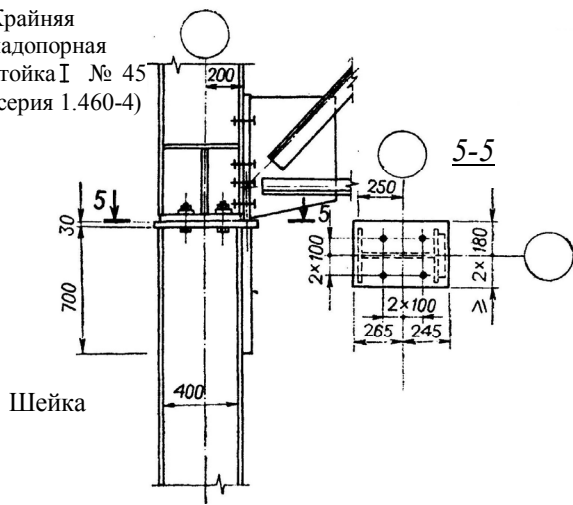
$$\sigma = \frac{N \gamma_n}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c. \quad (7.17)$$

Если устойчивость колонны по (7.17) не обеспечена или $\lambda_x > [\lambda]$, необходима корректировка сечения путем развития его в плоскости рамы. Сечение колонны считается подобранным удовлетворительно, если запас несущей способности хотя бы по одной из проверок (7.15) и (7.16) не превышает 5 %.

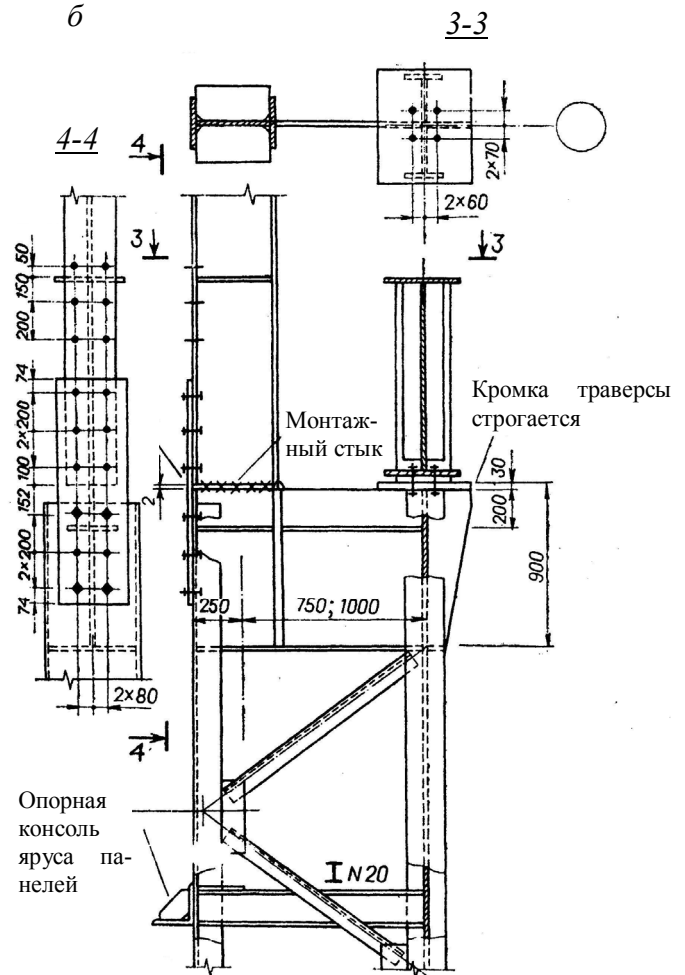
Для увеличения жесткости колонны на кручение решетчатая часть усиливается диафрагмами. При треугольной раскосной системе (рис. 7.8, а) диафрагмы устанавливаются в плоскости раскосов, и их объединяют с поясами. При схеме рис. 7.8, в диафрагмы устанавливаются в плоскости распорок. Они устанавливаются не реже чем через 4 раскоса по высоте. Верхний конец первого (сверху) раскоса следует крепить к подкрановой ветви. Общий вид сквозной колонны крайнего ряда представлен на рис. 7.9, среднего ряда – на рис. 7.10.

а

Крайняя надопорная стойка I № 45 (серия 1.460-4)



б



в

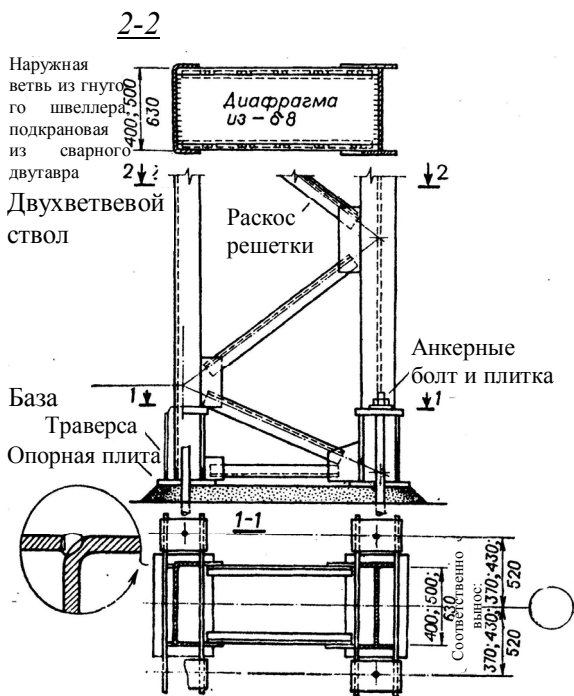


Рис. 7.9. Рабочий чертеж колонны крайнего ряда:
а – верхняя часть; б – средняя часть; в – нижняя часть

7.3. Элементы и узлы колонн

7.3.1. Оголовки колонн

Опираание стропильных ферм на колонны может быть спроектировано сверху или сбоку. Опираание сверху применяют при шарнирном присоединении ригеля к колонне, опирание сбоку – как при шарнирном, так и при жестком.

При шарнирном сопряжении ригеля с колонной действует только вертикальная сила F , равная опорной реакции стропильной фермы. При опирании фермы на колонну сверху (рис. 7.11) эта сила через строганный фланец надопорной стойки фермы передается на опорную плиту 2 толщиной 20–30 мм и далее с помощью опорных ребер 4 переходит на стенку и равномерно распределяется по сечению стержня колонны 1. Длину опорных ребер l_p назначают из условия размещения сварных швов, обеспечивающих передачу силы F с ребер на стенку колонны, но не более $85\beta_f K_f$, где K_f – высота катета шва. Толщину ребра $t_p = (14–20)$ мм, но не менее $0,5 \sqrt{E/R_y}$ его ширины определяют расчетом на смятие. На эту

же силу F при тонких стенках необходимо проверить защиту стенки от среза ее по граням крепления ребра $F/2l_p t_w R_s \gamma_c \leq 1$. Если это условие не выполняется, возможно местное усиление стенки оголовка колонны путем устройства вставки. Опорную плиту обычно устанавливают на фрезерованный торец стержня колонны, что обеспечивает плотное прилегание к плите с передачей опорного давления F непосредственным контактом поверхностей, поэтому сварные швы сопряжения этих элементов назначают конструктивно с минимальным размером катета для данной толщины стыкуемых элементов. Если обработка торцов не предусмотрена, то сварные швы должны быть рассчитаны на силу F .

Опорное ребро (фланец) стропильной фермы должно опираться всей поверхностью на плиту оголовка. Возможный при изготовлении или монтаже перекося фланца из плоскости фермы может вызвать неравномерное давление на опорные ребра 4, в результате чего они в свою очередь будут оказывать местное давление на стенку колонны из ее плоскости. Для передачи этого давления на полки колонны низ опорных ребер обрамляется поперечными ребрами 5, размеры которых и сварных швов крепления принимают конструктивно.

Вертикальное давление от подстропильной фермы передается через опорную плиту непосредственно на стенку колонны, которая при необходимости может быть усилена накладками 6.

Высота сечения колонны может изменяться в широких пределах, кроме того, при наличии прохода по крановым путям верхние части колонн средних рядов могут быть смещены относительно вертикальных осей в сторону одного из смежных пролетов. Все это обуславливает необходимость применения различных вариантов размещения опорных ребер, в том числе оформление их по типу детали 3, приваренной к стенке и полке колонны (рис. 7.11, сеч. а-а). Швы крепления детали рекомендуется рассчитывать на силу $1,2F$, для того чтобы учесть возможную непараллельность торца опорного ребра фермы и опорной плиты колонны (перекося фланца). Схемы основных технологических решений по конструктивному оформлению оголовка приведены на рис. 7.11. При выносе опорных ребер на консоль последняя рассчитывается по типу крановой консоли.

При жестком сопряжении ригеля с колонной ферма примыкает сбоку (рис. 7.12). Опорное давление F передается на опорный столик из листа толщиной 30–40 мм или отрезка уголка со срезанной полкой. Швы крепления рассчитывают на усилие $1,2F$.

Узел сопряжения фланцевого типа (рис. 7.12, а) является нетехнологичным решением. Фланцы строго фиксируют запроектированную длину фермы. При монтаже возникают про-

блемы, если фактическая длина фермы немного отличается от проектной. Если ферма изготовлена с минусовым допуском, потребуются дополнительные прокладки и развитие опорного столика, если с плюсовым допуском – придется обрезать торец и переделывать его по месту. Установка, выверка и рихтовка каркаса становятся затруднительными.

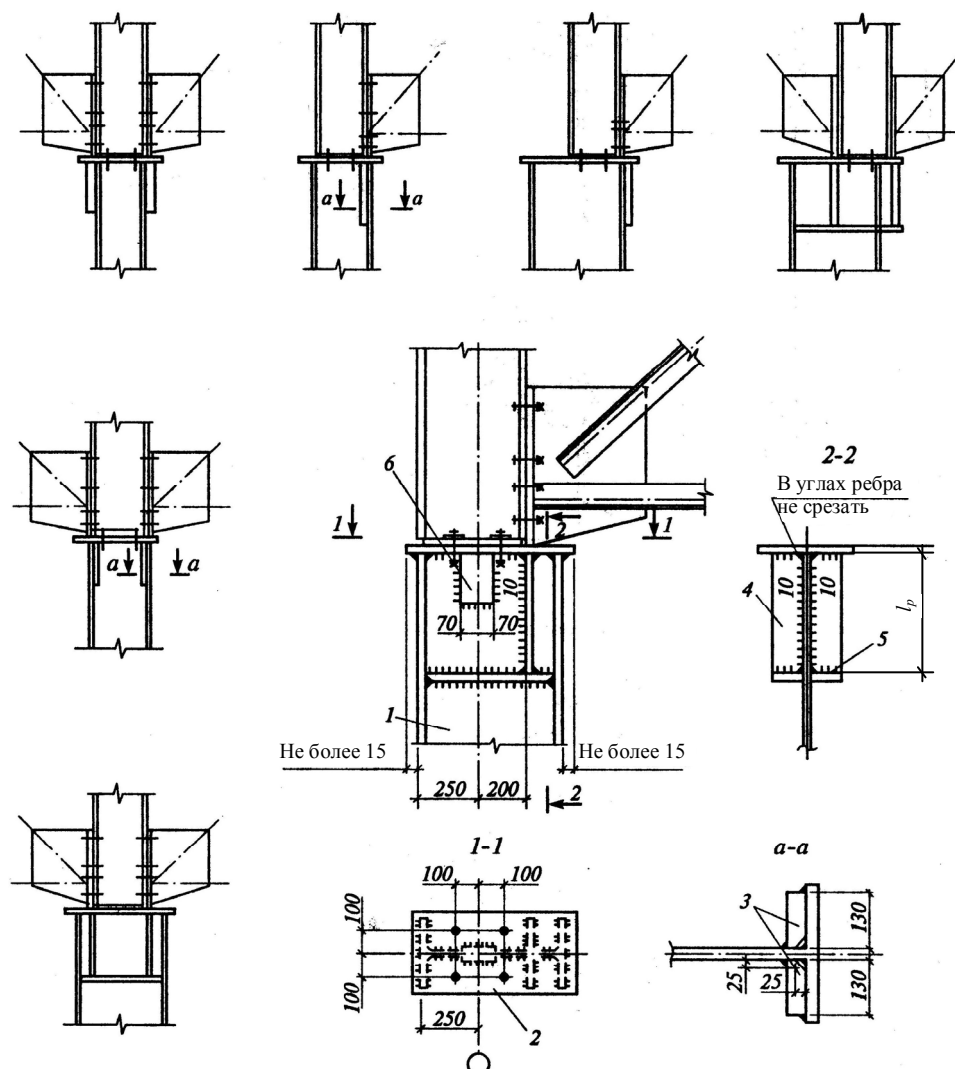


Рис. 7.11. Узел шарнирного опирания стропильной фермы на колонну и варианты его технических решений

Техническое решение приведено на рис. 7.12, з. К оголовку колонны в узлах ее сопряжения с фермой на заводе приваривают вертикальные ребра с монтажными отверстиями. Ферма, изготовленная с минусовым допуском, опорными фасонками сбоку легко примыкает к этим ребрам и фиксируется монтажными болтами. После выверки ребра и фасонки обвариваются расчетными вертикальными швами (рис. 7.12, з, сеч. 1-1). Расчет узлов сопряжения фермы с колонной рассмотрен в п. 8.1.2.

Узел опирания подстропильной фермы на колонну показан на рис. 7.13. Опорное давление подстропильной фермы передается через строганный торец на столик, приваренный к стенке колонны. Фланец опорного узла прикрепляют к стенке колонны болтами нормальной точности. Укороченный для удобства монтажа нижний пояс подстропильной фермы крепят горизонтальной накладкой к ребру колонны.

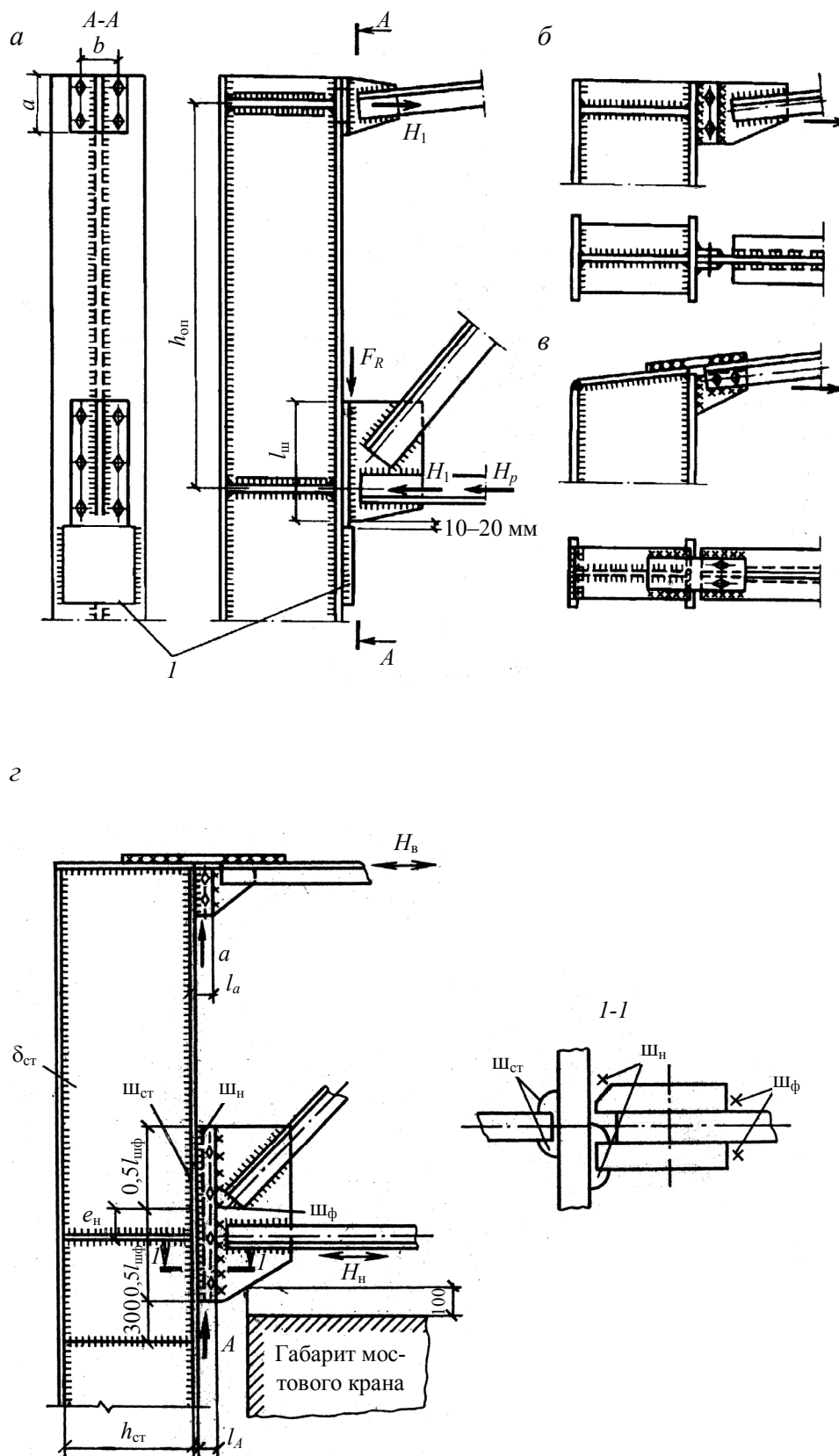


Рис. 7.12. Узел жесткого сопряжения фермы с колонной и варианты его технического решения: а – примыкание сбоку при помощи болтов и опирание на столик 1; б и в – варианты верхнего опорного узла фермы; г – технологическое решение узла сопряжения фермы с колонной

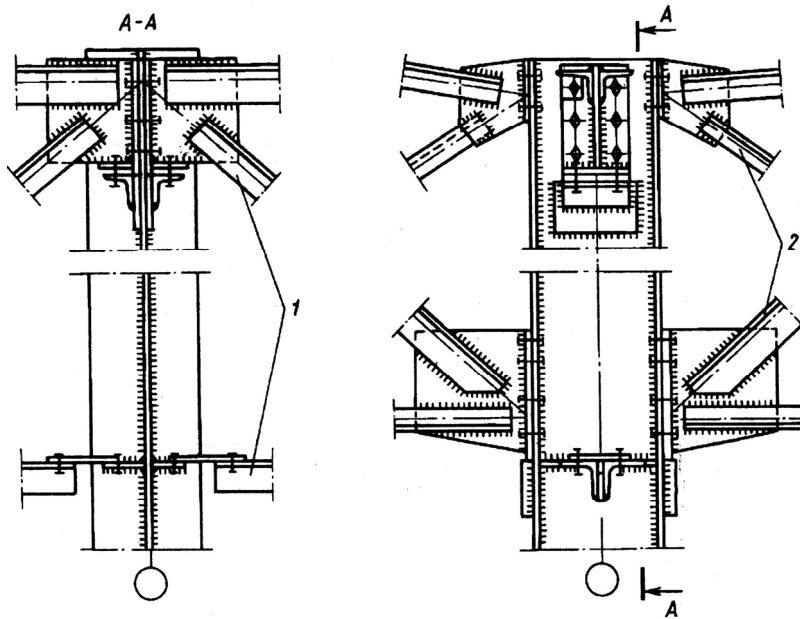


Рис. 7.13. Узел опирания подстропильной фермы на колонну:
1 – подстропильная ферма; 2 – стропильная ферма

7.3.2. Проем в стенке колонны для прохода

Проем в стенке колонны (рис. 7.14) устраивается в том случае, когда габариты мостового крана не позволяют организовать проход вдоль подкрановых путей вне стенки колонны. Ослабленную проемом стенку усиливают обрамлением проема листами. Если оставшиеся не ослабленные проемом участки стенки имеют ширину более 200 мм, то листы обрамления приваривают к стенке с торца угловыми швами. Для наведения на стенку колонны прорезей в листах последние делают из двух частей и стыкуют после установки. При $b_0 \leq 200$ мм листы обрамления приваривают к стенке сбоку с предварительной разделкой кромок и подваркой корня шва.

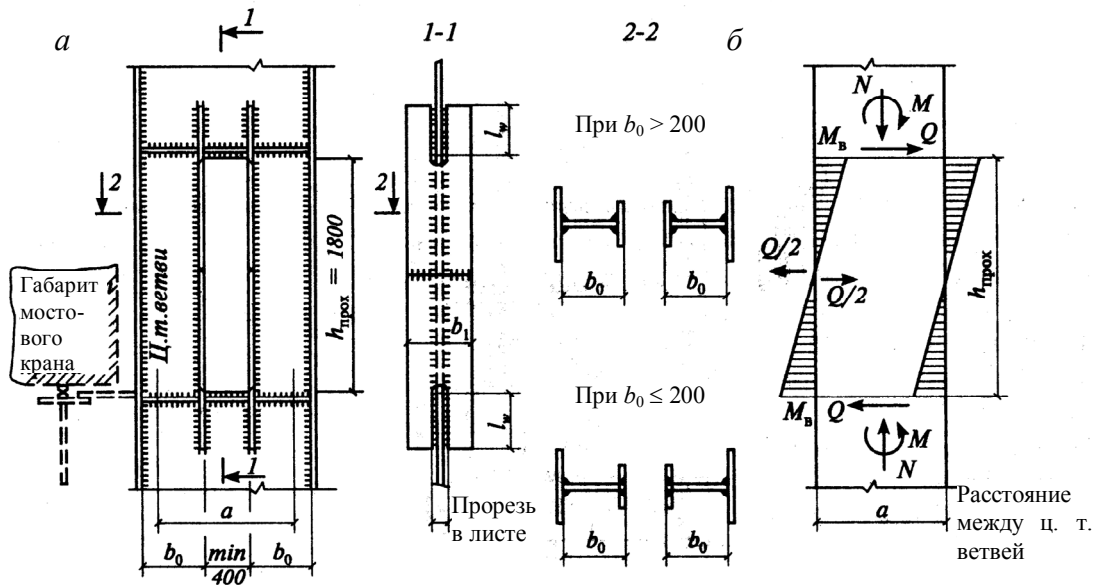


Рис. 7.14

Сечение колонны в месте прохода делают равнопрочным с основным, поэтому проверяют его на комбинацию усилий M , Q , N , принятую за расчетную при проектировании надкрановой части колонны. Нормальные усилия в ветвях колонны (см. рис. 7.12, б) можно определить из условий равновесия части, отсеченной по точкам нулевых моментов.

Нормальная сжимающая сила будет

$$N_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{a}, \quad (7.18)$$

а изгибающий момент определится формулой $M_b = Qh/4$. Ветвь колонны должна быть проверена по этим усилиям на устойчивость в плоскости и из плоскости рамы. При вычислении коэффициента φ_e расчетную длину в плоскости рамы принимают равной высоте прохода; расчетную длину из плоскости рамы назначают так же, как при подборе основного сечения, т. е. равной расстоянию между точками закрепления надкрановой части колонны вдоль здания.

Сварные швы за пределами проема должны обеспечить передачу усилий с листов обрешетки на стенку колонны. Эти усилия принимают равными несущей способности листов обрешетки: $btR_y\gamma_c$, поэтому $l_w > btR_y/4\beta_f K_f R_w \gamma_w$. На такое же усилие должна быть проверена прочность стенки колонны в зоне ее возможного среза: $btR_y/2t_w l_w R_s \leq 1$.

7.3.3. Подкрановые консоли

Для опирания подкрановых балок на колонны постоянного сечения устраивают консоли (рис. 7.15), преимущественно одностенчатые.

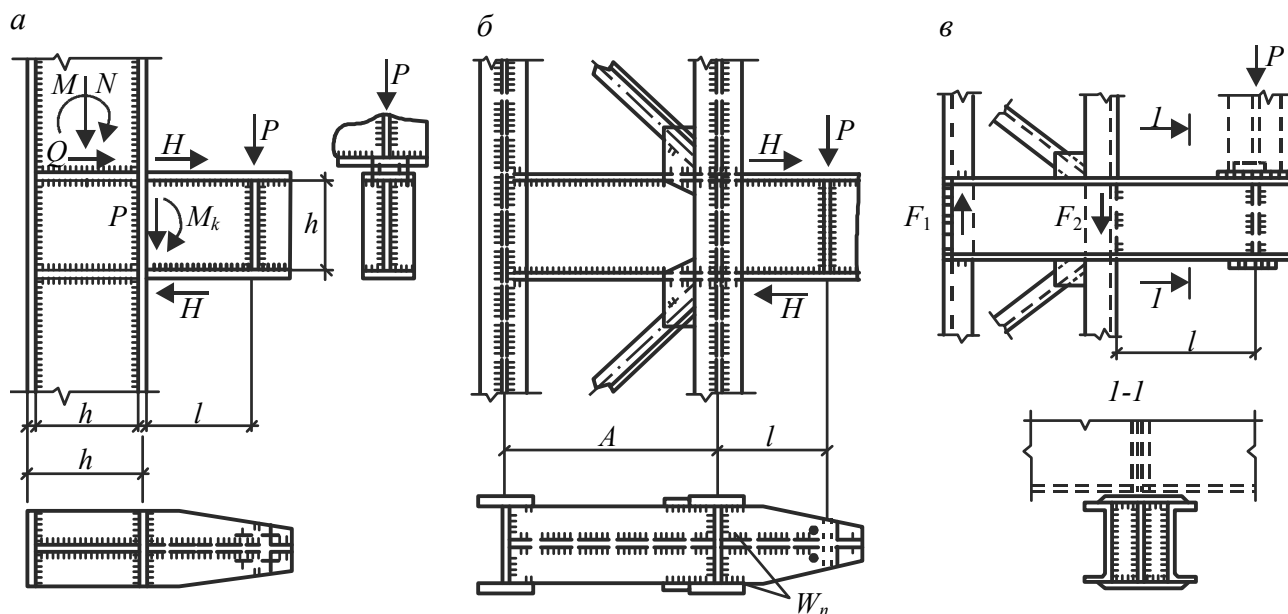


Рис. 7.15. Подкрановые консоли:

а – одностенчатая сплошной колонны; б – одностенчатая сквозной колонны; в – двустенчатая сквозной колонны

Проверку напряжений в опорном сечении одностенчатой консоли допускается производить в предположении, что изгибающий момент воспринимается только полками: $M_k/h_k A_{fk} R_y \gamma_c \leq 1$, а поперечная сила – стенкой консоли $P/A_{wk} R_s \gamma_c < 1$. На усилие $H = Pl/h_k$ также должны быть проверены: сварные швы, прикрепляющие полки консоли к колонне; швы крепления ребер жесткости колонны к полке и к стенке на длине не более $85\beta_f K_f$, полка ко-

лонны на растяжение в направлении толщины проката; тонкая стенка колонны на срез по граням крепления ребер. В месте примыкания консоли стенка колонны работает в условиях сложного напряженного состояния, поэтому необходимо проверить ее прочность по приведенным напряжениям, принимая следующие значения касательных $\tau = (Q + H)/A_w$ и нормальных напряжений:

$$\sigma = N/A + Mh_w/2I. \quad (7.19)$$

Верхнюю полку консоли конструктивно делают большей толщины, чем нижнюю, причем ребра в колонне принимают такой же толщины, как и полки консоли.

Крепление одностенчатой консоли к сквозной колонне рассчитывают так же, как примыкание консоли к сплошной колонне. Горизонтальная сила H передается через сварные швы w_n (рис. 7.15, б), соединяющие полки консоли со стенкой и полками ветви колонны. Сечение жесткой вставки в колонне принимают, как правило, таким же, как сечение консоли.

При передаче больших усилий устраивают двустенчатую консоль (рис. 7.15, в). Сечение консоли проверяют на действие момента $M = Pl$ и поперечной силы P . Усилия для расчета швов крепления консоли к ветвям находят из условий равновесия: $F_1 = Pl/h$; $F_2 = P(h+1)/h$ и увеличивают на 20 % для учета возможности неравномерной передачи нагрузки на ветви консоли.

7.3.4. Подкрановые траверсы

В ступенчатых колоннах подкрановые балки опираются на уступ колонны. Для передачи усилий от верхней части колонны и подкрановых балок на нижнюю часть в месте уступа устраивают траверсу, как правило, одностенчатую (рис. 7.16). Применение двустенчатых траверс допускается в исключительных случаях при больших усилиях.

По схеме работы траверса l может рассматриваться как балка с пролетом h_n , шарнирно опертая на ветви подкрановой части колонны. Эта балка загружена силой N , приложенной по оси верхней части колонны, и двумя противоположно направленными силами M/h_b , приложенными по осям полок надкрановой части. Кроме того, на опоре балки по оси подкрановой ветви приложена сила D , которая может передаваться на траверсу с коэффициентом $k = 1,2$, учитывающим неравномерное распределение крановых усилий вследствие возможного перекоса поверхности опорных ребер балок.

Для расчета балки-траверсы следует найти такую комбинацию усилий N и M в сечении поперечной рамы выше уступа, которая дает наибольшую реакцию на конце, опертом на подкрановую ветвь:

$$F = \frac{Nh_b}{2h_n} \pm \frac{M}{h_n}.$$

Поперечная сила в опорном сечении траверсы будет $Q_t = F + kD/2$, а наибольший момент в сечении под полкой верхней части колонны равен $M_t = F(h_n - h_b)$. Нормальные и касательные напряжения проверяют по формулам $M_t/W_t R_y \gamma_c \leq 1$, $Q_t/A_t R_y \gamma_c \leq 1$. При определении момента сопротивления W_t и площади сечения траверсы A_t обычно включают только вертикальный лист, высоту которого назначают $(0,5-0,8)h_n$. Горизонтальные ребра 3-5 на рис. 7.16 (пояса траверсы) в работе не учитывают, их размеры назначают конструктивно, принимая толщину 10-14 мм.

Траверсу колонны среднего ряда рассчитывают аналогично. Формулы для вычислений опорной реакции, поперечной силы и момента записывают с учетом расположения указан-

ных выше сосредоточенных сил N и M/h . Так, при симметричном расположении верхней части колонны относительно нижней эти формулы будут иметь вид

$$F = N/2 + M/h_n; \quad Q_t = F + kD/2; \quad M_t = F(h_n - h_b)/2.$$

Передача усилий N и M с верхней части колонны на траверсу осуществляется через сварные швы. Прочность стыкового шва стенки проверяют по нормальным напряжениям в крайних точках по формуле типа (7.19). При передаче усилий с полок работу стенки обычно не учитывают. На усилие $N/2 + M/h_b$ производят расчет стыкового шва полки, угловых швов накладки 9 и угловых швов ребер 7.

Вертикальное давление от разрезных подкрановых балок, а также неразрезных с одним опорным ребром передается на фрезерованную поверхность стенки траверсы через горизонтальную распределительную плиту толщиной 20–30 мм. Прочность стенки на смятие проверяют по формуле $D/t_l R_p \gamma_c \leq 1$, где l – длина сминаемой поверхности, включающая ширину опорных ребер подкрановой балки и удвоенную толщину опорной плиты. Исходя из этой проверки, обычно назначают толщину стенки траверсы.

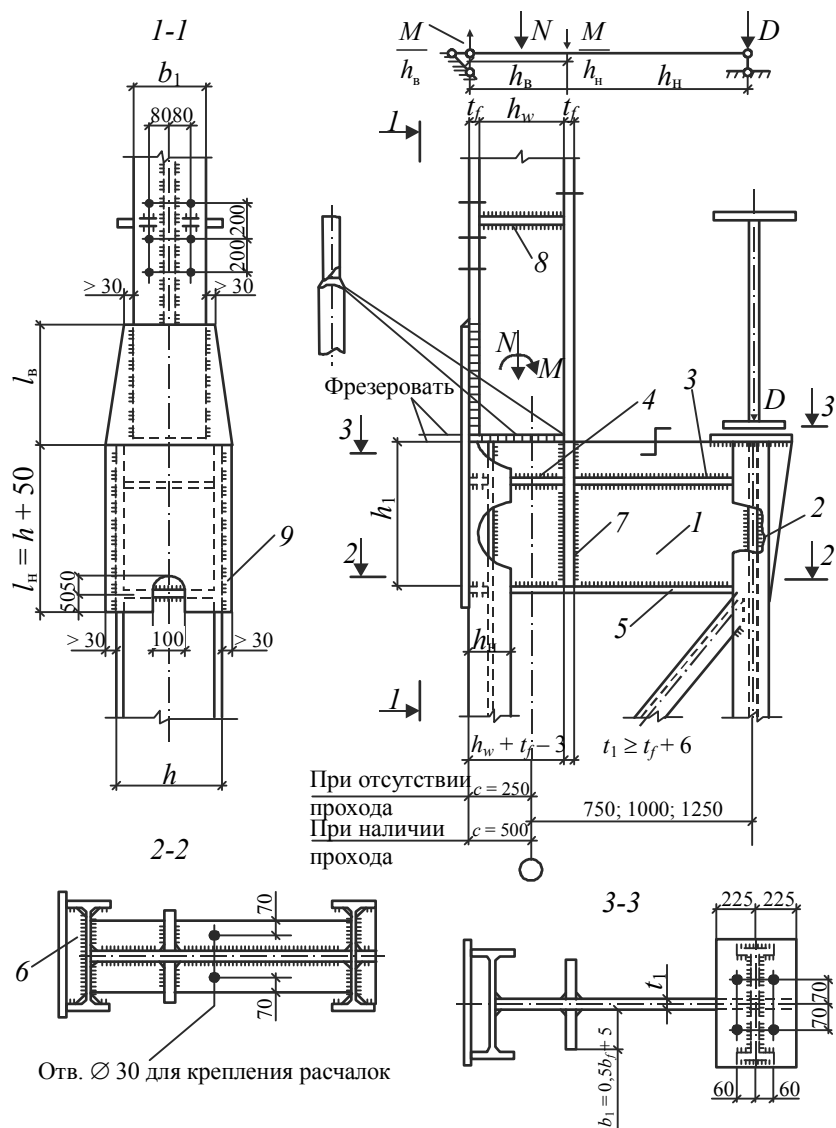


Рис. 7.16. Подкрановая траверса

Крепление траверсы к стенке ветви колонны выполняют обычно через прорезь в стенке этой ветви и рассчитывают на усилие $F + D$. Требуемая длина размещения четырех угловых швов, но не более $85\beta_f K_f$, определяет минимально возможный размер высоты траверсы h_t . На это же усилие должна быть проверена на срез прочность стенки подкрановой ветви колонны $(F + D)/2t_w h_t R_s \gamma_c \leq 1$. Если это условие не выполняется, а высоту траверсы увеличивать нежелательно, то необходимо делать вставку в стенке подкрановой ветви колонны.

7.3.5. Стыки колонн

Стыки колонн делают из-за ограниченной длины прокатной стали (заводские стыки) и для деления колонны на отправочные элементы длиной не более 18 м по условиям перевозки (монтажные стыки).

Заводские стыки колонн следует осуществлять сварными с прямым стыковым швом с полным проваром. Монтажные сварные стыки выполняют по типу заводских с использованием стыковочных уголков (рис. 7.17, а). Поясные заводские швы в месте монтажного стыка не доводят до него на 500 мм с каждой стороны и заваривают монтажными швами в последнюю очередь. Допускается применение стыков на накладках с угловыми швами. При приварке таких накладок швы следует не доводить до стыка на 30 мм с каждой стороны. Возможно также применение фланцевых соединений с передачей сжимающих усилий через плотное касание, а растягивающих – через болты. В монтажных стыках на высокопрочных болтах (рис. 7.17, б) сжимающие усилия передаются через фрезерованные торцы отправочных элементов колонны, а растягивающие – через накладки с высокопрочными болтами.

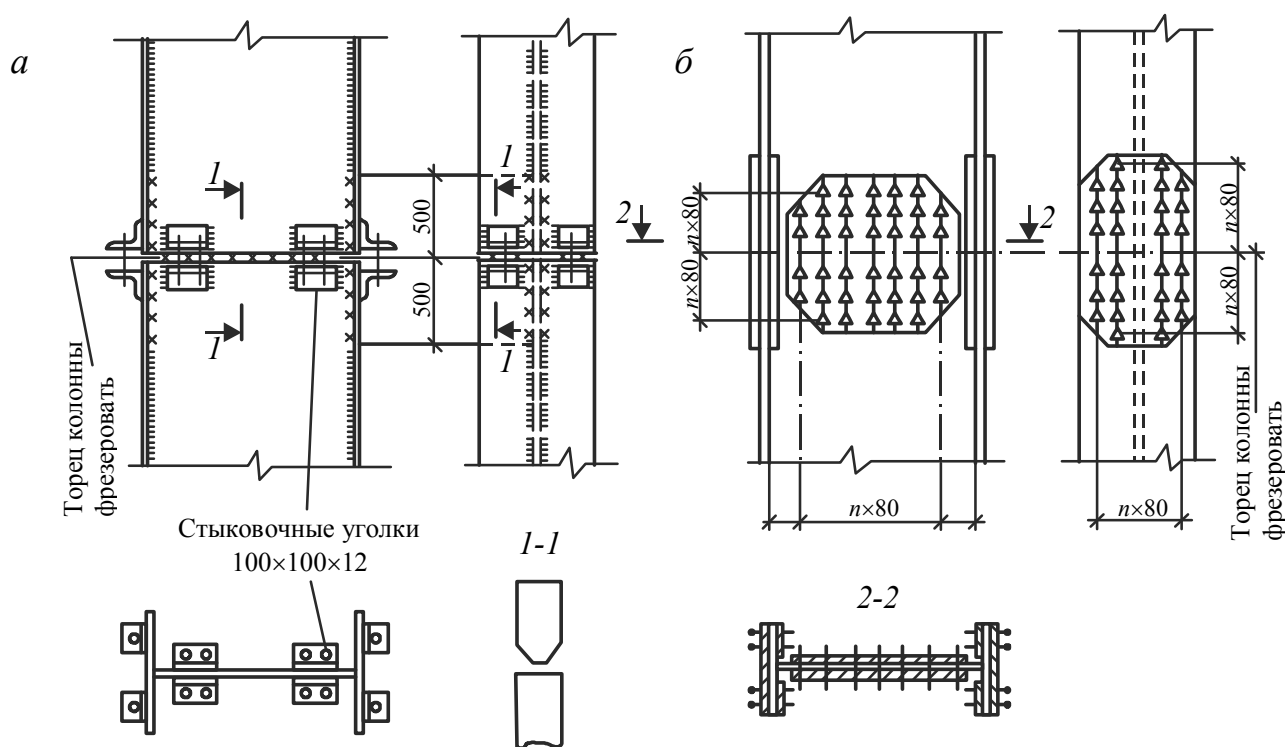


Рис. 7.17. Монтажные стыки колонн:
а – сварной стык; б – стык на высокопрочных болтах

7.4. Базы колонн

База является опорной частью колонны и служит для передачи усилий с колонны на фундамент. Конструктивное решение базы зависит от типа и высоты сечения колонны, способа ее сопряжения с фундаментом и принятого метода монтажа колонн.

В зависимости от типа и высоты сечения колонны применяют общие и отдельные базы (рис. 7.18), которые, в свою очередь, могут быть без траверс, с общими или отдельными траверсами, одностенчатыми либо двустенчатыми.

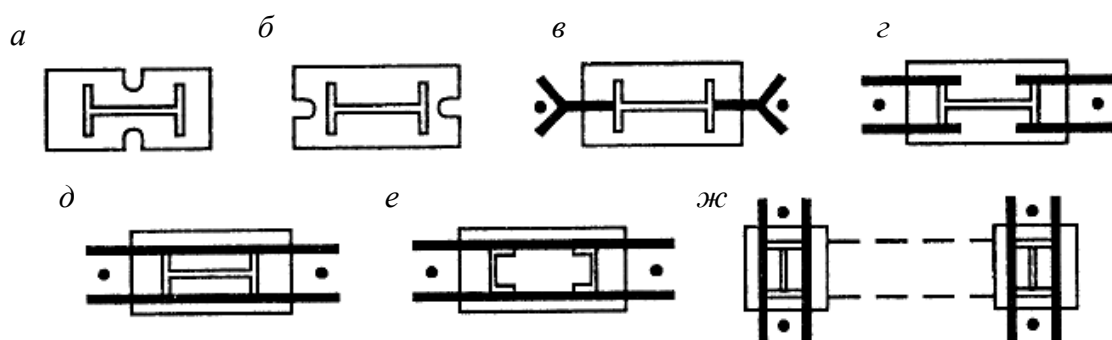


Рис. 7.18. Схема баз без траверс:

а, б — без траверс; в — одностенчатая; г — двустенчатая с отдельными траверсами; д, е — двустенчатая с общими траверсами; ж — отдельная сквозная колонна

С помощью базы осуществляется жесткое или шарнирное сопряжение колонны с фундаментом. При жестком сопряжении предусматривают соответствующую заделку в бетоне фундамента анкерных болтов, установленных в плоскости (плоскостях), параллельной плоскости рамы (рис. 7.18, б–ж). При шарнирном закреплении анкерные болты размещают с двух сторон колонны по ее оси перпендикулярно плоскости рамы (рис. 7.18, а). Это обеспечивает некоторую податливость узла по отношению к угловым деформациям и позволяет условно относить такое сопряжение базы с фундаментом к шарнирному.

Существует два способа установки колонны на фундамент: с выверкой колонны в процессе монтажа и безвыверочный монтаж. Последний имеет некоторые преимущества (ускорение монтажа, повышение точности и др.), поэтому является наиболее массовым, но требует наличия на заводе-изготовителе специального оборудования. В этом случае торец колонны в сборе с траверсами и ребрами обрабатывается на фрезерном станке. Опорная плита должна иметь строганую верхнюю поверхность (что необходимо учитывать при назначении толщины плиты на 2–3 мм больше расчетной).

Выверку плит и установку их в проектное положение выполняют с помощью установочных болтов (рис. 7.19). В базах без траверс роль установочных болтов могут обеспечить анкерные болты, снабженные для этой цели дополнительными гайками и шайбами (рис. 7.20). Наличие гаек ниже плиты позволяет осуществлять также выверку колонн с опорными плитами, приваренными к стержню на заводе. Для обеспечения точности установки фундаментных болтов при выдаче заданий на проектирование фундаментов следует предусматривать объединение болтов в жесткие блоки.

Выверка базы с траверсами, приваренными к опорной плите на заводе, производится с помощью стальных подкладок толщиной 40–60 мм, устанавливаемых между опорной плитой и верхом фундамента с последующей подливкой цементным раствором. Для подливки раствора в опорных плитах необходимо предусматривать отверстия диаметром 100 мм из расчета одно отверстие на 0,5 м² площади плиты.

Узел А (вид сбоку)

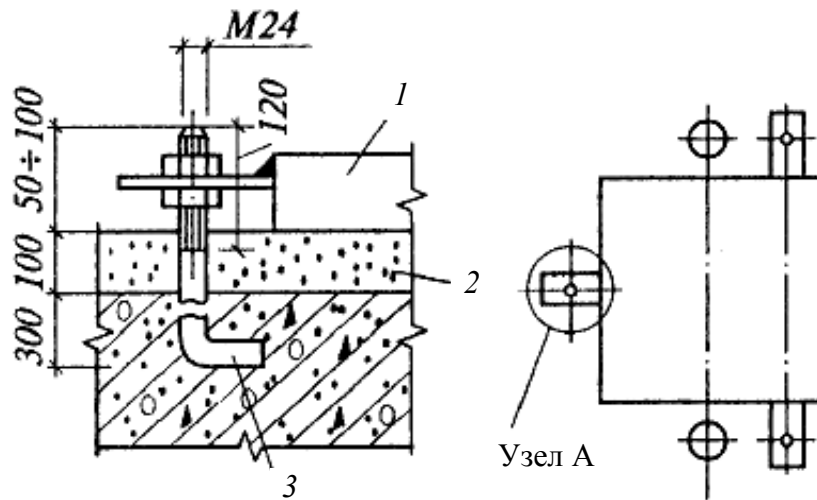


Рис. 7.19. Установочные болты:

1 – опорная плита; 2 – подливка цементным раствором; 3 – анкерный болт

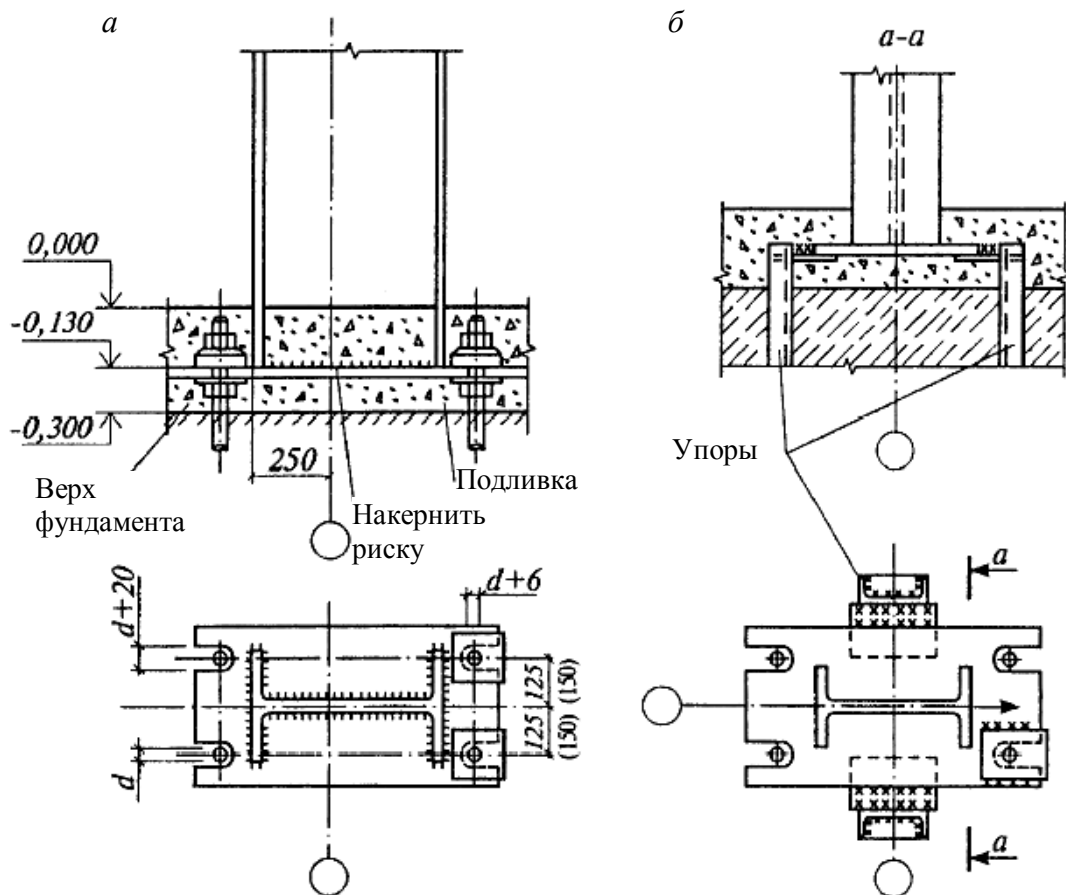


Рис. 7.20. Конструкция базы без траверс:

а – техническое решение базы; б – упоры для передачи горизонтальных усилий

7.4.1. Расчет опорной плиты

Размеры плиты в плане определяют из условия прочности бетона фундамента

$$N \leq \psi R_{b,loc} A_{loc1}, \quad (7.20)$$

где N – расчетное усилие в колонне на уровне базы; $A_p = A_{loc1}$ – площадь опорной плиты; ψ – коэффициент, принимаемый при равномерном распределении напряжений под плитой равным единице; $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле $R_{b,loc} = \alpha \phi_b R_b$.

Обычно площадь верхнего обреза фундамента A_f незначительно превышает площадь опорной плиты A_p , а бетон применяют класса ниже В25. При этих условиях можно принимать $\alpha = 1$, $\phi_b = \sqrt[3]{A_{loc2}/A_{loc1}} = \sqrt[3]{A_f/A_p}$, в иных случаях следует пользоваться указаниями СНиП 2.03.01–84*. Расчетное сопротивление бетона сжатию (призменная прочность) R_b соответствует его классу прочности на сжатие и составляет 4,5 МПа для В 7,5; 6 – В 10; 7,5 – В 12,5; 8,5 – В 15; 11,5 – В 20.

Опорная плита работает как пластинка на упругом основании, воспринимающая давление от стержня колонны, траверс, диафрагм и ребер. Работа и расчет такой пластинки оказываются весьма сложными, так как давление на фундамент распределяется неравномерно – с пиками в местах передачи нагрузки. Для простоты расчета давление под плитой принимают равномерно распределенным. Плиту рассматривают как пластинку, нагруженную снизу давлением (отпором) фундамента и опертую на торец колонны, траверсы, ребра.

Интенсивность реактивного отпора при центральном сжатии определяют по формуле $\sigma_f = N/A_p$. При внецентренном сжатии явно неравномерное давление также условно заменяют равномерно распределенным с интенсивностью, равной максимальному давлению в пределах плиты или ее участка, рассчитываемого как самостоятельная пластинка. Толщину опорной плиты (из условия прочности при изгибе полосы единичной ширины с моментом сопротивления $1\delta^2/6$) вычисляют по формуле

$$\delta \geq \sqrt{6M/R_y \gamma_c}, \quad (7.21)$$

где M – наибольший изгибающий момент в плите или ее участке, опертом на траверсы, диафрагмы или ребра.

В базах без траверс изгибающий момент приближенно (с запасом прочности) можно найти, если мысленно разрезать плиту по диагоналям (рис. 7.21, а) и рассмотреть трапециевидный участок как самостоятельную консоль. Изгибающий момент в месте заделки такой консоли, приходящейся на единицу ее ширины, будет $M = \sigma_f w c / b$, где w – заштрихованная на рисунке площадь трапеции; c – расстояние от центра тяжести этой трапеции до кромки колонны; b – ширина консоли в месте заделки. Толщину плиты находят по формуле (7.21).

Квадратную в плане плиту можно рассчитать точнее, используя другой приближенный прием. В этом случае опорную плиту и контур поперечного сечения колонны заменяют равновеликими им по площади кругами (рис. 7.21, б). В каждой точке такой круглой пластинки действуют моменты: $M_r = K_r N$ – в радиальном направлении и $M_t = K_t N$, кН·см – в тангенциальном, где N – полное расчетное усилие в колонне, кН; K_r , K_t – коэффициенты, зависящие от отношения радиуса колонны к радиусу плиты, $\beta = r_k/r_p$ (табл. 7.4).

По вычисленным моментам определяют напряжения $\sigma_r = 6M_r/\delta^2$, $\sigma_t = 6M_t/\delta^2$, $\tau = N/\pi d \delta$ и проверяют прочность плиты по приведенным напряжениям $\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r \sigma_t + 3\tau^2} \leq R_y \gamma_c$.

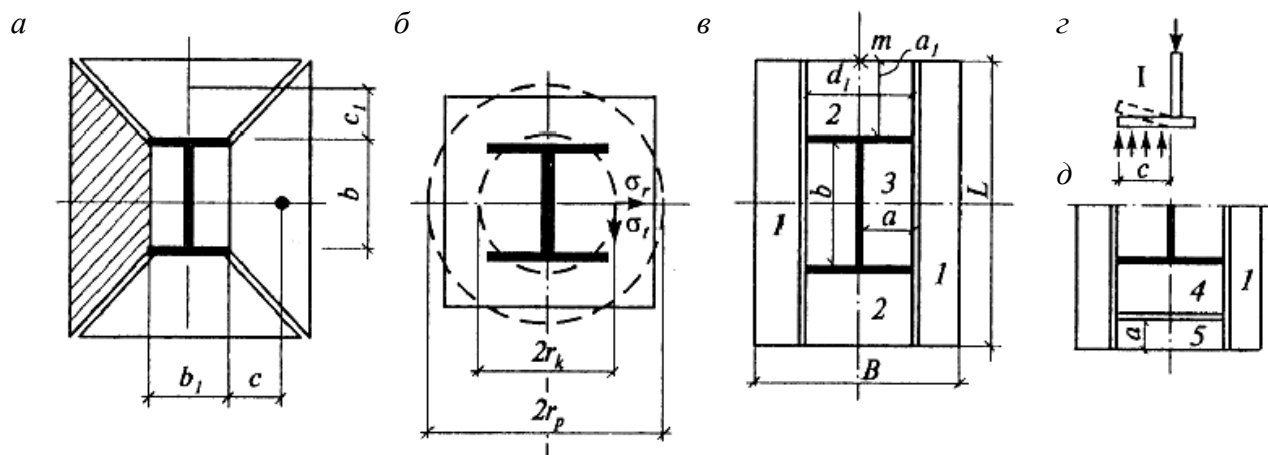


Рис. 7.21. К расчету опорной плиты

Таблица 7.4

Коэффициенты для расчета круглых плит

β	0,3	0,4	0,5	0,6
K_r	0,0815	0,0517	0,0331	0,0200
K_t	0,1020	0,0752	0,0541	0,0377

В базах с траверсами (рис. 7.21, в) плита, нагруженная реактивным отпором фундамента, дополнительно опирается на траверсы. Можно выделить отдельные участки плиты, которые находятся в разных условиях изгиба. Участок плиты 1 работает и рассчитывается как консоль (рис. 7.21, з) с моментом $M_1 = \sigma_f c^2 / 2$. Участок 3 работает как пластинка, опертая по четырем сторонам. Изгибающие моменты в центре пластинки, вычисленные для полос шириной 1 см в направлении размеров a и b , будут: $M_a = \alpha_1 \sigma_f a^2$; $M_b = \alpha_2 \sigma_f a^2$, где a – длина короткой стороны прямоугольника; α_1, α_2 – коэффициенты, принимаемые по табл. 7.5.

Таблица 7.5

Коэффициенты для расчета на изгиб прямоугольных пластинок

Плиты, опертые по четырем сторонам	Отношение сторон b/a	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
	α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081
	α_2	0,048	0,049	0,05	0,05	0,05	0,05
Плиты, опертые по трем сторонам	Отношение сторон a_1/d_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
	α_3	0,06	0,074	0,088	0,097	0,107	0,122
Плиты, опертые по четырем сторонам	Отношение сторон b/a	1,6	1,7	1,8	1,9	2	Более 2
	α_1	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1	0,125
	α_2	0,49	0,048	0,048	0,047	0,046	0,037
Плиты, опертые по трем сторонам	Отношение сторон a_1/d_1	1,2	1,4	2	Более 2	–	–
	α_3	0,12	0,126	0,132	0,133	–	–

Если $b/a > 2$, то плита работает в одном направлении как балка с моментом $\sigma_f a^2/8$, т. е. $\alpha_1 = 0,125$. Участок плиты 2 работает как пластинка, опертая по трем сторонам. Наиболее опасным местом такой плиты является середина ее свободного края (точка m на рис. 7.21, в). Момент в этом сечении $M_3 = \alpha_3 \sigma_f d_1^2$, где α_3 – коэффициент, принимаемый по табл. 7.5; d_1 – длина свободного края плиты. Если $a_1/d_1 < 0,5$, то плита проверяется как консоль.

Толщина плиты определяется по формуле (7.21). Рекомендуется вычислять требуемую толщину плиты на всех участках, чтобы иметь наглядную картинку для анализа. Если толщины отличаются незначительно, то наибольшая из них принимается за основу. В противном случае можно изменить размеры B и L при сохранении прежней площади плиты либо перекрыть наиболее напряженные участки с помощью дополнительных диафрагм или ребер. Так, на рис. 7.21 постановка диафрагмы на участке 2 разбивает его на две части меньших размеров: на участок 4, опертый по четырем сторонам, и на участок 5, опертый по трем сторонам.

Если в опорном сечении колонны действуют нормальная сила и изгибающий момент, то реактивный отпор будет неравномерным (рис. 7.22). В этом случае на каждом участке отпор фундамента можно принимать равномерно распределенным с интенсивностью σ_f , равной максимальному напряжению в пределах участка, и определять изгибающие моменты, как указано выше.

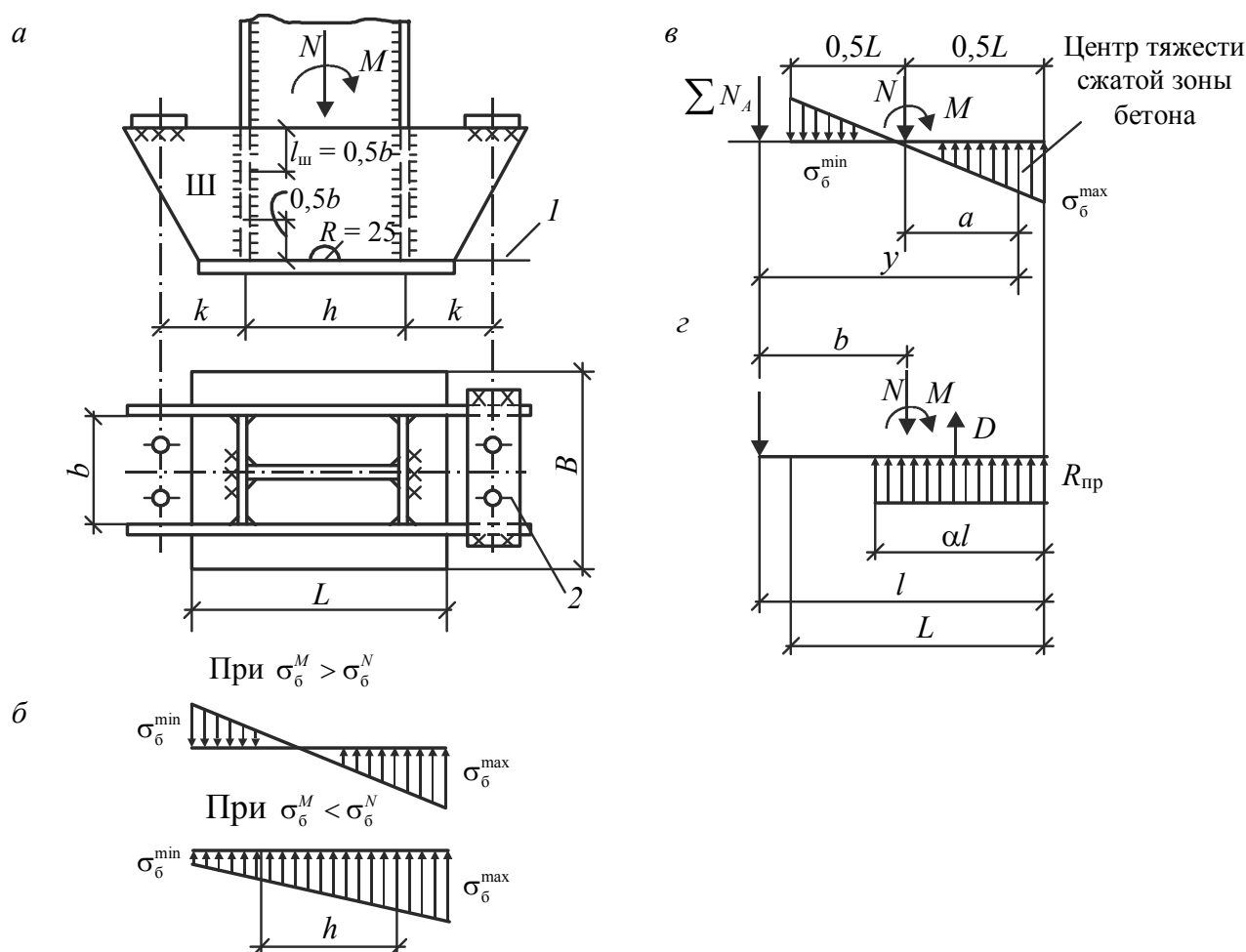


Рис. 7.22. База внецентренно сжатой колонны:

a – конструкция базы; b – эпюра напряжений в бетоне при расчете опорной плиты; v – то же при расчете анкерных болтов при упругой работе бетона; z – то же с учетом развития в бетоне пластических деформаций; 1 – плоскость плиты строгать, торцы колонны и траверс фрезеровать; 2 – анкерная плита

7.4.2. Проектирование баз без траверс

Базы без траверс (см. рис. 7.20) применяют в бескрановых зданиях, в зданиях с подвесным транспортом и с мостовыми кранами общего назначения грузоподъемностью до 20 т.

Опорная плита должна быть компактной в плане и не иметь больших консольных вылетов, поэтому для фундаментов желательнее применять бетоны высокой прочности, например класса В 35 с расчетным сопротивлением 19,5 МПа. В зависимости от фактических напряжений под плитой решается вопрос о необходимости косвенного армирования в соответствии со СНиП 2.03.01–84*. Толщина плиты, определенная расчетом на реактивный отпор бетона, должна быть проверена расчетом на изгиб от усилий в анкерных болтах, принимаемых равными их несущей способности. В зданиях с мостовыми кранами толщина плиты получается порядка 50–80 мм, поэтому необходимо предусматривать проверку ультразвуком наличия «расслоя» в зоне приварки к плите стержня колонны.

Опорные плиты обычно привариваются к стержню колонны на заводе. Высота швов определяется расчетом и составляет для стенки 10–12 мм, для полок – 12–16 мм.

Отверстия в плитах для анкерных болтов назначают на 20–30 мм больше диаметра болта. На болты надевают шайбы и после натяжения болта гайкой шайбу приваривают к плите. Для болтов диаметром 42, 48 и 56 мм обычно принимают шайбы с размерами 160×160 мм при толщине 20–25 мм, а для болтов диаметром 64 мм одну из сторон шайбы увеличивают до 200 мм, а толщину – до 28 мм.

Для передачи на фундамент горизонтальных сил, если последние не могут быть уравновешены силами трения, предусматривают упоры (см. рис. 7.20, б), заделанные в фундамент, которые при монтаже соединяют с плитой. Такие упоры устанавливают в связевых блоках, а в районах с расчетной сейсмичностью 7–9 баллов – на всех фундаментах. Размеры упоров и сварных швов определяют расчетом соответственно на совместное воздействие ветровой нагрузки на торец здания с продольным торможением крана и на сейсмические силы.

7.4.3. Расчет базы с траверсами

Для обеспечения жесткости базы и уменьшения толщины опорной плиты устанавливают траверсы, ребра и диафрагмы. Конструкция базы внецентренно сжатой сплошной колонны показана на рис. 7.22.

Сжимающие усилия передаются через фрезерованные торцы стержня колонны и траверсы на строганую поверхность опорной плиты. Напряжения под плитой (реактивный отпор фундамента) распределены неравномерно. Значение краевых напряжений может быть вычислено по формуле внецентренного сжатия

$$\sigma = \frac{N}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2}. \quad (7.22)$$

Если второй член этой формулы окажется больше первого, то под плитой возникнут растягивающие напряжения, которые должны восприниматься анкерными болтами.

Размеры плиты в плане могут быть определены по формуле (7.22) из условия прочности бетона фундамента. При этом ширину плиты принимают на 100–200 мм шире колонны и уточняют, при необходимости, после вычислений требуемых толщин плиты на всех участках.

Расчет траверс, ребер и диафрагм производят на реактивный отпор фундамента, приходящийся на их долю. При этом деление давления по биссектрисам углов между смежными элементами обычно не принимают во внимание. Грузовые площади для траверс и ребер показаны на рис. 7.23, грузовая площадь для расчета диафрагм (см. рис. 7.21, д) включает

в себя участок 5 и половину участка 4. В запас прочности реактивный отпор фундамента принимают равномерно распределенным с интенсивностью, равной максимальному сжимающему краевому напряжению, определенному по формуле (7.22).

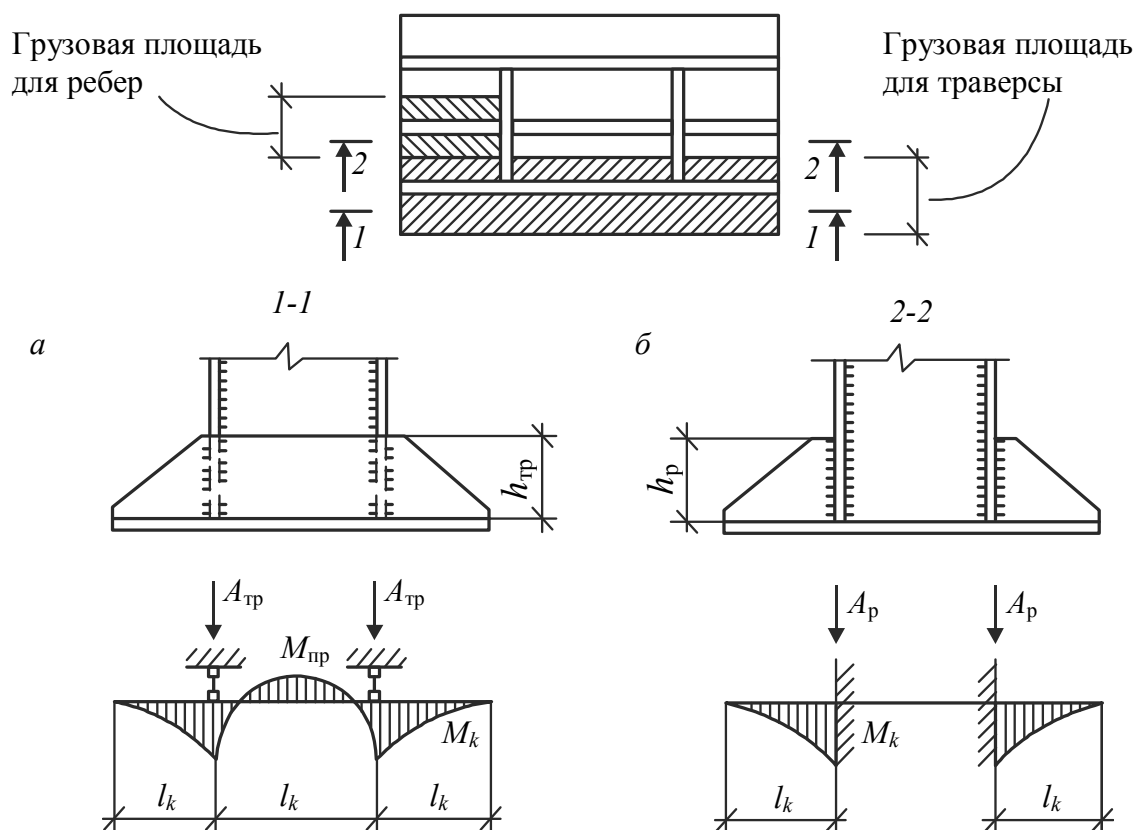


Рис. 7.23. К расчету траверс и ребер базы колонны:
а – расчетная схема траверсы; б – расчетная схема ребер

В базах с общими траверсами последние рассчитывают как однопролетные балки с консолями (рис. 7.23, а). Прочность угловых швов, прикрепляющих траверсу к ветвям колонны, проверяют на опорную реакцию, определяя тем самым высоту траверсы. Толщину траверсы находят из условий прочности при изгибе, причем опорную плиту в расчетное сечение не включают.

Одностенчатые и отдельные траверсы, а также ребра рассчитывают как консоли (рис. 7.23, б). В случае крепления траверсы (ребра) к колонне угловыми швами их прочность проверяют по равнодействующей напряжений $\sqrt{\tau_M^2 + \tau_Q^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c$, где $\tau_M = 6M / \beta_f K_f l_w^2$ – напряжение от момента; $\tau_Q = Q / \beta_f K_f l_w$ – напряжение от поперечной силы.

Прочность стыковых швов проверяют по приведенным напряжениям $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15 R_{wy} \gamma_c$, где $\sigma = 6M / tl_w^2$; $\tau = Q / tl_w$.

Высоту диафрагмы определяют из условия прочности односторонних угловых швов, прикрепляющих ее к траверсе, толщину диафрагмы – расчетом на срез. Поскольку нагрузка с ребер передается на траверсы, при расчете последних необходимо учесть соответствующие сосредоточенные силы.

Анкерные плиты рассчитывают как однопролетные балки, опертые на траверсы и нагруженные силами, равными несущей способности анкерных болтов. При определении момента

сопротивления таких балок следует учитывать ослабление их отверстиями, диаметр которых на 5–6 мм больше анкерных болтов.

Базы решетчатых колонн проектируют, как правило, раздельного типа (рис. 7.24). Каждая ветвь колонны имеет свою центрально-загруженную базу, проектирование которой производится в соответствии с изложенными выше приемами. Толщину траверс назначают обычно 12–16 мм (реже 18–28 мм), толщину опорных плит – 20–50 мм. В траверсах следует предусматривать отверстия диаметром 40 мм для строповки.

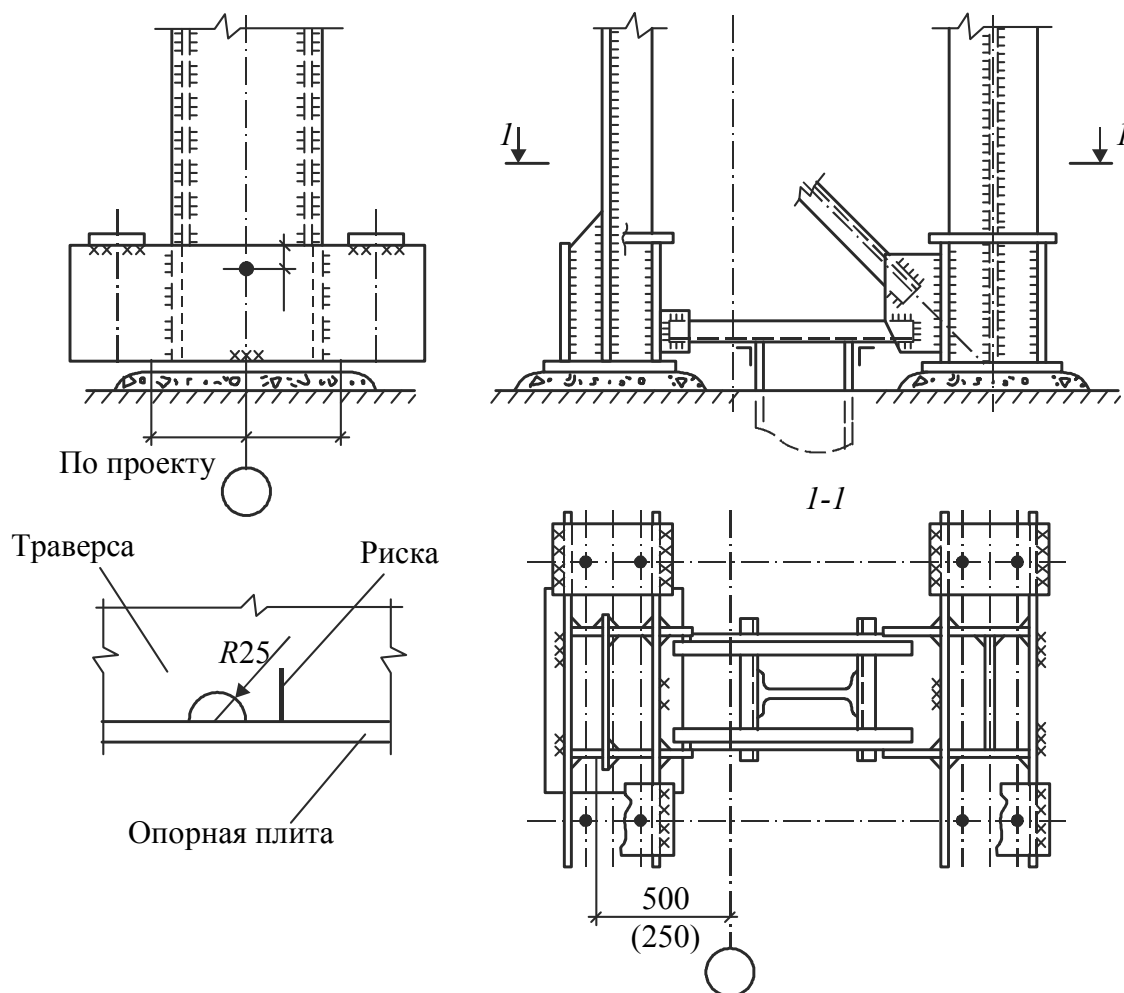


Рис. 7.24. База решетчатой колонны

Опорные плиты баз колонн в связевых блоках, к которым крепятся вертикальные связи, приваривают к швеллерам, заделанным в фундамент. В зданиях с расчетной сейсмичностью 7–9 баллов для передачи поперечных сил с колонн на фундаменты следует предусмотреть приварку колонн к двутаврам, заделанным в фундамент, как показано на рис. 7.24. На эти же усилия должны быть проверены швы, прикрепляющие колонну к опорной плите.

7.4.4. Анкерные болты

Выбор марок сталей для фундаментных болтов следует производить по ГОСТ 24379.0–80*. Конструкцию и размеры болтов принимают по ГОСТ 24379.1–80*, а гаек к ним – по ГОСТ 5915–70* (диаметром до 48 мм) и по ГОСТ 10605–94 (диаметром более 48 мм).

При шарнирном сопряжении колонн с фундаментом и в базах центрально-сжатых стоек анкерные болты выполняют установочную функцию, фиксируя положение базы относительно фундамента. Размеры таких болтов назначают конструктивно, принимая диаметр 20–30 мм. Отверстия или вырезы для болтов в опорной плите базы делают в 1,5 раза больше диаметра болтов. Если болты до установки в фундамент объединяют в пространственные каркасы, то точность их взаимного расположения существенно повышается, что позволяет снизить норму допуска до 6 мм. Как правило, база колонны крепится двумя анкерными болтами, установленными по геометрической оси колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости шарнира. Глубину заделки болтов в бетоне принимают равной 15–20 диаметрам болта. Способы заделки анкерных болтов в фундаменте представлены в табл. 7.6, а основные размеры болтов – в табл. 7.7.

Таблица 7.6

Типы анкерных болтов

Заделка анкера через сцепление	Заделка анкера с помощью шайб		
Тип I	Тип II	Тип III	Тип IV
$d = 20-36$ мм	$d = 42-90$ мм	$d = 30-90$ мм	$d = 42-80$ мм

Диаметр анкерных болтов для внецентренно сжатых колонн устанавливают по расчету. При этом исходят из предположения, что растягивающая сила $\sum N$, определяемая растянутой зоной эпюры напряжений (рис. 7.22, в), полностью воспринимается анкерными болтами. Значение этой силы может быть найдено из уравнения равновесия относительно центра тяжести сжатой треугольной зоны эпюры напряжений

$$\sum N_a = \frac{M - N a}{Y}, \tag{7.23}$$

где M , N – расчетный изгибающий момент и соответствующая ему нормальная сила; a , Y – расстояния от центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений под плитой до геометрической оси колонны и до оси анкерных болтов соответственно.

Значения M и N в формуле (7.23) необходимо принимать при самой невыгодной для анкерных болтов комбинации нагрузок, определяя постоянные нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузкам, равным 0,9. По суммарному усилию $\sum N_a$ назначают диаметр и количество болтов. На другой стороне базы обычно ставят такие же болты. С каждой стороны базы следует устанавливать не более двух болтов, так как при большем их числе усложняется монтаж колонны и не обеспечивается равномерная работа болтов. Поэтому при больших усилиях следует в первую очередь увеличивать диаметры болтов и вылет траверсы.

Размеры анкерных болтов можно уменьшить, если произвести расчет с учетом развития пластических деформаций в сжатой зоне бетона (рис. 7.22, з). В этом случае $\sum N_a = D - N$, где N – отпор сжатой зоны бетона, определяемый в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01–84.*

Основные размеры анкерных болтов (сталь С235, бетон класса В-15)

Диаметр болта d , мм	Длина выступающей части a , мм	Длина нарезной части b , мм	Типы анкерных болтов (по табл. 7.6)								Расчетная площадь сечения F_{int} , см ²	Предельное усилие на растяжение N , кН	
			I	II	III		IV						
			Нормальная заделка l_1 , мм	Минимальная заделка l_2 , мм	Опорная плита		Число и диаметр привариваемых стержней, $n \times d$	Заделка основного стержня l_2 , мм	Заделка привариваемого стержня l_3 , мм				
Ширина c , мм	Толщина δ , мм												
20	35	60	700	—	—	—	—	—	—	—	—	2,49	34,8
22	40	65	800	—	—	—	—	—	—	—	—	3,08	43,1
24	45	70	850	—	—	—	—	—	—	—	—	3,59	50,3
27	50	75	1000	—	—	—	—	—	—	—	—	4,67	65,4
30	55	80	1050	—	500	140	20	—	—	—	—	5,6	78,4
36	65	90	1300	—	600	200	20	—	—	—	—	8,2	115
42	70	100	—	1500	700	200	20	2×27	250	850	—	11,3	158
48	80	110	—	1700	800	240	25	2×30	300	950	—	14,8	207
56	100	120	—	2000	1000	240	25	2×36	350	1100	—	20,5	287
64	110	130	—	2300	1100	280	30	2×36	350	1100	—	26,9	376
72	120	145	—	2600	1300	280	30	3×36	350	1100	—	34,7	485
80	140	155	—	2800	1400	350	40	4×36	350	1100	—	43,5	609
90	150	180	—	3200	1600	400	40	—	—	—	—	56	784
100	170	200	—	3800	2000	500	40	—	—	—	—	70,2	982

При конструировании базы необходимо следить за тем, чтобы можно было свободно поворачивать гайки при затяжке болтов, поэтому минимальное расстояние от оси болта до траверсы следует принимать не менее $1,5d$ (где d – диаметр болта). Анкерные болты выносят за опорную плиту не менее чем на 20 мм для того, чтобы во время монтажа колонну можно было двигать, устанавливая по оси. Если базы выполнены без обетонирования, следует предусмотреть меры, предотвращающие возможность развинчивания гаек, – обварку гаек или расчеканку резьбы.

7.5. Примеры расчета колонн ступенчатого типа

Рассмотрим пример расчета колонны для рамы, представленной на рис 3.1, с исходными данными для ее статического расчета по табл. 5.4 и значениями РСУ по табл. 6.3. Исходные данные для расчета: $H = 16,6$ м; $H_2 = 4$ м; $l_B = 5$ м; $l_H = 11,6$ м; $h_B = 0,5$ м; $h_H = 1,25$ м; $EI_B = 15,3 \cdot 10^4$ кНм²; $EI_H = 153,3 \cdot 10^4$ кНм².

PCY для верхней части колонны в сечении 4-4: $M = -582,8$ кН·м; $N = -475$ кН; $Q = 84,3$ кН. Для нижней части колонны в сечениях 1 и 2:

$$+M_{\max} = 1273 \text{ кН·м}; N_{\text{соотв}} = -784 \text{ кН}; Q_{\text{соотв}} = -136 \text{ кН (сечение 1)};$$

$$-M_{\min} = -516 \text{ кН·м}; N_{\text{соотв}} = -1350 \text{ кН (сечение 2)};$$

$$-N_{\max} = -1409 \text{ кН}; M_{\text{соотв}} = 952 \text{ кН·м}; Q_{\text{соотв}} = -97,2 \text{ кН (сечение 1)}.$$

Материал колонны С245 $R_y = 24$ кН/см². Уровень ответственности здания II ($\gamma_n = 0,95$).

7.5.1. Расчетные длины колонны

При обозначениях рис. 7.2

$$n = \frac{I_B l_H}{I_H l_B} = \frac{15,3 \cdot 10^4}{153,3 \cdot 10^4} \frac{11,6}{5} = 0,2315; \quad \beta = \frac{1370}{475} = 2,8842; \quad \alpha_1 = \frac{5}{11,6} \sqrt{\frac{153,3}{15,3 \cdot 2,8842}} = 0,803.$$

По табл. П.4.7 $\mu_1 = 1,94$; $\mu_2 = \frac{1,94}{0,803} = 2,416 < 3$.

Для верхней части колонны $l_x^B = \mu_2 \cdot l_B = 2,416 \cdot 5 = 12,08$ м; $l_y^B = H_2 = 4$ м.

Для нижней части колонны $l_x^H = \mu_1 \cdot l_H = 1,94 \cdot 11,6 = 22,5$ м; $l_y^H = 11,6$ м.

7.5.2. Расчет надкрановой (верхней) части колонны

Задаемся гибкостью

$$\lambda_x^{\text{зад}} = \frac{l_x^B}{0,43h_B} = \frac{12,08}{0,43 \cdot 0,5} = 56,19; \quad \bar{\lambda}_x^{\text{зад}} = \lambda_x^{\text{зад}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 56,19 \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,918.$$

Эксцентриситет $e_x = \frac{M}{N} = \frac{582,8}{475} = 1,227$ м = 122,7 см.

Ориентировочно $m_{ef}^{\text{зад}} = \frac{4M}{N \cdot h} = 4 \frac{1,227}{0,5} = 9,816$. По табл. П.4.3 принимаем для $\bar{\lambda} = 1,98$

и $m_{ef} = 9,816$ коэффициент $\varphi_e^{\text{зад}} = 0,128$.

Требуемая площадь сечения по (7.1)

$$A^{\text{тп}} = \frac{475 \cdot 0,95}{0,128 \cdot 24 \cdot 1} = 146,9 \text{ см}^2.$$

По табл. П.5.6 принимается двутавр 50Ш1, у которого $A = 145,7 \text{ см}^2$; $I_x = 60\,930 \text{ см}^4$; $W_x = 2518 \text{ см}^3$; $i_x = 20,45 \text{ см}$; $I_y = 6762 \text{ см}^4$; $i_y = 6,81 \text{ см}$.

Размеры и сечение принимаемого двутавра показаны на рис. 7.25.

Для принимаемого двутавра определяем:

$$\lambda_x = \frac{l_x^B}{i_x} = \frac{1208}{20,45} = 59,07; \quad \bar{\lambda}_x = 59,07 \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,016;$$

$$\lambda_y = \frac{l_y^B}{i_y} = \frac{400}{6,81} = 58,74; \quad \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \cdot 30} = 5 \leq (0,36 + 0,1 \cdot 2,06) \times$$

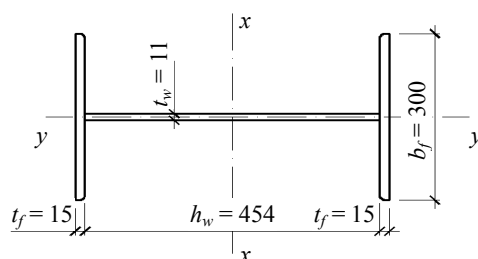


Рис. 7.25. Сечение верхней (надкрановой) части колонны

$\times \sqrt{\frac{2,04 \cdot 10^4}{24}} = 16,45$. Местная устойчивость полок обеспечена. При $\bar{\lambda}_x = 2,016 > 2$;
 $\bar{\lambda}_{inw} = 1,2 + 0,35 \cdot 2,016 = 1,906$.

Проверка местной устойчивости стенки

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{iw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad \frac{454}{11} \leq 1,906 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}}; \quad 41,27 < 55,84.$$

Местная устойчивость стенки обеспечена.

$$m_x = \frac{e_x A}{W_x} = \frac{122,7 \cdot 145,7}{2518} = 7,1; \quad \bar{\lambda}_x = 2,016; \quad \frac{A_t}{A_w} = \frac{30 \cdot 1,5}{45,4 \cdot 1,1} = 0,901.$$

По табл. П.4.5 $\eta = 1,4 - 0,02\bar{\lambda} = 1,4 - 0,02 \cdot 2,016 = 1,36$; $m_{ef} = 1,36 \cdot 7,1 = 9,654$. По табл. П.4.3 для $\bar{\lambda}_x = 2,016$ и $m_{ef} = 9,654$ находим по интерполяции значение $\varphi_c = 0,13$.

Проверка устойчивости в плоскости изгиба (7.3)

$$\sigma = \frac{475 \cdot 0,95}{0,13 \cdot 145,7} = 23,82 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Несущая способность обеспечена с запасом 0,75 %.

Для оценки устойчивости из плоскости изгиба необходимо вычислить расчетный изгибающий момент M^* . Эпюра изгибающих моментов в надкрановой части колонны для рассматриваемого случая приведена на рис. 7.5. Здесь $M_{\max} = -582,8$ кН·м получен из РСУ при нагрузках 1, 2, 4, 6, 9. При тех же нагрузках $M_{\text{соотв}} = -64,5$ кН·м. Из этой эпюры в сечении $1/3H$ будем иметь $M^* = -444,7$ кН·м.

$$m_x^* = \frac{M^* A}{N_B W_x} = \frac{44470 \cdot 145,7}{475 \cdot 2518} = 5,417; \quad \beta = 1 \text{ (табл. П.4.6)}.$$

Согласно (7.7)

$$c = c_5 (2 - 0,2m_x^*) + c_{10} (0,2m_x^* - 1); \quad c_5 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot 5,417} = 0,17; \quad c_{10} = \frac{1}{1 + 5,417 \frac{0,81}{1,0}} = 0,186.$$

При $\lambda_y = 58,74$; $\varphi_y = 0,81$; $\varphi_b = 1,0$; $c = 0,17(2 - 0,2 \cdot 5,417) + 0,186(0,2 \cdot 5,417 - 1) = 0,1712$.

Проверка устойчивости из плоскости изгиба (7.4)

$$\sigma = \frac{475 \cdot 0,95}{0,1712 \cdot 0,81 \cdot 145,7} = 22,33 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость из плоскости изгиба обеспечена с запасом 7 %.

7.5.3. Расчет подкрановой (нижней) части колонны сквозного сечения

Раскосную решетку принимаем по типу рис. 7.8, а; $l_0 = 1,8$ м; поперечное сечение – по типу рис 7.8, б. Предполагаемое положение нейтральной оси $x-x$: $\bar{y}_n \approx 0,45$; $h_n = 0,45 \cdot 1,25 = 0,5625$ м; $\bar{y}_{np} \approx 0,55$; $h_n = 0,6875$ м. Предполагаемые усилия в ветвях колонны от расчетных комбинаций:

– в подкрановой ветви (с –M): $\bar{N}_{пв} = \frac{516 + 1350 \cdot 0,5625}{1,25} = 1020,3$ кН;

– в шатровой ветви (с +M): $\bar{N}_{ш1} = \frac{1273 + 784 \cdot 0,6875}{1,25} = 1450$ кН; $\bar{N}_{ш2} = \frac{952 + 1409 \cdot 0,6875}{1,25} =$

$= 1536$ кН.

Зададимся $\varphi_{зад} = 0,8$ для обеих ветвей. Тогда согласно (7.12) и (7.13)

$$A_{пв}^{треб} = \frac{1020,3 \cdot 0,95}{0,8 \cdot 24} = 50,48 \text{ см}^2; \quad A_{ш}^{треб} = \frac{1536 \cdot 0,95}{0,8 \cdot 24} = 76,03 \text{ см}^2.$$

Для подкрановой ветви по табл. П.5.5 принимаем И35Б2 ГОСТ 26020–83: $A_I = 55,17 \text{ см}^2$; $I_y = 11\,550 \text{ см}^4$; $I_x = 622,9 \text{ см}^4$; $i_x = 3,36 \text{ см}$; $i_y = 14,47 \text{ см}$.

(В табл. П.5.5 положение осей x - x и y - y ортогонально по направлению к осям сечения рассчитываемой колонны, представленной на рис. 7.25 и 7.26. Поэтому индексы осей здесь изменены для увязки с расчетной схемой).

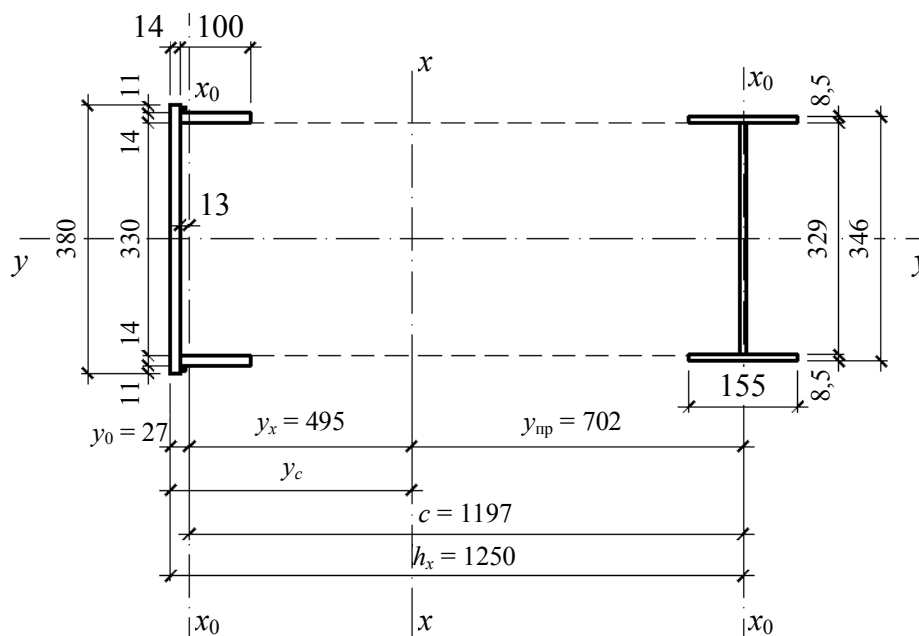


Рис. 7.26. Сечение подкрановой части колонны

Для шатровой ветви скомпонуем сварной швеллер из листов $t = 14$ мм (рис. 7.26). Просвет между внутренними гранями полок швеллера должен быть, как и у двутавров, т. е. 330 мм.

Высота стенки швеллера из конструктивных соображений принимается 380 мм. Требуемая площадь полок швеллера $A_f^{тп} = 76,03 - 1,4 \cdot 38 = 22,83 \text{ см}^2$; требуемая их ширина

$$b_f^{тп} = \frac{22,83}{2 \cdot 1,4} = 8,15 \text{ см}; \text{ принимаем } b_f = 10 \text{ см}.$$

Проверка местной устойчивости стенки швеллера: $\lambda_w = \frac{33}{1,4} = 23,57$; $\bar{\lambda}_w =$

$$= 23,57 \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,737 < 1,2. \text{ Стенка устойчива.}$$

Определим геометрические характеристики сечения и уточним положение нейтральной оси:

$$A_I = 55,17 \text{ см}^2; \quad A = 1,4 \cdot 38 + 2 \cdot 1,4 \cdot 10 = 81,2 \text{ см}^2; \quad A = 81,2 + 55,17 = 136,37 \text{ см}^2;$$

$$y_c = \frac{55,17 \cdot 125 + 2 \cdot 10 \cdot 1,4 \cdot 6,4 + 1,4 \cdot 38 \cdot 0,7}{136,37} = 52,16 \text{ см};$$

$$y_0 = \frac{2 \cdot 10 \cdot 1,4 \cdot 6,4 + 1,4 \cdot 38 \cdot 0,7}{81,2} = 2,666 \text{ см}; \quad y_{\text{л}} = 52,16 - 2,666 = 49,5 \text{ см};$$

$$y_{\text{пр}} = 125 - 2,666 - 52,16 = 70,174 \text{ см}; \quad c = y_{\text{л}} + y_{\text{пр}} = 119,7 \text{ см};$$

$$I_{x_0}^{\text{III}} = 2 \left[\frac{1,4 \cdot 10^3}{12} + 1,4 \cdot 10 (6,4 - 2,666)^2 \right] + 1,4 \cdot 38 (2,666 - 0,7)^2 = 829,34 \text{ см}^2;$$

$$i_{x_0}^{\text{III}} = \sqrt{\frac{839,34}{81,2}} = 3,2 \text{ см}; \quad \lambda_{x_0}^{\text{III}} = \frac{180}{3,2} = 56,25; \quad \varphi_{x_0}^{\text{III}} = 0,824;$$

$$\bar{\lambda}_{x_0}^{\text{III}} = 56,25 \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,92; \quad I_y^{\text{III}} = \frac{1,4 \cdot 38^3}{12} + 2 \cdot 10 \cdot 1,4 \cdot 17,2^2 = 14686 \text{ см}^4;$$

$$i_y^{\text{III}} = \sqrt{\frac{14686}{81,2}} = 13,45 \text{ см}; \quad \lambda_y^{\text{III}} = \frac{l_y^{\text{H}}}{i_y} = \frac{1160}{13,45} = 86,25; \quad \varphi_y^{\text{III}} = 0,64.$$

Для подкрановой ветви из I35Б2:

$$\lambda_{x_0}^{\text{п.в}} = \frac{180}{3,36} = 53,57; \quad \varphi_{x_0}^{\text{п.в}} = 0,838; \quad \lambda_y^{\text{п.в}} = \frac{1160}{14,47} = 80,16; \quad \varphi_y^{\text{п.в}} = 0,675.$$

Уточнение усилий в ветвях с учетом фактического положения нейтральной оси по (7.14):

$$N_{\text{п.в}} = \frac{516 + 1350 \cdot 0,495}{1,197} = 989,35 \text{ кН};$$

$$N_{\text{ш}} = \frac{1273 + 784 \cdot 0,7017}{1,197} = 1523 \text{ кН}.$$

Проверка устойчивости ветвей в плоскости изгиба (относительно x_0-x_0):

– подкрановая ветвь:

$$\sigma = \frac{989,35 \cdot 0,95}{0,838 \cdot 55,17} = 20,33 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_y = 24 \text{ кН/см}^2;$$

– шатровая ветвь:

$$\sigma = \frac{1621 \cdot 0,95}{0,824 \cdot 81,2} = 23,02 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость ветвей обеспечена с запасом 4 %.

Проверка устойчивости ветвей из плоскости изгиба ($y-y$):

– подкрановая ветвь:

$$\sigma = \frac{989,35 \cdot 0,95}{0,675 \cdot 55,17} = 26,56 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_y = 24 \text{ кН/см}^2;$$

– шатровая ветвь:

$$\sigma = \frac{1621 \cdot 0,95}{0,64 \cdot 81,2} = 29,63 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость относительно оси у-у не обеспечена. Необходимо поставить распорки вдоль цеха на высоте $= 1/2 l_n$. Тогда будем иметь

$$l_y^m = \frac{11,6}{2} = 5,8 \text{ м}; \quad \lambda_y^m = \frac{580}{13,45} = 43,12; \quad \varphi_y^m = 0,88;$$

$$\sigma = \frac{1621 \cdot 0,95}{0,88 \cdot 81,2} = 21,55 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_y = 24 \text{ кН/см}^2,$$

и устойчивость будет обеспечена.

Проверка местной устойчивости полки сварного швеллера:

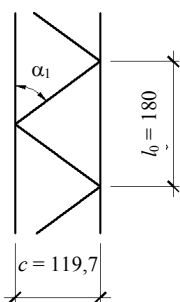
$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{10}{1,4} = 7,14 \leq (0,43 + 0,08\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,43 + 0,08 \cdot 1,92) \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 17,1.$$

Устойчивость полки швеллера обеспечена.

Расчет раскосов

Из РСУ $Q_{\max} = 136 \text{ кН}$. По табл. 7.3 $Q_{\text{усл}} = 0,25$; $A = 0,25 \cdot 136,37 = 34,1 \text{ кН}$. Фрагмент схемы решетки показан на рис. 7.27.

$$\text{tg} \alpha_1 = \frac{119,7}{90} = 1,33; \quad \alpha_1 = 53^\circ.$$



Длина раскоса $l_p = \frac{119,7}{\sin 53^\circ} = 149,8 \approx 150 \text{ см}$. Расчетное усилие в раскосе $N_p = \frac{136}{2 \cdot \cos 53^\circ} = 113$.

Зададимся $\lambda_{\text{зад}} = 90$ и $\varphi = 0,612$; $A_{\text{тр}}^p = \frac{113}{0,75 \cdot 0,612 \cdot 24} = 10,26 \text{ см}^2$.

Принимаем $\perp 90 \times 6$. $A_p = 10,61 \text{ м}^2$ и $i_0 = 1,79 \text{ см}$.

$$\lambda = \frac{150}{1,79} = 84; \quad \varphi = 0,656;$$

$$\sigma = \frac{113 \cdot 0,95}{0,75 \cdot 0,656 \cdot 10,61} = 20,56 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2;$$

$$[\lambda] = 210 - 60 \frac{113}{0,656 \cdot 10,61 \cdot 24 \cdot 0,75} = 155,8 > \lambda = 84.$$

Гибкость раскоса не превышает предельно допустимую.

Проверка устойчивости как единого стержня

Для подобранного на рис. 7.26 сечения определяем

$$I_x = 829,34 + 622,9 + 55,17 \cdot 70,174^2 + 81,2 \cdot 49,5^2 = 472090 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{472090}{136,37}} = 58,84 \text{ см}; \quad \lambda_x = \frac{\mu_1 \cdot l_H}{i_x} = \frac{2250}{58,84} = 38,24;$$

$$\alpha = 10 \frac{150^3}{119,7^2 \cdot 180} = 13,09; \quad A = 136,37 \text{ см}^2; \quad A_p = 10,61;$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{38,24^2 + 13,09 \frac{136,37}{2 \cdot 10,61}} = 39,32; \quad \bar{\lambda}_{ef} = 39,32 \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,342.$$

Для расчетной комбинации 3: $M = 952 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N = 1409 \text{ кН}$; $e_1 = \frac{952}{1409} = 0,676 \text{ м} = 67,6 \text{ см}$;

$$m = 67,6 \frac{136,37 \cdot 70,174}{472090} = 1,37. \text{ По табл. П.4.4. } \varphi_e = 0,422.$$

Условие устойчивости согласно (7.17):

$$\sigma = \frac{1409 \cdot 0,95}{0,422 \cdot 136,37} = 23,25 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Для расчетной комбинации 2: $M_2 = 516 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_2 = 1350 \text{ кН}$; $e_2 = \frac{516}{1350} = 0,3822 \text{ м} =$

$$= 38,22 \text{ см}; \quad m = 38,22 \frac{136,37 \cdot 49,5}{472090} = 0,546; \quad \varphi_e = 0,535;$$

$$\sigma = \frac{1350 \cdot 0,95}{0,535 \cdot 136,37} = 17,58 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость обеспечена с запасом 5 %.

Проверка соотношений: $\frac{I_B}{I_H} = \frac{15,3}{153,3} = 0,1$ (в исходных данных по табл. 5.4). Фактическое

соотношение: $\frac{I_B}{I_x} = \frac{60930}{472090} = 0,129$ (разница 22,5 %). Допустимо 30 %.

7.5.4. Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны

В узле сопряжения (рис. 7.28) расположен монтажный стык колонны. Он находится вблизи сечения 3 (см. расчетную схему). Расчетные комбинации усилий в этом сечении (см. табл. 6.3):

$$M_1 = -174 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad N_1 = -500 \text{ кН} \text{ и } M_2 = 81,5 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad N_2 = -485 \text{ кН}.$$

Давление кранов $D_{\max} = 997 \text{ кН}$.

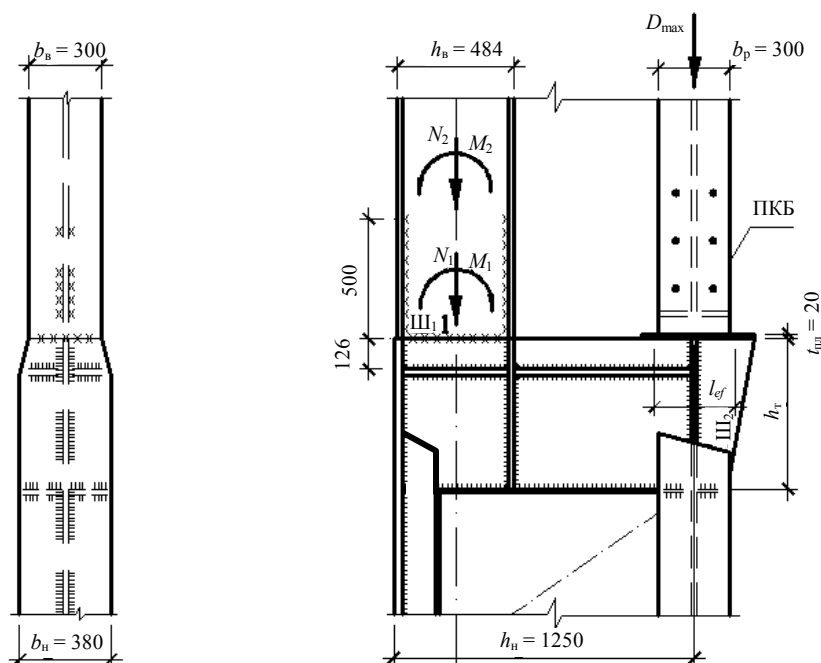


Рис. 7.28. Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны

Проверка прочности стыкового шва Ш1 на две комбинации (I50Ш1):

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{Mh_w}{2I_{xв}} \leq \frac{R_{wy}}{\gamma_n} = \frac{0,85R_y}{\gamma_n};$$

$$\sigma_1 = \frac{500}{145,7} + \frac{17400 \cdot 45,4}{2 \cdot 60930} = 9,915 \text{ кН/см}^2 \leq \frac{0,85 \cdot 24}{0,95} = 21,47 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по второй комбинации заведомо обеспечена, т. к. усилия в ней меньше, чем в первой.

Толщина стенки траверсы из условия смятия

$$t_w^{tp} = \frac{D_{max} \gamma_n}{l_{ef} R_p} = \frac{997 \cdot 0,95}{34 \cdot 36} = 0,774 \text{ см},$$

где $l_{ef} = b_p + 2t_{пл} = 30 + 2 \cdot 2 = 34$ см.

С учетом возможного перекоса следует увеличить толщину на 20%. $t_w^{tp} = 1,2 \cdot 0,774 = 0,929$. Принимаем $t_w^{tp} = 10$ мм.

В стенке подкрановой ветви (I35Б2) делаем прорезь, в которую заводим стенку траверсы и обвариваем стык четырьмя швами Ш2. Эти швы воспринимают нагрузку F от расчетной комбинации усилий M_1, N_1 и давления кранов D_{max} :

$$F = \frac{N_1 h_b}{2h_h} + \frac{M_1}{h_h} + D_{max} = \frac{500 \cdot 0,5}{2 \cdot 1,25} + \frac{174}{1,25} + 997 = 1236,2 \text{ кН}.$$

Применим полуавтоматическую сварку в нижнем положении в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08Г2С; $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$; $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$; $R_{wz} = 0,45R_{um} = 16,5 \text{ кН/см}^2$ (см. п. 11.2.СниП II-23-81* или табл. П.4.1).

Несущая способность по металлу шва $\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 21,5 = 19,3 \text{ кН/см}^2$. Несущая способность по металлу границы сплавления $\beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 16,5 = 17,325 \text{ кН/см}^2$. Толщина стенки I35Б2 $t_w = 6,5 \text{ см}$; толщина траверсы $t_m = 10 \text{ мм}$.

Для Ш2 принимаем $k_f = 6 \text{ мм}$. Тогда

$$l_{w2} = \frac{1236,2}{4 \cdot 0,6 \cdot 17,325} = 29,37 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 45,9 \text{ см}.$$

Из условия прочности швов $h_m = 29,37 + 1 \text{ см} = 32 \text{ см}$.

Проверка стенки траверсы на срез по двум плоскостям с учетом возможного перекоса:

$$\tau = \frac{1,2F}{2t_w^T \cdot h_w^T} \leq \frac{R_s}{\gamma_n}; \quad \frac{1,2 \cdot 1236,2}{2 \cdot 1 \cdot 32} = 23,18 > \frac{14}{0,95} = 14,74 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по срезу не обеспечена. Необходимо увеличить длину или толщину траверсы в $\frac{23,18}{14,74} = 1,57$ раза, т. е. требуемая площадь сечения траверсы $A_m^{\text{тп}} = 1,57 \cdot 32 \cdot 1 = 50,24 \text{ см}$.

Принимаем траверсу $t = 12 \text{ мм}$ и $h = 42 \text{ см}$, тогда

$$\tau = \frac{1,2 \cdot 1236,2}{2 \cdot 1,2 \cdot 42} = 14,72 \text{ кН/см}^2 < \frac{14}{0,95} = 14,74 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность на срез обеспечена. Обеспечены также условия свариваемости для швов катетом 6 мм.

7.5.5. Расчет базы колонны

Расчетные комбинации усилий в сечении 1-1 (табл. 6.3) с $\pm M$ будут: $M_1 = 1273 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_1 = -784 \text{ кН}$; $M_2 = -66 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_2 = -1364 \text{ кН}$; $M_3 = -325 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_3 = -367,3 \text{ кН}$; $M_4 = 952 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_4 = -1409 \text{ кН}$. Усилия в ветвях колонны от этих комбинаций (см. сечение колонны рис. 7.26):

$$\begin{aligned} & \text{– в наружной (шатровой) ветви} \quad \bar{N}_{\text{ш1}} = \frac{1273 + 784 \cdot 0,7017}{1,197} = 989,35 \text{ кН}; \quad \bar{N}_{\text{ш2}} = \\ & = \frac{952 + 1409 \cdot 0,707}{1,197} = 1628 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$\text{– в подкрановой ветви} \quad N_{\text{п1}} = \frac{66 + 1364 \cdot 0,495}{1,197} = 619,2 \text{ кН}; \quad N_{\text{п2}} = \frac{325,1 + 367,3 \cdot 0,495}{1,197} = 423,5 \text{ кН}.$$

Для бетона класса В12,5 (см. подразд. 7.4) $R_b = 0,75 \text{ кН/см}^2$. Примем $\varphi_b = 1,1$. Тогда $R_\phi = 1,1 \cdot 0,75 = 0,825 \text{ кН/см}^2$. Конструкция базы показана на рис. 7.24.

Требуемая площадь опорной плиты:

$$\text{– для шатровой ветви} \quad A_{\text{ш}} = \frac{1628}{0,825} = 1973 \text{ см}^2;$$

$$\text{– для подкрановой ветви} \quad A_{\text{п}} = \frac{619,2}{0,825} = 750,5 \text{ см}^2.$$

Ширина плиты для ветвей колонны $h_1 \approx h \approx 350 \text{ мм}$ с учетом свесов по 50 мм будет $b = 350 + 2 \cdot 50 = 450 \text{ мм}$.

Длина каждой плиты:

$$\text{– шатровой} \quad l_{\text{ш}}^{\text{тп}} = \frac{1973}{45} = 43,84 \text{ см};$$

– подкрановой $l_n^{np} = \frac{750,5}{45} = 16,7$ см.

Центры опорных плит должны соответствовать центрам ветвей колонны. Они должны быть увязаны с размерами ее сечения (см. рис. 7.26)

Габариты ветвей колонны приблизительно одинаковы. Поэтому размеры опорных плит в плане тоже примем одинаковыми: 450×280 мм. Толщину траверс примем из условия местной ее устойчивости

$$\lambda_w = \frac{35}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

По табл. 27 СНиП II-23-81* $\bar{\lambda}_{uw} = 1,2$.

Отсюда $\bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 35$. Значит, $t_w = 1$ см (толщина траверсы).

Размещение элементов ветвей колонны на опорные плиты показано на рис. 7.29. Размеры отсеков опорных плит приблизительно одинаковы, но усилие в шатровой ветви в 1,5 раза больше. Поэтому будем рассчитывать базу шатровой ветви, а подкрановую примем такой же.

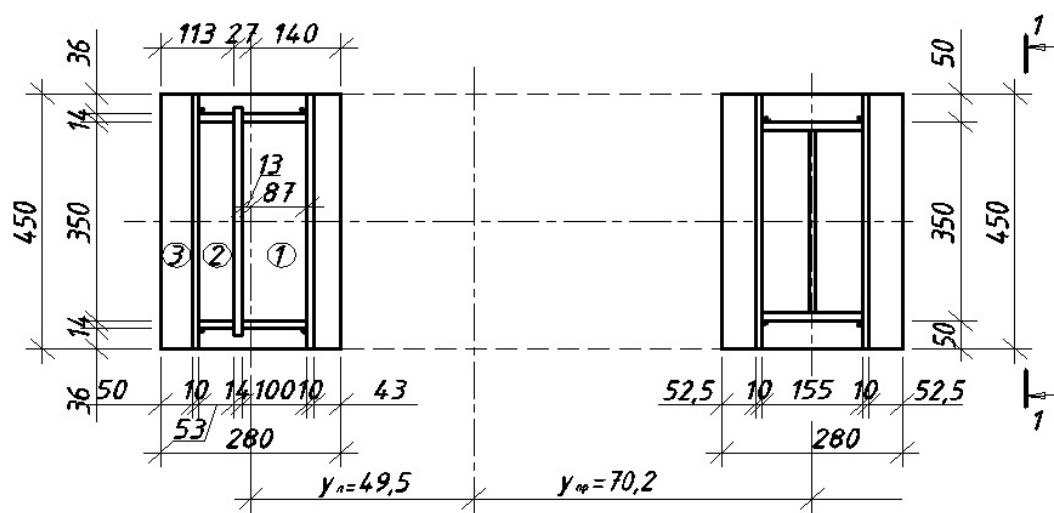


Рис. 7.29. План базы в уровне бетонного фундамента

Напряжение под опорной плитой шатровой ветви

$$\sigma_f = \frac{N_m}{b \cdot l} = \frac{1628}{45 \cdot 28} = 0,7852 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающие моменты в отсеках 1, 2 и 3 вычислим с использованием табл. 7.5. Отсеки 1 и 2 оперты по четырем сторонам; отсек 3 – консольный. Соотношение размеров отсеков $\frac{b_1}{a_1} = \frac{350}{100} = 3,5$; $\frac{b_2}{a_2} = \frac{350}{53} = 6,6$. Так как $\frac{b}{a} > 2$, то плита в этих отсеках работает как балка, и изгибающие моменты в них будут:

$$M_{1,2} = \frac{\sigma_f a^2}{8} = \frac{1,292 \cdot 10^2}{8} = 16,15 \text{ кН·см}; \quad M_3 = \frac{\sigma_f c^2}{2} = \frac{1,292 \cdot 5^2}{2} = 16,15 \text{ кН·см}.$$

Требуемая толщина плиты (7.21) $\delta^{тр} = \sqrt{\frac{6 \cdot 16,15}{24}} = 2,009$ см.

С учетом припуска на фрезеровку принимаем $\delta = 22$ мм.

Длина вертикальных сварных швов крепления траверсы к колонне (их 4)

$$l_w^{троб} = \frac{N_{ш} \gamma_n}{4k_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min}} = \frac{1628}{4 \cdot 0,6 \cdot 17,325} = 39,15 \text{ см.}$$

Условия сварки приняты по примеру 7.5.4; катет шва 6 мм. Из условия надежного заземления в фундаменте высоту траверсы принимают не менее 40 см.

Расчет анкерных болтов производится на анкерное сочетание (см. табл. 6.3). От двух допустительных комбинаций выбирают наиболее опасную с отрывающей продольной силой Z :

$$Z_1 = \frac{-307 \cdot 49,5 + 56130}{119,7} = 342 \text{ кН;}$$

$$Z_2 = \frac{-717 \cdot 49,5 + 121900}{119,7} = 722 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь сечения анкерных болтов из стали С235 с $R_{ва} = 145$ кН/см²; $A_b^{тр} = 722 \cdot 0,95/14,5 = 47,3$ см². По табл. 7.7 принимаются два болта диаметром 64 мм: $2A_b = 2 \cdot 26,9 = 53,8$ см².

Схема размещения анкерных болтов показана на рис. 7.30.

Усилие, приходящееся на 1 анкерный болт $N_a = 722/2 = 361$ кН. Это усилие приходится на консоль траверсы и вызывает в ней, а также в шве ШТ изгиб со срезом. Расчетные усилия в консоли $Q = 361$ кН; $M = 361 \cdot 12,5 = 4513$ кН·см; $\sigma_T = \frac{4513 \cdot 6}{1 \cdot 40^2} = 16,93$ кН/см²;

$$\tau_T = \frac{361}{1 \cdot 40} = 9,025 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка прочности траверсы:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{19,69^2 + 3 \cdot 9,025^2} = 25,14 \text{ кН/см}^2 \leq \frac{1,15 \cdot 24}{0,95} = 28,91 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка прочности сварного шва ШТ:

$$\tau_w^Q = \frac{361}{0,6 \cdot 39} = 15,04 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_w^M = \frac{4513 \cdot 6}{0,6 \cdot 39^2} = 29,67 > k_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min} = \frac{0,6 \cdot 17,325}{0,95}.$$

Необходимо увеличить катет шва до 11 мм, тогда

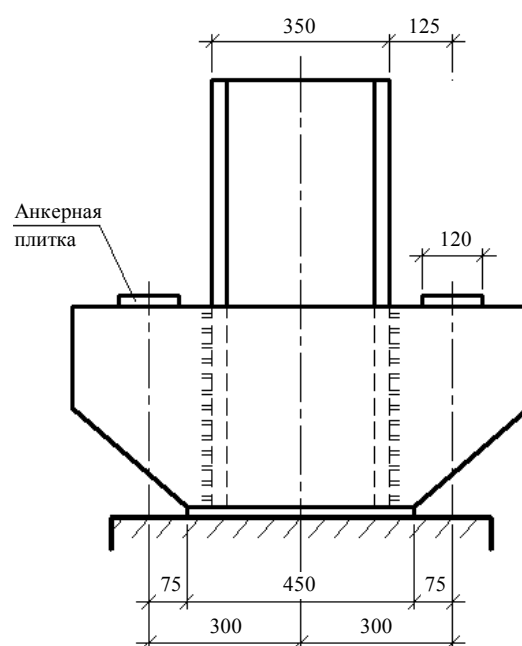


Рис. 7.30. Вид траверсы по 1-1

$$\tau_w^Q = \frac{361}{1,1 \cdot 39} = 8,415 \text{ кН/см}^2; \quad \tau_w^M = \frac{4513 \cdot 6}{0,6 \cdot 39^2} = 16,18 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sqrt{8,415^2 + 16,18^2} = 18,237 \text{ кН/см}^2 < \frac{1,1 \cdot 17,325}{0,95} = 20,06 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка анкерной плитки на изгиб от $N_a = 361$ кН ($l = 15,5$ см, см. рис. 7.29):

$$M_{пл} = \frac{N_a l}{4} = \frac{361 \cdot 15,5}{4} = 1399 \text{ кН/см}^2; \quad W_{пл} = \frac{25 \cdot 4^2}{6} = 66,66 \text{ см}^3;$$

$$\sigma = \frac{1399}{66,66} = 20,99 \text{ кН/см}^2 < \frac{R_y}{\gamma_n} = 25,26 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет базы сплошной колонны рассмотрим в общем виде. Конструкция базы приведена на рис. 7.31, расчетная схема анкерных болтов – на рис. 7.32. От расчетных комбинаций M_1, N_1 и M_2, N_2 под опорной плитой возникают неравномерные реактивные усилия отпора бетона фундамента $\sigma_1^{\max(\min)}, \sigma_2^{\max(\min)}$. Шириной плиты задаются по размеру ширины колонны: $B = b + 2c$. Из условия прочности бетонного фундамента определяется требуемая длина плиты от каждой расчетной комбинации

$$L^{\text{треб}} = \frac{N}{2BR_\phi} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_\phi}\right)^2 + \frac{6M}{BR_\phi}} \quad (\text{принимается кратно } 20 \text{ мм}).$$

От каждой комбинации нужно подсчитать фактические напряжения в бетоне, проверить его прочность

$$\sigma_\phi^{\max(\min)} = \frac{N}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2} \leq R_\phi$$

и построить эпюры напряжений под плитой.

Опорную плиту подкрепляют ребрами и траверсами. Они образуют в плите систему отсеков 1, 2, 3 (рис. 7.31). Если основных ребер мало, ставят дополнительные, тогда появятся дополнительные отсеки 4 и др. Предварительно ставится минимальное количество ребер.

В пределах каждого отсека плита работает на изгиб как пластина, опертая на 3 канта (отсеки 1, 2), на 4 канта (отсек 4) или как консоль с вылетом, равным c (отсек 3). С помощью табл. 7.5 определяются изгибающие моменты для каждого отсека (как и в предыдущем примере)

$$M_1 = \alpha_3 \left(\frac{h}{2}\right)^2 \sigma'; \quad M_2 = \alpha_3 \cdot b^2 \cdot \sigma_{1,2}^{\max}; \quad M_3 = \frac{\sigma_2^{\max} \cdot c^2}{2}; \quad M_4 = \alpha_1 \cdot \sigma'' \cdot a_2^2,$$

где σ', σ_2^{\max} – наибольшие напряжения отпора бетона фундамента в пределах отсека.

Из условия прочности при изгибе определяется толщина опорной плиты базы по наибольшему из этих моментов

$$t_{пл}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y}} \quad (\text{уточняется по табл. П.5.1}).$$

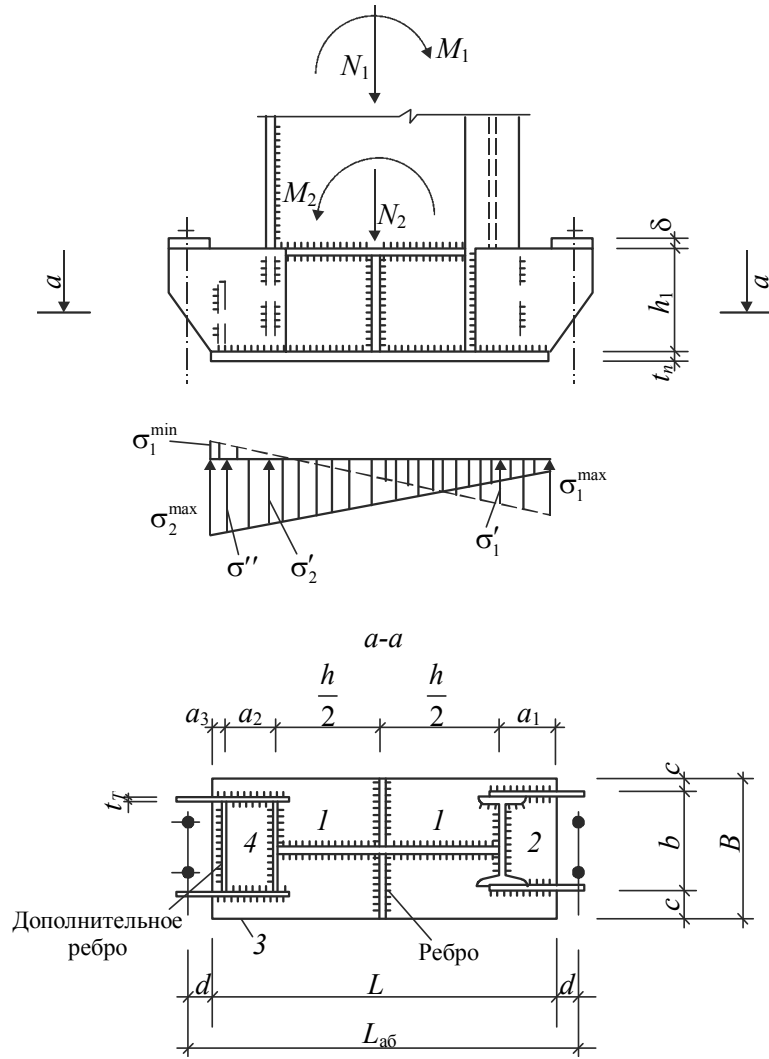


Рис. 7.31. Расчетная схема базы

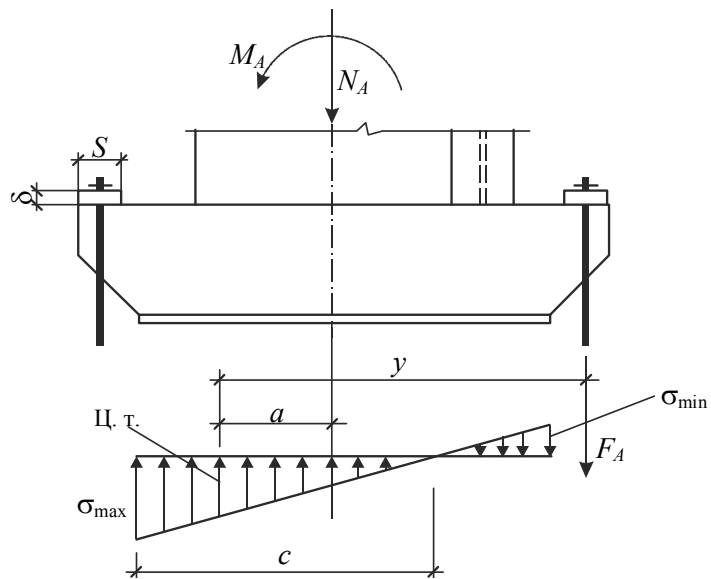


Рис. 7.32. Расчетная схема к определению усилий в анкерных болтах

Толщина плиты должна быть меньше 40 мм. В противном случае в отсеке с M_{\max} ставятся дополнительные ребра и появляются новые отсеки (отсек 4). Дополнительные ребра могут быть поставлены и в других отсеках.

Принимают толщину траверсы $t_T = 10\text{--}12$ мм. Каждая траверса крепится к полкам колонны двумя сварными швами. Траверса работает как консоль, воспринимая отпор бетона фундамента со своей грузовой площади и усилие в анкерном болте F_A .

Для определения F_A используется анкерная комбинация расчетных сочетаний. Для N_A , M_A строится эпюра напряжений отпора бетонного фундамента (рис. 7.32). Из условия равновесия относительно центра тяжести сжатой зоны бетона усилие в каждом из двух анкерных болтов будет

$$F_A = \frac{M_A - N_A \cdot a}{n \cdot y},$$

где n – количество болтов в растянутой зоне.

Расстояние между анкерными болтами (см. рис. 7.31)

$$L_{A6} = L + 2d, \text{ (кратно 100 мм),}$$

где $d = 50\text{--}100$ мм. Из условия растяжения площадь болта

$$A_{\text{нт}}^6 = \frac{F_A}{R_b^A},$$

где R_b^A – расчетное сопротивление анкерного болта растяжению.

По $A_{\text{нт}}^6$ принимается диаметр болта, но не менее 30 мм.

Размеры прижимной плиты δ и S определяются из условия изгиба, как в балке сечением $\delta \cdot S$ пролетом b (рис. 7.31 и 7.32), загруженной силами F_A .

Из условия жесткости высотой траверсы h_T задаются не менее 400 мм. Вертикальные швы крепления траверсы, ее сечение, а также швы и сечения ребер рассчитывают на отпор бетона с соответствующих грузовых площадей.

В траверсе шатровой ветви возникают усилия

$$Q_m = \sigma_2^{\max} (a_2 + a_3) \frac{B}{2}; \quad M_T = Q_m \frac{(a_2 + a_3)}{2}.$$

Напряжения в траверсе от этих усилий и проверка прочности ее сечения

$$\tau = \frac{Q}{t_m h_m} \leq R_s \gamma_c; \quad \sigma = \frac{6M_T}{t_m h_m^2} \leq R_s \gamma_c; \quad \sigma_{\text{пр}} = \sqrt{3\tau^2 + \sigma^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c.$$

Если прочность не обеспечена, увеличивают высоту.

Проверка прочности вертикальных угловых сварных швов крепления траверсы к ветви колонны:

$$\tau_w^Q = \frac{Q_m}{2\beta k_f l_w} \leq R_w \gamma_w; \quad \tau_w^M = \frac{6M_T}{2\beta k_f l_w^2} \leq R_w \gamma_w; \quad \sqrt{(\tau_w^Q)^2 + (\tau_w^M)^2} \leq R_w \gamma_w.$$

Катетом шва k_f задаются по толщине стыкуемых элементов

$$l_w = h_m - 1 \text{ см.}$$

Вертикальные ребра рассчитываются аналогично.

Траверса проверяется дополнительно на усилие F_A . Усилия в траверсе от F_A

$$Q_m = F_A; \quad M_T = F_A \cdot l,$$

где $l = \frac{L_{AB} - h}{2}$ (см. рис. 7.31).

Проверка прочности сечения траверсы и сварных швов выполняется по вышеприведенным расчетным формулам.

Расчет баз с одностенчатыми траверсами, а также с общими двустенчатыми траверсами (см. рис. 7.18, в, д, е) производится аналогично. Расчет баз без траверс подробно изложен в подразд. 7.4.

8. КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

Пролет фермы устанавливается техническим заданием и увязывается с компоновкой конструктивной схемы каркаса. Высотой фермы задаются из учёта минимального расхода стали, требований жесткости, транспортабельности. При этом необходимо учитывать эксплуатационные затраты на отопление здания, антикоррозионную обработку, а также изготовление и монтаж.

Выбор фермы зависит от типа кровли, требуемого уклона, способа соединения с колоннами (шарнирное или жесткое). Для ферм с параллельными поясами и трапецеидальных минимальную их высоту из условия жесткости можно определить по формуле

$$h_{\min} = \frac{6,5 \cdot \sigma_n}{24E} \left[\frac{l}{f} \right] + \frac{2h_\phi}{l}, \quad (8.1)$$

где $\left[\frac{l}{f} \right]$ – предельно допустимый относительный прогиб фермы; σ_n – максимальное напряжение в поясе; h_ϕ и l – высота и пролет фермы.

$$\sigma_n = \frac{q_n + P_n}{q_n \cdot \gamma_{fq} + P_n \cdot \gamma_{fp}} R_y, \quad (8.2)$$

где q_n и P_n – постоянная и временная нагрузки; γ_{fq}, γ_{fp} – коэффициенты надежности по нагрузке.

Большой прогиб ферм частично или полностью компенсируют строительным подъемом, т. е. изготовлением ферм с обратным выгибом. Типы сечений стержней плоских ферм показаны на рис. 8.1.

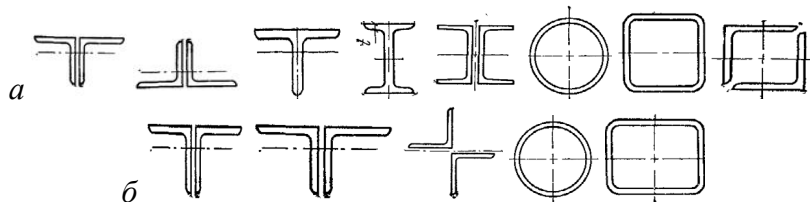


Рис. 8.1. Типы сечений стержней ферм:
а – пояса; б – решетка

Решетку ферм проектируют треугольную, треугольную с дополнительными стойками, подкосную, шпренгельную, реже – крестовую и ромбическую. Оптимальный угол наклона для треугольной решетки – 45° , для подкосной – 35° . Широкое применение в производственных зданиях находят унифицированные конструкции ферм. Это повышает индустриальность и качество изготовления, снижает сроки проектирования, изготовления и строительства.

8.1. Фермы из парных уголков и тавров

В каркасах производственных зданий фермы из парных уголков чаще проектируют с параллельными поясами и трапецеидального очертания. По ним укладывается легкое покрытие по прогонам или железобетонным плитам. Треугольные фермы применяются в одно-

8. Конструкция и расчет стропильных ферм

пролетных неотапливаемых складских помещениях с кровлей из асбоцементных листов. Схемы унифицированных стропильных и подстропильных ферм с уклоном кровли 2,5 % показаны на рис. 8.2.

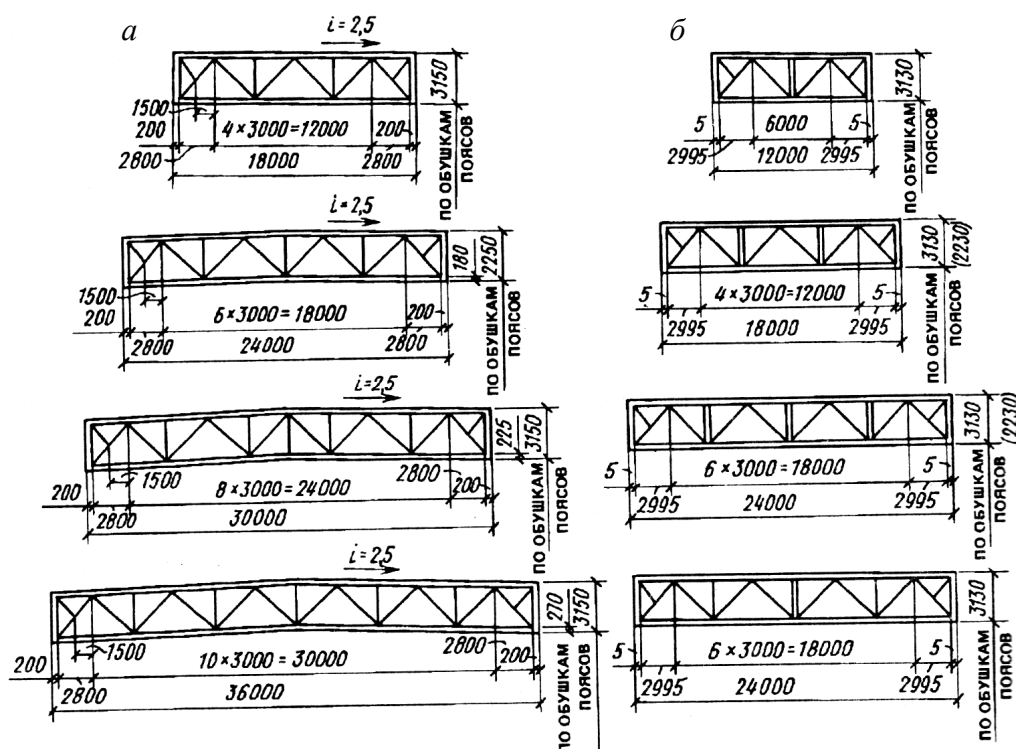
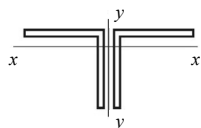


Рис. 8.2. Типовые схемы стропильных (а) и подстропильных (б) ферм для покрытий с уклоном кровли 2,5 %

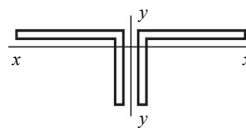
Основными нагрузками на стропильную ферму являются постоянная и снеговая. Дополнительными могут быть нагрузки от подвесного кранового оборудования и иные технологические нагрузки. В бесфонарных зданиях снег равномерно распределен по покрытию. При наличии фонарей следует рассматривать варианты снегового загромождения по СНиП 2.01.07–85*. Если ферма жестко крепится к колонне, то дополнительной нагрузкой будет изгибающий момент и поперечная сила от эффекта защемления. Нагрузки следует прикладывать в узлы стропильных ферм или вводить для их восприятия дополнительные элементы (подвески, шпренгели и т. п.).

8.1.1. Подбор сечений стержней ферм

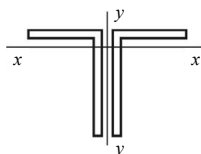
Ферма из уголков рассчитывается как простейшая шарнирно-стержневая система. При расчете рамы с использованием ПЭВМ она может быть включена в состав расчетной схемы, и усилия в элементах фермы можно получить в процессе расчета рамы. По найденным расчетным усилиям следует подобрать сечения стержней фермы таким образом, чтобы напряжения в них не превышали расчетных сопротивлений материала, гибкость не превышала предельных значений для соответствующих элементов, а степень запаса была не более 10 %. При подборе следует стремиться к повышению устойчивости растянутого нижнего пояса из плоскости фермы, необходимой в процессе монтажа, а также к равноустойчивости сжатых стержней в плоскости и из плоскости фермы. С учетом этих замечаний рекомендуются следующие типы сечений элементов фермы из спаренных уголков:



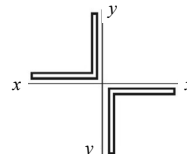
в сжатых поясах, раскосах и стойках, а также в остальных элементах при прочих равных условиях;



в растянутых поясах, в сжатых поясах под фонарями, в длинных раскосах при шпренгельной решетке;



в опорных раскосах;



в коньковых стойках фермы

Толщина фасонки (расстояние между спаренными уголками) определяется по величине расчетного усилия в опорном раскосе N_p в соответствии с рекомендациями табл. 8.1.

Таблица 8.1

Рекомендуемые толщины фасонки

Усилие N_p , кН	До 150	160–250	260–400	410–600	610–1000	1010–1400
Толщина, мм	6	8	10	12	14	16

Предварительно необходимо определить для каждого элемента фермы расчётные длины и усилия. Расчётные длины в плоскости фермы l_x принимаются:

$l_x = l$ – для поясов, опорных раскосов и опорных стоек;

$l_x = 0,8l$ – для прочих элементов решётки;

l – расстояние между центрами узлов.

Расчётные длины из плоскости фермы (в направлении, перпендикулярном плоскости фермы) l_y – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы связями, плитами покрытия, распорками и другими жёсткими элементами.

Сечения растянутых стержней определяют из условия прочности

$$A_{тр} = \frac{N \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (8.3)$$

где $A_{тр}$ – требуемая площадь сечения; R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести; $\gamma_c = 1$, за исключением случаев, оговоренных в табл. П.4.10.

По найденному значению $A_{тр}$ принимают сечение по сортаменту (табл. П.5.2 или П.5.3), у которого общая площадь сечения A больше требуемой, но без лишнего запаса.

Сечения сжатых стержней определяют из условий устойчивости, предварительно задавшись гибкостью $\lambda_{зад} = 70–100$ и соответствующим ей коэффициентом продольного изгиба $\varphi_{зад} = 0,8–0,6$. При этих предположениях находятся требуемые значения

$$A_{тр} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_{зад} R_y \cdot \gamma_c} \quad \text{и} \quad i_{x,y}^{тр} = \frac{l_{x,y}}{\lambda_{зад}}.$$

8. Конструкция и расчет стропильных ферм

По сортаменту подбирается сечение, у которого $A \approx A_{тр}$ и $i_{x,y} \approx i_{x,y}^{тр}$, где $i_{x,y}$ – радиусы инерции сечения относительно осей $x-x$ или $y-y$. Определяется гибкость принятого сечения стержня в плоскости и из плоскости фермы

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y}.$$

По наибольшей из них находится φ (табл. П.4.2) и проверяется устойчивость:

$$\sigma = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (8.4)$$

Если запас велик, уменьшают сечение; если устойчивость не обеспечена, сечение увеличивают и снова производят проверку.

Сечения слабосжатых стержней (усилие менее ± 50 кН) подбираются по гибкости. Для этого по табл. 8.2 устанавливают предельную гибкость стержня $[\lambda]$ и определяют требуемый радиус инерции:

$$i_x^{тр} = \frac{l_x}{[\lambda]}; \quad i_y^{тр} = \frac{l_y}{[\lambda]}. \quad (8.5)$$

По сортаменту принимается сечение, у которого $i_x \geq i_x^{тр}; i_y \geq i_y^{тр}$.

Таблица 8.2

Предельные гибкости $[\lambda]$ стержней фермы

Элемент	$[\lambda]$
Сжатые пояса и опорные раскосы	180–60 α
Остальные сжатые стержни	210–60 α
Растянутые стержни	400
Верхние пояса и фермы, не раскрепленные в процессе монтажа	220

Примечание. Здесь $\alpha = N/(\varphi A R_y \gamma_c)$, но не менее 0,5.

Результаты подбора сечений приводятся в табличной форме. Пример составления ее приведен в табл. 8.3. В соответствии с расчетной схемой (рис. 8.3) в табл. 8.3 фиксируются стержни каждого элемента и расчетные усилия, полученные в процессе статического расчета. Ввиду симметрии фермы достаточно в табл. 8.3 представить подбор сечений для половины фермы, т. к. вторая половина будет такая же.

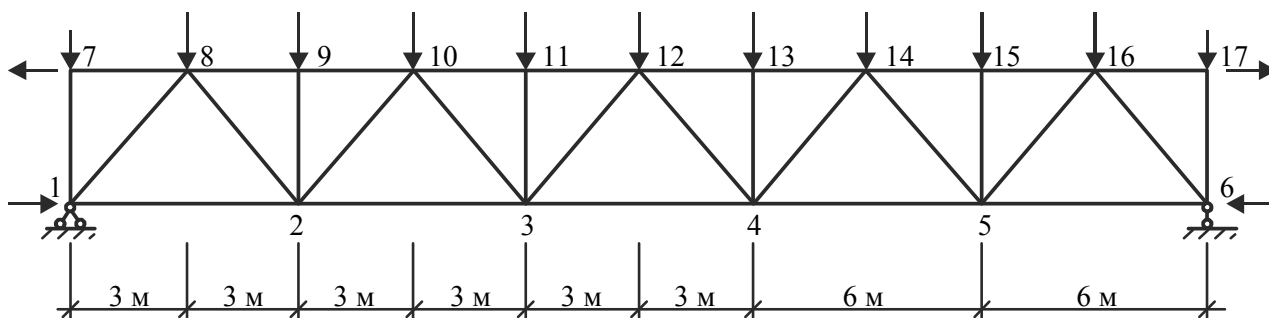


Рис. 8.3. Расчетная схема фермы и обозначение узлов

Подбор сечений стержней фермы

Элемент	Стержень	Расчетное усилие, кН	Выбираемое сечение	Площадь A , см^2	Расчетные длины, см		Радиусы инерции, см		Гибкости			φ	γ_c	Напряжение σ , $\text{кН}/\text{см}^2$	Принятое сечение				
					L_x	L_y	i_x	i_y	λ_x	λ_y	$[\lambda]$								
Верхний пояс	7-8	270	Г 63×5	12,26	300	300	1,94	3,04	154	99	400	0,65	1	22,0	Г 125×10				
	8-9	-687	Г 125×10	48,6	300	300	3,85	5,59	78	54	124					21,75			
	9-10	-687																	
	10-11 11-12	-836 -836	Г 140×9	49,44	300	300	4,34	6,16	69	48,5	128	0,75	1	22,5		Г 140×9			
Нижний пояс	1-2	424	Г 90×6	21,2	600	1500	2,78	4,11	216	365	400	-	1	20,0	Г 90×7				
	2-3	799	Г 140×90×8	36,0	600	1500	2,58	6,79	233	221	400					-	1	22,19	Г 140×90×8
	3-4	797																	
Раскосы	1-8	-552	Г 160×100×9	45,8	374	374	5,15	4,02	73	93	129	0,6	1	20,08	Г 160×100×9				
	2-8	324	Г 63×6	14,56	299	374	1,93	3,02	155	124	400	-	1	22,25	Г 63×6				
	2-10	-183	Г 90×7	24,6	336	420	2,77	4,13	121	102	163	0,41	0,8	22,68	Г 90×7				
	3-10	61	Г 50×4	7,8	336	420										Г 63×6			
	3-12	82																	
Стойки	2-9	-78	Г 63×6	14,56	256	315	1,93	3,02	134	106	160	0,33	0,8	20,29	Г 63×6				
	3-11	-78	Г 63×6	14,56	256	315	1,93	3,02	142	114	154	0,3	0,8	22,32					

В качестве примера рассмотрим процесс подбора стержней 2-3 и 11-12 (табл. 8.3). Материал С 245, $\gamma_n = 1$; $R_y = 24 \text{ кН}/\text{см}^2$. Для растянутого стержня 2-3 находим

$$A_{тр} = \frac{799}{24 \cdot 1} = 33,29 \text{ см}^2.$$

По табл. П.5.3 принимаем сечение Г 140×90×8, у которого $A = 36 \text{ см}^2$. Проверка:

$$\sigma = \frac{799}{36} = 22,19 \text{ кН}/\text{см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН}/\text{см}^2.$$

Для сжатого стержня 11-12 верхнего пояса задаемся $\lambda_{зад} = 80$ или $\varphi_{зад} = 0,686$.

$$A_{мп} = \frac{836 \text{ кН}}{0,686 \cdot 24 \text{ кН}/\text{см}^2} = 50,78 \text{ см}^2; \quad i_{мп} = \frac{300 \text{ см}}{80} = 3,75 \text{ см}.$$

По табл. П.5.2 подбираем сечение Г 140×9, у которого $A = 49,44 \text{ см}^2$; $i_x = 4,34 \text{ см}$; $i_y = 6,16 \text{ см}$; $\lambda_x = 300 / 4,34 = 69$; $\lambda_y = 300 / 6,16 = 48,5$. Для наибольшей из них $\lambda = 69$, по табл. П.4.2 $\varphi = 0,76$.

Проверка:

$$\sigma = \frac{836 \text{ кН}}{0,76 \cdot 49,44} = 22,25 < R_y = 24 \text{ кН}/\text{см}^2.$$

Для определения предельной гибкости (см. табл. 8. 2) вычисляем:

$$\alpha = \frac{836 \text{ кН}}{0,76 \cdot 49,44 \cdot 24} = 0,927; \quad [\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,927 = 124.$$

В принятом сечении $\lambda = 69 < [\lambda] = 124$.

После подбора сечений всех стержней фермы (табл. 8.3) необходимо проверить монтажную гибкость верхнего пояса при минимальном количестве распорок в системе горизон-

тальных связей: в середине и на опорах фермы (в узлах 7, 12 и 17). Для рассматриваемого примера (рис. 8.3 и табл. 8.3)

$$l_y^{\text{монт}} = 15 \text{ м}; \quad i_y = 5,59 \text{ см (в сечении 9-10 } \text{I} \text{I } 125 \times 10);$$

$$\lambda_y^{\text{монт}} = \frac{1500}{5,59} = 268 > [\lambda] = 220.$$

Необходимо изменить расстановку распорок. Установим их в узлы 7, 11, 13 и 17. Тогда $l_y^{\text{монт}} = 12 \text{ м}$ (расстояние между узлами 7–11);

$$\lambda_y^{\text{монт}} = \frac{1200}{5,59} = 215 < [\lambda] = 220.$$

8.1.2. Расчет узлов ферм

Расчет узлов сводится к определению размеров фасонки и стыковых накладок, исходя из условия прочности сварных швов. Усилия, приходящиеся на сварной шов по обушку и перу уголка, разные. Они зависят от положения шва относительно центра тяжести сечения и учитываются коэффициентом распределения α .

$N_{об} = \alpha \cdot N$ – часть усилия, приходящаяся на обушок уголка;

$N_{п} = (1 - \alpha) N$ – часть усилия, приходящаяся на перо.

Для равнополочных уголков $\alpha \approx 0,7$; для неравнополочных, составленных узкими полками вместе, $\alpha \approx 0,75$; составленных широкими полками $\alpha \approx 0,65$.

Необходимая длина крепления каждого уголка к фасонке по обушку и перу

$$l_w^{об} = \frac{N_{об}}{2\beta k_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см}; \quad l_w^п = \frac{N_{п}}{2\beta k_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см}.$$

В качестве N принимается (рис. 8.4) усилие в решетке (N_1, N_2) или разность усилий в смежных панелях пояса ($N_4 - N_3$), а при наличии внешней нагрузки F равнодействующая их

$$S = \sqrt{F^2 + (N_4 - N_3)^2}.$$

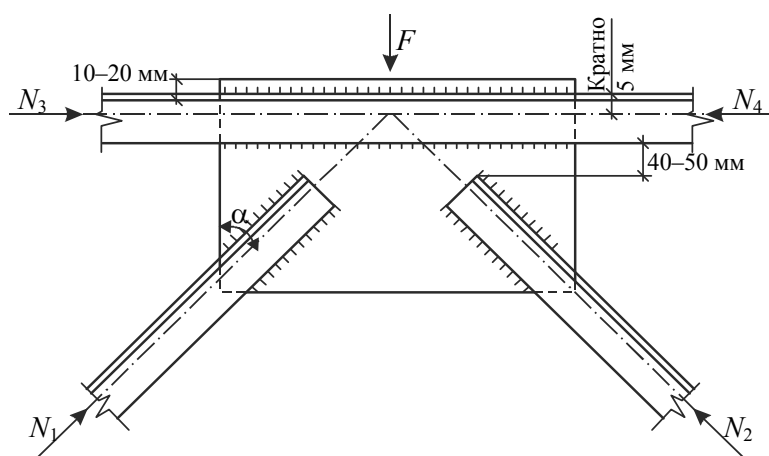


Рис. 8.4. Промежуточный узел верхнего пояса стропильной фермы

При ручном способе сварки электродами типа Э42 расчетными параметрами соединения будут: $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1$; $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$; $\gamma_c = 1$; $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$ (табл. П.4.1); $R_{wz} = 16,5 \text{ кН/см}^2$.

Механические свойства соединения по металлу шва характеризуются:

$$\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} = 0,7 \cdot 18 \cdot 1 = 12,6 \text{ кН/см}^2.$$

Механические свойства соединения по металлу границы сплавления:

$$\beta_f R_{wz} \gamma_{wz} = 1 \cdot 16,5 \cdot 1 = 16,5 \text{ кН/см}^2.$$

В рассмотренном примере несущую способность соединения определяет возможность разрушения по металлу шва, а не по металлу границы сплавления. Это и является критерием несущей способности соединения.

Катет шва k_f принимается по толщине стыкуемых элементов в пределах $0,8-1,2t$ (кратно 2 мм). Минимальные размеры катетов k_f рекомендуется принимать по табл. 8.4 в зависимости от максимальной толщины t_{\max} стыкуемых элементов.

Таблица 8.4

Минимальные катеты угловых сварных швов

t_{\max}	4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40
k_f	4	5	6	7	8	9

В примере (рис. 8.4) требуемые размеры сварных швов крепления раскоса 1-8 ($\square 160 \times 100 \times 9$) к фасонке при $N_1 = N_{1-8} = -552 \text{ кН}$ будут:

$$l_{w1}^{\text{об}} = \frac{0,65 \cdot 552 \text{ кН}}{2 \cdot 1 \text{ см} \cdot 12,6} + 1 \text{ см} = 14,2 + 1 = 15,2 \text{ см (катет шва 1 см);}$$

$$l_{w1}^{\text{н}} = \frac{(1-0,65)552 \text{ кН}}{2 \cdot 0,8 \cdot 12,6} + 1 \text{ см} = 9,6 + 1 = 10,6 \text{ см (катет шва 0,8 см).}$$

Аналогично швы крепления раскоса 2-8 ($\square 63 \times 6$) к фасонке при $N_2 = N_{2-8} = 324 \text{ кН}$.

$$l_{w2}^{\text{об}} = \frac{0,7 \cdot 324 \text{ кН}}{2 \cdot 0,6 \text{ см} \cdot 12,6} + 1 \text{ см} = 16 \text{ см}; \quad l_{w2}^{\text{н}} = \frac{(1-0,7)324 \text{ кН}}{2 \cdot 0,8 \cdot 12,6} + 1 \text{ см} = 7,4 \text{ см}.$$

Швы крепления пояса ($\square 125 \times 10$) к фасонке при $N_4 = N_{8-9} = -687 \text{ кН}$; $N_{34} = 0$; $F = F_{\text{ш}} + F_{\text{снер}} = 53,4 \text{ кН} + 25,2 \text{ кН} = 78,6 \text{ кН}$ воспринимают $S = \sqrt{78,6^2 + 687^2} = 691,5 \text{ кН}$;

$$l_{w3}^{\text{об}} = \frac{0,7 \cdot 691,5 \text{ кН}}{2 \cdot 0,6 \text{ см} \cdot 12,6} + 1 \text{ см} = 33 \text{ см};$$

$$l_{w3}^{\text{н}} = \frac{(1-0,7)691,5 \text{ кН}}{2 \cdot 0,8 \cdot 12,6} + 1 \text{ см} = 15 \text{ см}.$$

Фасонка должна описать все расчетные длины сварных швов при простейшей конфигурации. Свободные участки контакта уголков с фасонкой конструктивно довариваются.

Изменение сечения пояса фермы производится только при пролете свыше 24 м. Конструкция заводского стыка представлена на рис. 8.5. Стык перекрывается двумя листовыми или уголковыми накладками. Ширина накладки принимается конструктивно по размеру стыкуемого уголка. Поперечное сечение накладки должно быть равнопрочным стыкуемому стержню. Длина накладки определяется размерами 4 сварных швов l_w^H , воспринимающих усилие в поясе N'_n (в сторону смещения стыка), приходящееся на обушки уголков ($\alpha = 0,7$):

$$l_w^H = \frac{N'_n}{4\beta k_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см.}$$

При этом усилия в поясе принимаются для того стержня, куда сместился стык.

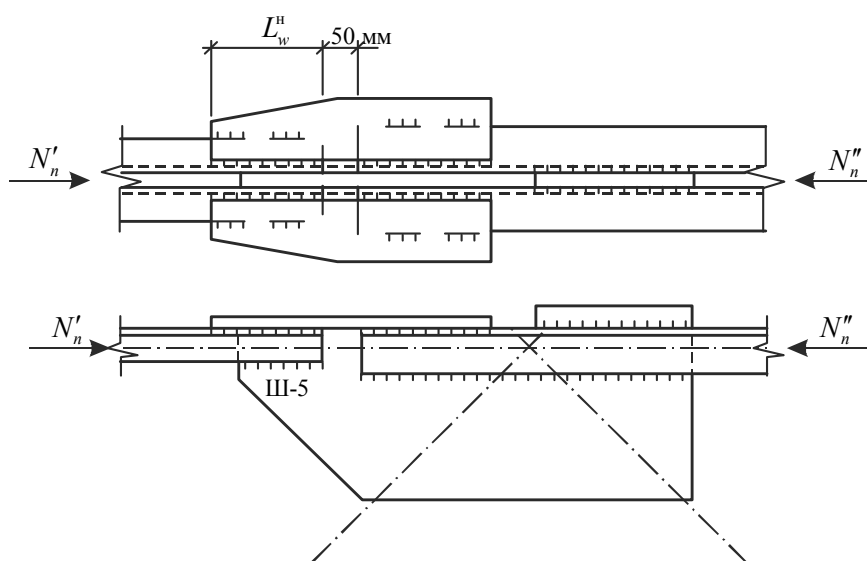


Рис. 8.5. Стык поясных уголков (укрупнительный узел)

Крепление пера поясного уголка к фасонке производится сварными швами Ш-5 (их два):

$$l_{w5} = \frac{0,3N'_n}{2\beta k_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см.}$$

Швы крепления раскосов к фасонке рассчитываются по соответствующему усилию в раскосе, как в обычном узле (рис. 8.2).

Посредством монтажного узла 12 (рис. 8.3) отправочные марки фермы собираются в единую конструкцию. Монтажные стыки могут выполняться на сварке или высокопрочных болтах. Конструкция сварного монтажного стыка приведена на рис. 8.6.

Полуфасонки отправочных элементов соединяются между собой с помощью тавровых фланцев. Размеры тавровых фланцев, болты и швы крепления их к полуфасонкам фермы принимаются конструктивно. К тавровым фланцам крепятся вертикальные связи.

Поясные уголки перекрываются листовой накладкой. Ширина и толщина накладки принимается равнопрочной соединяемым уголкам. Накладка на монтаже приваривается к поясным уголкам швом Ш1, который и определяет длину накладки. Этот шов воспринимает усилия в поясе, приходящиеся на обушки уголка, т. е. αN_n . Неудобство монтажа, влияющее на качество сварки, учитывается дополнительным коэффициентом 1,2. Суммарная длина этого шва

$$\sum l_{ш1} = \frac{1,2\alpha N_n}{\beta k_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (8.6)$$

Из $\sum l_{ш1}$ на вырез фасонки приходится $1/3$ всей длины шва. Швы Ш2 воспринимают усилие в поясе, приходящееся на перо каждого уголка, т. е. αN_n . Поэтому размер заводского шва Ш2 будет

$$l_{ш2} = \frac{(1-\alpha) N_n}{2\beta k_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (8.7)$$

Вертикальная накладка таврового фланца должна быть равнопрочна фасонке фермы. Шов Ш3 воспринимает усилие $(1-\alpha) N_n$. Размер Ш3 будет

$$\sum l_{ш3} = \frac{1,2(1-\alpha) N_n}{2\beta k_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (8.8)$$

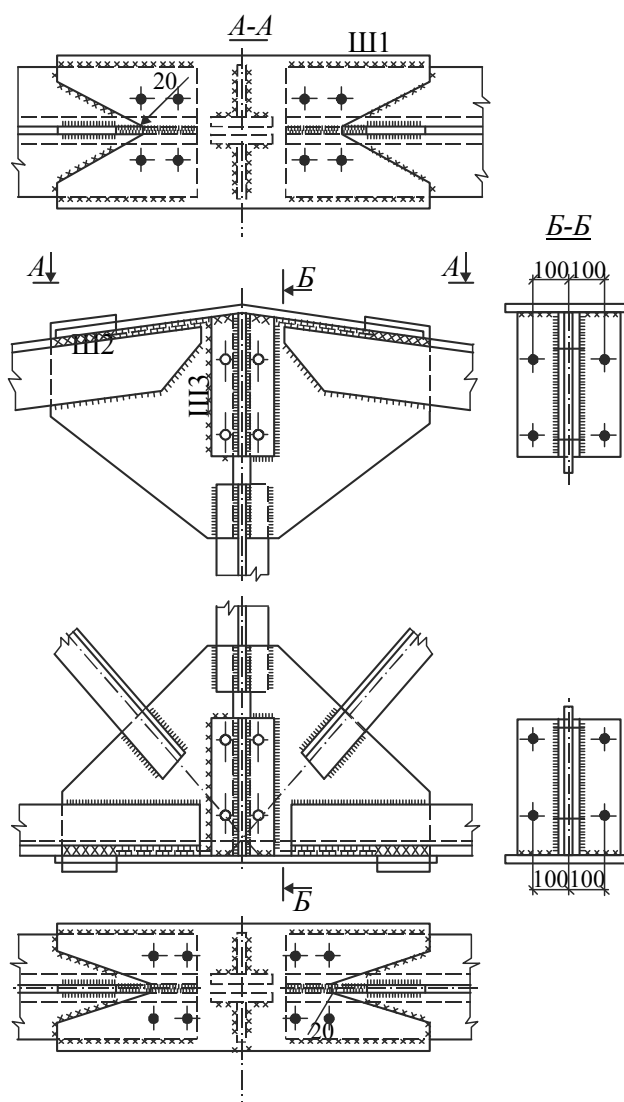


Рис. 8.6. Монтажный стык на сварке

8. Конструкция и расчет стропильных ферм

Качественно выполнить сварные монтажные соединения затруднительно. В настоящее время укрупнительная сборка ферм выполняется с помощью высокопрочных болтов (рис. 8.7).

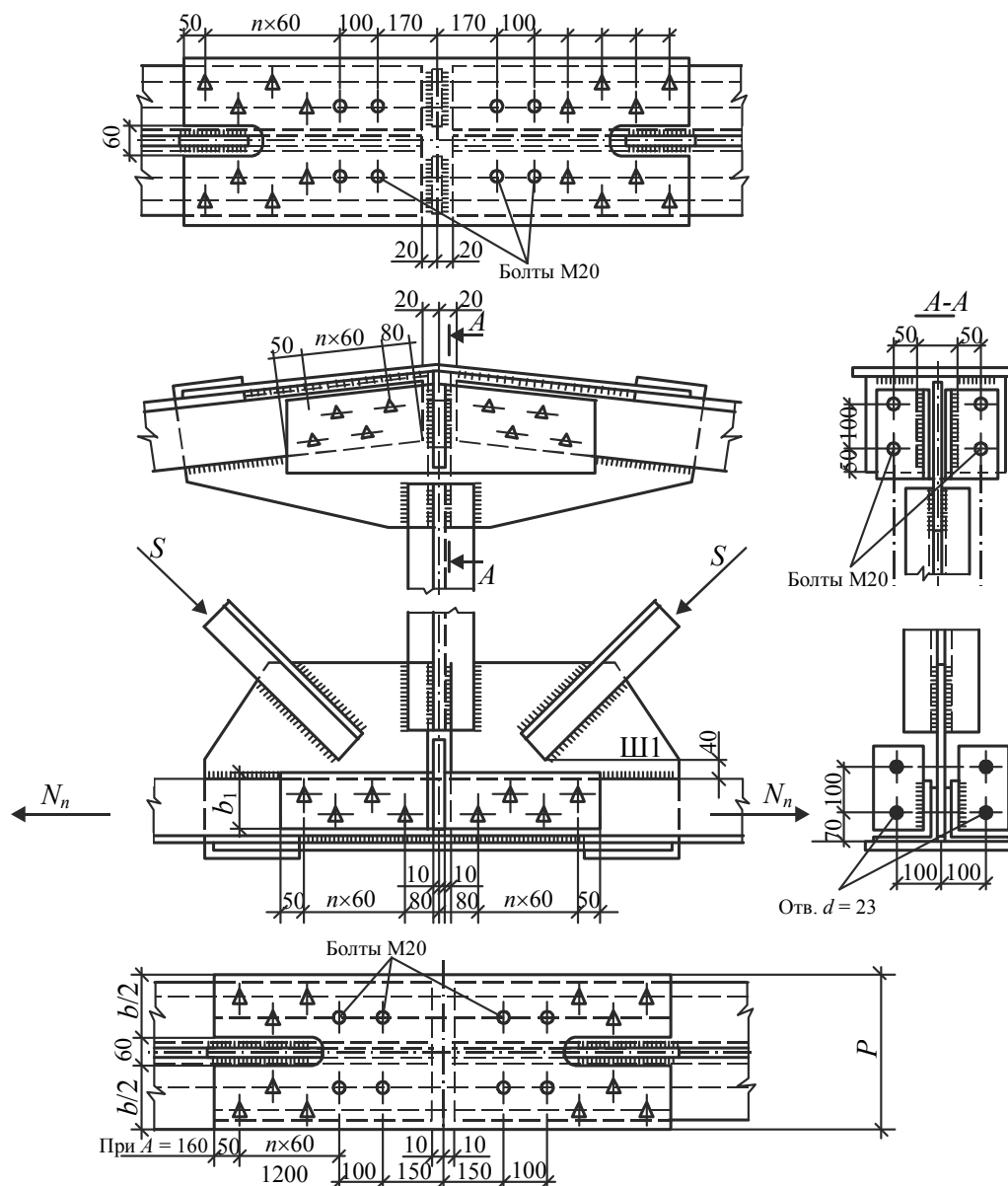


Рис. 8.7. Монтажный стык на высокопрочных болтах

Полуфасонки отправочных элементов вместе с полками поясных уголков соединяются высокопрочными болтами с помощью двух вертикальных накладок. Уголки верхнего пояса перекрываются горизонтальной накладкой. Для крепления горизонтальных связей предусмотрено особое поле болтов. Вертикальные связи крепятся болтами к специальным поперечным ребрам, которые привариваются торцами к уголку пояса фермы, а другой кромкой – к вертикальным накладкам монтажного стыка.

Толщина и ширина каждой накладки назначаются конструктивно с соблюдением условия равнопрочности. Длина её определяется количеством и размещением болтов. Определяют их несущую способность, вычисляют необходимое количество болтов крепления горизонтальной и вертикальной накладок.

Сварные швы крепления раскосов рассчитывают аналогично рис. 8.4. Усилия в элементах для расчета стыка увеличиваются в 1,2 раза. Каждая накладка воспринимает усилие пропорционально размерам полок стыкуемых уголков, т. е. коэффициенту β :

$$\beta = \frac{\text{Площадь горизонтальных полок уголков}}{\text{площадь сечения уголков}}.$$

Расчетное усилие на горизонтальную накладку $-1,2\beta \cdot N$.

Расчетное усилие на вертикальные накладки $1,2(1-\beta)N$.

Необходимая площадь сечения накладки, ослабленной отверстиями:

$$\text{— горизонтальная накладка } A_m = b \cdot t_n - A_{\text{осл}} = \frac{1,2\beta N \gamma_n}{R_y \gamma_c};$$

$$\text{— вертикальная накладка } A_{bn} = b_1 \cdot t_{n1} - A_{\text{осл1}} = \frac{0,6(1-\beta)N \gamma_n}{R_y \gamma_c}.$$

Здесь b и b_1 (рис. 8.7); t_n и t_{n1} — толщины каждой накладки. Количество высокопрочных болтов для крепления накладок:

$$\text{— горизонтальной } n_r = \frac{1,2\beta N \gamma_n}{Q_{bh}};$$

$$\text{— вертикальной } n_b = \frac{0,6(1-\beta)N \gamma_n}{Q_{bh}},$$

где $Q_{bh} = \frac{\mu}{\gamma_h} R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn}$ — несущая способность одного высокопрочного болта при одном шве трения.

Сварные швы Ш1 крепления уголков к фасонке рассчитываются на горизонтальную составляющую усилия в раскосе с коэффициентом 1,2

$$\sum l_{ш1} = \frac{1,2S \cos \theta}{\beta k_f R_w \gamma_w \gamma_c}.$$

Шов Ш1 распределяется по перу и обушку поясных уголков пропорционально коэффициенту распределения α . Если раскосов в узле нет, этот шов принимается конструктивно.

Пример расчета монтажного стыка нижнего узла

Монтажный стык показан на рис. 8.7. Пусть $N = 800$ кН; $\square \square 140 \times 90 \times 8$; $R_y = 24$ кН/см². Болты из стали 40х «селект». $R_{bh} = 0,7$ кН/см²; $R_{un} = 77$ кН/см². Диаметр болтов 20 мм, $A_{bn} = 2,45$ см², $\gamma_b = 0,8$; $\mu = 0,42$; $\gamma_h = 1,2$. Несущая способность болта в соединении по одной поверхности контакта

$$Q_{bh} = \frac{0,42}{1,2} 77 \cdot 0,9 \cdot 2,45 = 59,42 \text{ кН}.$$

Площадь сечения пояса $A = 36$ см²; площадь горизонтальных полок уголков $A_r = 2 \cdot 14 \cdot 0,8 = 22,4$ см²; $\beta = 22,4/36 = 0,622$.

$$n_r = \frac{1,2 \cdot 0,622 \cdot 800 \cdot 0,95}{59,42} = 9,55, \text{ принимаем } n_r = 10;$$

$$n_b = \frac{1,2(1 - 0,622)800 \cdot 0,95}{59,42} = 2,9, \text{ принимаем } n_b = 3.$$

Требуемая площадь сечения накладок, ослабленных отверстиями:

$$\text{– горизонтальная } A_{rn} = \frac{1,2 \cdot 0,622 \cdot 800 \cdot 0,95}{24} = 23,636 \text{ см}^2;$$

$$\text{– вертикальная } A_{bn} = \frac{0,6(1 - 0,622)800 \cdot 0,95}{24} = 7,182 \text{ см}^2.$$

Диаметр отверстия под болты М20 $d = 23$ мм. Толщину горизонтальной накладки примем 10 мм. $A_{осл} = 2,3 \text{ см}^2$. Горизонтальная накладка

$$b_n \cdot t_n - A_{осл} = 23,636 \text{ см}^2,$$

отсюда
$$b_n^{тр} = \frac{23,636 - 2,3}{1} = 21,336 \text{ см}.$$

Принимаем $b_n = 22$ см. С учетом выреза в накладке 60 мм (рис. 8.7) её ширина $p = 22 + 6 = 28$ см. Толщину вертикальной накладки примем 8 мм; $A_{осл1} = 2,3 \cdot 0,8 = 1,84 \text{ см}^2$;
 $b_1 \cdot t_{н1} - A_{осл1} = 7,182 \text{ см}^2,$

отсюда
$$b_1^{тр} = \frac{7,182 - 1,84}{0,8} = 6,68 \text{ см}.$$

Примем $b_1 = 8$ см. Ширина каждой накладки 80 мм. Расчетная длина сварных швов Ш1 (их 4) будет

$$\sum l_{ш1} = \frac{1,2 \cdot 100 \cdot \cos 45}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 12,6} = 16,03 \text{ см}.$$

Для неравнобоких уголков, составленных узкими полками вместе, $\alpha = 0,75$. Значит, швы крепления фасонки к обухам двух уголков будут $l_w^{об} = \frac{16,03 \cdot 0,75}{2} + 1 \text{ см} = 7 \text{ см}$. Длина прорези в накладке должна быть не менее 70 мм. Швы крепления фасонки по перьям уголков конструктивно доводятся по всей длине сопряжения. Размещение болтов выполняется по рискам, по правилам их конструирования (п. 12.19 СНиП II-23-81*).

Рабочий чертеж отправочной марки стропильной фермы представлен на рис. 8.8.

8.1.3. Основные правила конструирования ферм

Фермы пролетом до 18 м изготавливаются целиком, свыше 18 м – в виде отдельных полуферм (отправочных марок). Высота отправочной марки не должна превышать транспортный габарит $[h_{\max}^{\phi}] = 3,85 \text{ м}$.

Изменение сечений по длине поясов производится при пролете фермы свыше 24 м. Сечение может изменяться только один раз.

Ось элемента фермы должна совпадать с центром тяжести уголков. Для удобства изготовления привязка оси к обушке уголка должна быть кратной 5 мм (см. рис. 8.4). При изменении сечения пояса полки должны располагаться в одном уровне. Узлы должны быть сцентрированы: оси стержней пересекаются в одной точке.

При расцентровке более $0,015h$ (h – высота уголка) следует учитывать дополнительный узловый момент.

Минимальные (конструктивные) профили: $\angle 50 \times 4$ или $\angle 63 \times 40 \times 4$. Минимальные (конструктивные) длины сварных швов – 40–50 мм.

Для сжатых стержней фермы целесообразны уголки с меньшей толщиной полки. Толщина фасонки постоянна для всей фермы и определяется по усилию в опорном раскосе (см. табл. 8.1).

Очертание фасонки должно быть простейшим (минимум резов). Размер фасонки определяется длинами сварных швов примыкающих элементов. Площадь фасонки должна быть не менее площади элемента (иначе разрушится фасонка). Угол α между осью стержня и кромкой фасонки (см. рис. 8.4) должен быть не менее 15° .

Для уменьшения влияния справочных напряжений стержни решетки не доводятся до пояса на $a = 6t - 20$ мм (t – толщина фасонки), но это расстояние не должно быть более 80 мм. Сварные швы решетки заводятся на торцы уголков на 20 мм для уменьшения концентрации напряжений. Расстояние между ближайшими сварными швами в узле должно быть не менее 40–50 мм. Для возможности наложения сварного шва фасонка выводится на 10–15 мм за габариты уголка (см. рис. 8.4).

Для совместной работы спаренных уголков между ними следует устанавливать соединительные прокладки – «сухарики». Их ставят в растянутых стержнях через 80, а в сжатых – через 40 радиусов инерции одиночного уголка из плоскости фермы, но не менее двух в каждой панели. Размеры прокладок конструктивны.

В узлах опирания железобетонных плит верхний пояс фермы усиливают распределительными подкладками, если толщина уголков меньше 10 мм (шаг ферм 6 м) или 14 мм (шаг ферм 12 м). Они необходимы для предотвращения местного погнутия тонкой полки верхнего пояса от сосредоточенного воздействия местной нагрузки.

Стык пояса (монтажный или в месте изменения сечения) необходимо перекрывать листовыми или уголковыми накладками (см. рис. 8.5 и 8.7). Размеры накладок должны быть равнопрочны стыкуемому стержню. Стыки проектируют так, чтобы правая и левая полуфермы были взаимозаменяемы.

При изменении сечения пояса место стыка смещается от центра узла на 300–500 мм в сторону меньшего усилия (см. рис. 8.5). Зазор между торцами стыкуемых элементов должен быть не менее 50 мм.

8.1.4. Расчет узлов сопряжения фермы с колонной

Конструкции узлов сопряжения фермы с колонной рассмотрены ранее (см. рис. 7.11–7.13).

При жёстком сопряжении ферма крепится к колонне в узлах 1 и 7 (см. рис. 8.3). Расчетные усилия M , N , Q принимаются из таблицы сочетаний в рассматриваемом сечении рамы. Изгибающий момент M заменяется парой сил $H = M/h_0$. Расчетные усилия в узлах сопряжения фермы с колонной представлены на рис. 8.9.

Вертикальная опорная реакция N передается на опорный столик колонны через опорный фланец фермы в узле 1 (рис. 8.10).

Ширина опорного фланца $b_{\text{фл}}$ принимается конструктивно по размеру полки колонны. Длина фланца $l_{\text{фл}}$ определяется размером фасонки, которая лимитируется длинами сварных

швов крепления опорного раскоса и нижнего пояса. Расчет этих швов по обушке и перу уголка рассмотрен в п. 8.1.2. В соответствии с правилами конструирования фасонка должна описать эти швы. Для удобства монтажа необходимо предусмотреть между нижним поясом и опорным столиком зазор 150 мм. Толщина опорного фланца $t_{\text{фл}}$ определяется из условия смятия от воздействия вертикальной опорной реакции N :

$$t_{\text{фл}} \geq \frac{N}{b_{\text{фл}} \cdot R_p} \quad (R_p \text{ см. табл. П.4.1}).$$

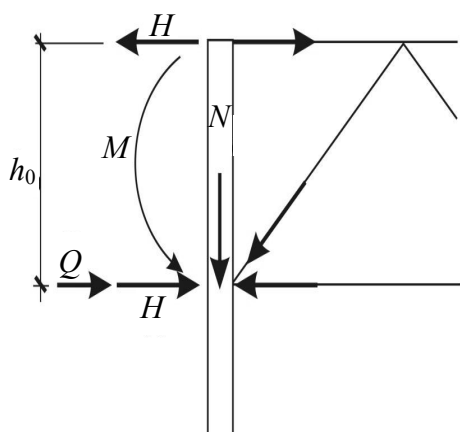


Рис. 8.9. Расчетные усилия в опорном узле фермы при жестком сопряжении с колонной

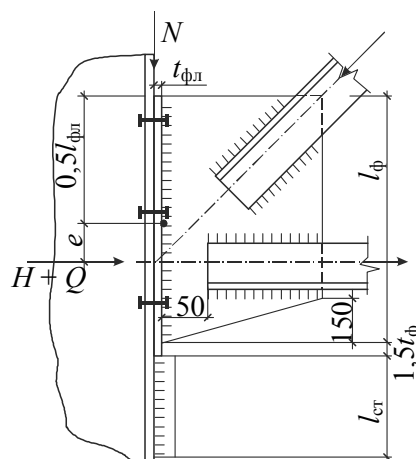


Рис. 8.10. Нижний опорный узел

Два вертикальных шва крепления опорного фланца к фасонке воспринимают опорную реакцию N и приложенные с эксцентриситетом e горизонтальные силы $(H + Q)$. Прочность этих швов обеспечена, если

$$\sqrt{\tau_{wN}^2 + (\tau_{wHQ} + \tau_{wM})^2} \leq R_w \gamma_w \gamma_c; \quad (8.10)$$

$l_w = l_{\text{фл}} - 1 \text{ см}$ – расчетная длина вертикального сварного шва; e – эксцентриситет приложения сил Q и H (расстояние от $1/2 l_w$ до оси нижнего пояса фермы).

Вертикальные сварные швы крепления опорного столика к колонне $l_{\text{ст}}$ рассчитываются на воздействие N . Из-за возможных несовпадений поверхностей контакта фланца и столика вводится коэффициент 1,2:

$$l_{\text{ст}} \geq \frac{1,2N}{2\beta k_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см}. \quad (8.11)$$

Катеты сварных швов принимаются по толщинам стыкуемых элементов.

Верхний опорный узел 7 (рис. 8.11) воспринимает силу H . Швы крепления пояса к фасонке по обушке и перу поясного уголка:

$$l_w^{\text{об}} = \frac{0,7H}{2\beta k_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см}; \quad l_w^n = \frac{0,3H}{2\beta k_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см}.$$

С фасонки усилие H передается на фланец посредством двух вертикальных швов. При соблюдении правил конструирования прочность этих швов будет обеспечена. Фланец кре-

пится к колонне 4 болтами, которые необходимо подобрать из условия прочности при растяжении. При расчетном сопротивлении болтов растяжению R_b , необходимая площадь сечения каждого из 4 болтов будет $A_b^{проб} \geq H / 4R_b$. По требуемой площади подбирается диаметр стандартного болта.

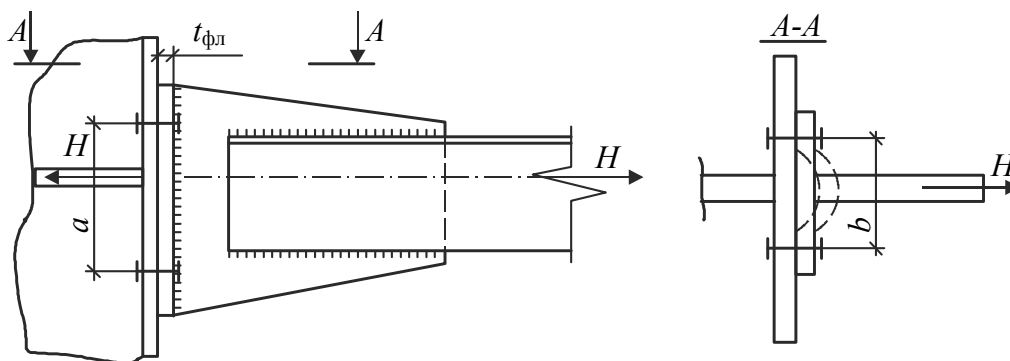


Рис. 8.11. Верхний опорный узел

Фланец работает на изгиб как балка, защемленная болтами и нагруженная сосредоточенной силой H . Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{H \cdot b}{8},$$

где b – расстояние между болтами в плане (рис. 8.11).

Момент сопротивления фланца при изгибе

$$W_{фл} = \frac{a \cdot t_{фл}^2}{6},$$

где a – высота фланца; $t_{фл}$ – его толщина.

Из условия прочности при изгибе $\sigma = M / W_{фл} \leq R_y \gamma_c$ определяется необходимая толщина фланца

$$t_{фл} \geq \sqrt{\frac{3H \cdot b}{4a \cdot R_y \cdot \gamma_c}}.$$

Толщина фланца принимается по сортаменту и должна быть не менее 20 мм из условия жёсткости. При шарнирном сопряжении ферма опирается на колонну сверху в узле 1. Схема шарнирного опирания представлена на рис. 8.12.

Расчет сварных швов крепления уголков к фасонке по усилиям S_1 , S_2 и S_3 аналогичен вышеизложенному. Особенностью расчёта этого узла (рис. 8.13) является передача вертикальной опорной реакции V от фермы на колонну. Эта опорная реакция передается посредством фланца. Толщина фланца определяется из условия смятия

$$t_{фл}^{пр} = \frac{V}{b_{фл} \cdot R_p}.$$

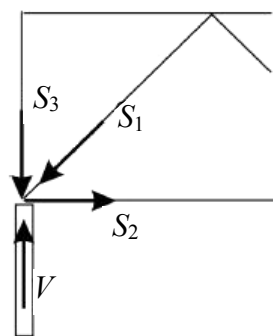


Рис. 8.12. Схема шарнирного опирания фермы на колонну

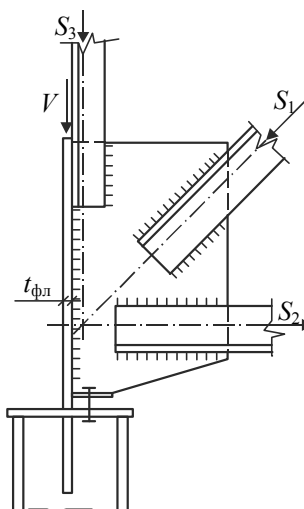


Рис. 8.13. Опорный узел фермы

Ширина фланца $b_{фл}$ принимается конструктивно по размерам сечений уголков фермы и оголовка колонны. С торца фланца V передается на 2 вертикальных сварных шва крепления фланца к фасонке. Расчетная длина каждого шва

$$l_w^{ш} = \frac{V}{2\beta k_f R_w \gamma_w \gamma_c}.$$

Варианты иных конструктивных решений шарнирных узлов опирания стропильной фермы на колонну рассмотрены в п. 7.3.1 (см. рис. 7.11). Шарнирный узел опирания подстропильной фермы на колонну представлен на рис. 7.13. Принципы расчета этих узлов одинаковы.

8.1.5. Конструктивные решения ферм с тавровыми поясами

Типовые схемы стропильных ферм с тавровыми поясами приведены на рис. 8.2. Расчетная схема их, как и ферм с уголками, – шарнирно-стержневая система. Неразрезность поясов мало влияет на усилия в элементах фермы. При отношении высоты сечения к длине панели пояса $h/l \leq 10$ эффектом неразрезности можно пренебречь.

При внеузловом нагружении или большой расцентровке узлов в поясе возникают изгибающие моменты. Он рассматривается как неразрезная балка, опертая в узлах фермы. При этом рекомендуется вводить коэффициент 0,9.

Рабочий чертеж отправочной марки стропильной фермы с тавровыми поясами представлен на рис. 8.14. Пояса фермы состоят из широкополочных тавров типа ШТ. Решетка – из равнополочных уголков со смещением их концов вдоль продольной оси (см. рис. 2.9, б). Элементы решетки прикрепляют к поясным стенкам тавров, по возможности, без фасонки и только при необходимости к стенке встык приваривают фасонку, обеспечивая полный провар разделкой кромки фасонки и подваркой с противоположной стороны на участках, свободных от расколов (рис. 8.15).

Заводские стыки поясов выполняют встык на сварке. При разных размерах поясов в смежных панелях стык смещается на 500 мм в сторону меньшего усилия и вводится дополнительная вставка, обеспечивающая плавный переход от большего сечения к меньшему.

Расчет узлов аналогичен п. 8.1.2 (см. рис. 8.4). Схема крепления фасонки к поясу показана на рис. 8.16.

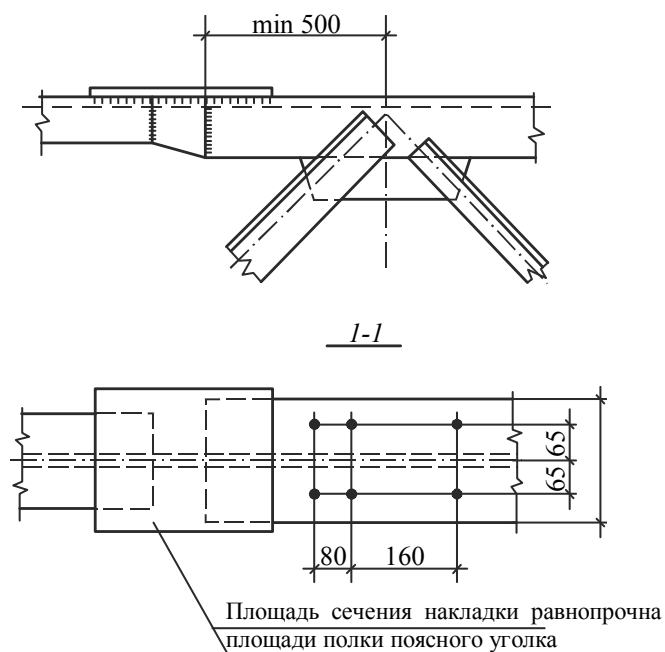


Рис. 8.15. Изменение сечения пояса

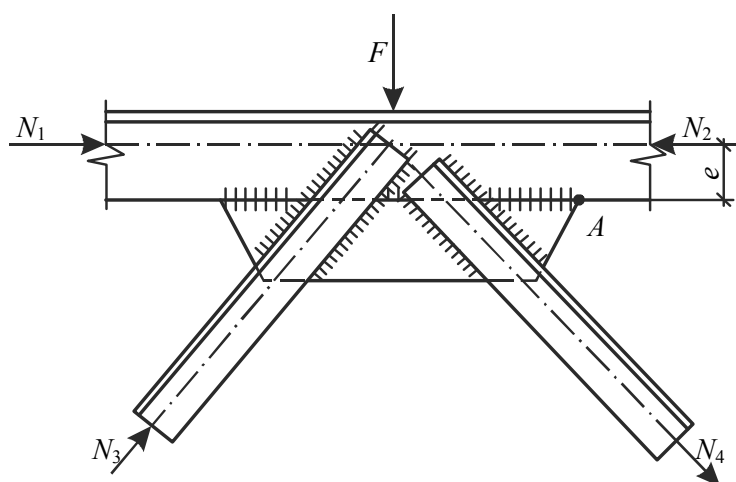


Рис. 8.16. Схема крепления фанонки к поясу

Наиболее напряженная точка стыкового шва A находится в углу фанонки. Здесь возникают приведенные напряжения $\sigma_{пр}^w$. Условие прочности:

$$\sigma_{пр}^w = \sqrt{(\sigma_{wM} + \sigma_{wF})^2 + 3\tau_w^2} \leq 1,15R_{wy}. \quad (8.12)$$

Здесь $\sigma_{wM} = \frac{(N_2 - N_1)e}{W_w}$; $\sigma_{wF} = \frac{F}{A_w}$; $\tau_w = \frac{(N_2 - N_1)}{A_w}$; e – эксцентриситет поясных сил N_1 и N_2

относительно точки A ; $A_w = t_{\min} \cdot l_w$ – расчетная площадь стыкового шва; $W_w = \frac{t_{\min} \cdot l_w^2}{6}$ – его момент сопротивления; $R_{wy} = 0,85R_y$.

При полном проваре соединяемых элементов и физическом контроле качества швов расчет стыковых соединений узловых фасонок с поясами можно не производить.

Монтажный стык поясов из широкополочных тавров выполняется с помощью листовых накладок на сварке или высокопрочных болтах. Конструкция укрупнительного стыка показана на рис. 8.17. Расчет аналогичен п. 8.1.3.

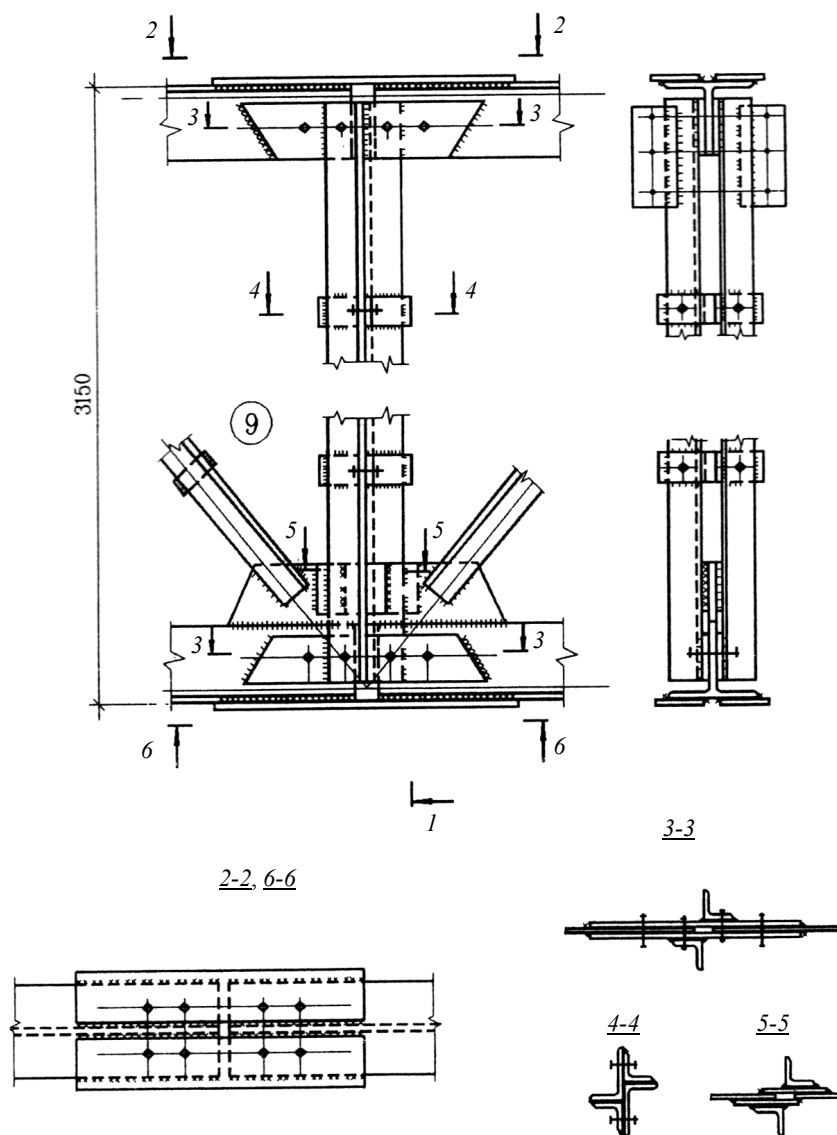


Рис. 8.17. Укрупнительный стык стропильной фермы из широкополочных тавров

8.2. Бесфасоночные фермы

Существенным недостатком классических ферм является необходимость использования большого количества соединительных деталей (фасонок, накладок, прокладок). На фасонки уходит более 20 % расхода металла, 25–30 % трудозатрат – на изготовление конструкции. Щели между уголками затрудняют осмотр и окраску их поверхности и способствуют интенсивному развитию коррозионных процессов.

Бесфасоночные фермы, особенно с замкнутыми профилями сечений, более выгодны. Фермы из круглых труб, ГСП и двутавров имеют неразрезные пояса, к которым без фасонки крепится раскосная решетка. Узлы ферм достаточно жесткие, и шарнирно-стержневая расчетная модель конструкции становится неприемлемой.

Расчет ферм с учетом жесткости узлов следует выполнять с использованием ЭВМ. Порядок расчета:

– на первом этапе определяют усилия, как в ферме с шарнирными узлами, и подбирают сечения её элементов;

– конструируют узлы с учетом размеров элементов, выявляются необходимые зазоры, эксцентриситет и другие конструктивные нюансы;

– с учетом жесткости этих сечений, узлов, эксцентриситетов вычисляют усилия в стержнях фермы и по этим усилиям проверяют подобранные сечения;

– при необходимости производится корректировка принятых сечений и узлов.

Пример расчета стропильной фермы по такой же схеме расчета рассмотрен в п. 8.2.1.

В узлах ферм с непосредственным примыканием элементов решетки к поясам проверяют:

– несущую способность стенки (полки) пояса в месте примыкания элемента решетки.

– несущую способность элемента решетки вблизи примыкания к поясу.

– прочность сварных швов.

8.2.1. Фермы из гнуто-сварных профилей (ГСП)

Общее конструктивное описание этих ферм дано в подразд. 2.2, а типовые схемы стропильных и подстропильных ферм с уклоном 1,5 и 10 % – на рис. 2.10. Расчет, проектирование, изготовление и монтаж ферм из ГСП должен производиться в соответствии с рекомендациями [4, 20, 26, 34]. Рекомендуется учитывать повышение предела текучести за счет упрочнения зон изгиба. В этом случае условие прочности имеет вид

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq k_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (8.13)$$

где $k_1 = 1 + \beta(\alpha - 1)$ – коэффициент, учитывающий упрочнение материала; α – коэффициент относительно упрочнения принимается по рис. 8.18, где r и t – радиус изгиба и толщина гнутого профиля; $\beta = \pi(2r + t) \frac{t}{A}$ – относительная площадь упрочненной зоны.

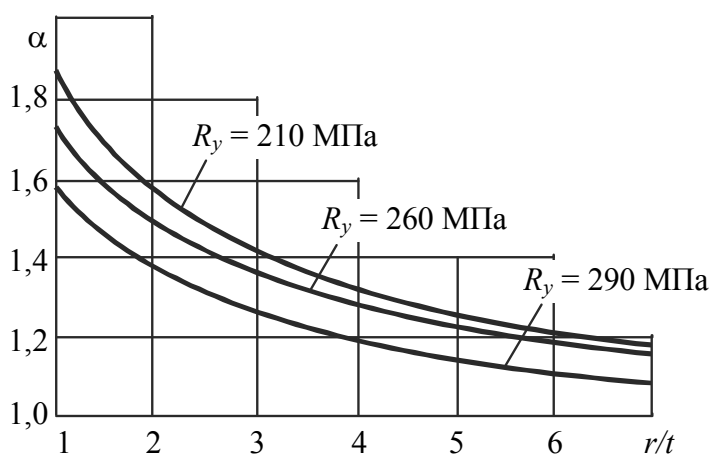


Рис. 8.18. График коэффициентов относительного упрочнения α

Расчетные схемы узлов этих ферм приведены на рис. 8.19.

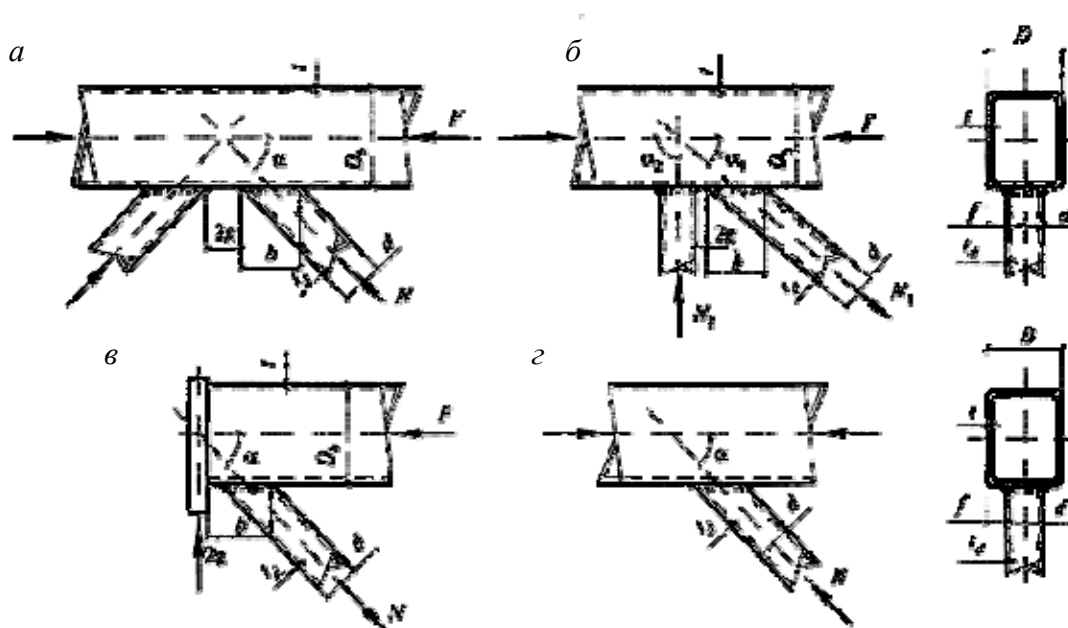


Рис. 8.19. Узлы ферм из гнуто-сварных профилей:
 а – К-образный при треугольной решетке; б – то же при раскосной решетке; в – опорный; з – У-образный

Расчет узлов следует выполнять по рекомендациям С.2.1–С.2.5 СП 53-102–2004. Они приведены ниже.

С.2.1. Узлы ферм из ГПС кроме вышеперечисленных проверок следует проверять на продавливание (выравнивание) участка стенки пояса, контактирующей с элементом решетки.

С.2.2. В случае одностороннего примыкания к поясу двух элементов решетки или более с усилиями разных знаков (рис. 8.19, а, б), а также одного элемента в опорных узлах (рис. 8.19, в) при $d/D \leq 0,9$ и $g/b \leq 0,25$ несущую способность стенки пояса проверяют для каждого примыкающего элемента по формуле

$$\left(N + \frac{1,5M}{d_b} \right) \frac{(0,4 + 1,8g/b) f \sin \alpha}{\gamma_c \gamma_d \gamma_D R_y t^2 (b + g + \sqrt{2Df})} \leq 1, \quad (8.14)$$

где γ_d – коэффициент влияния знака усилия в примыкающем элементе, принимаемый равным 1,2 при растяжении и 1 – в остальных случаях; γ_D – коэффициент влияния продольной силы в поясе, определяемый при сжатии в поясе, если $|F|/(AR_y) > 0,5$, по формуле

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

в остальных случаях $\gamma_D = 1$; b – длина участка линии пересечения примыкающего элемента с поясом в направлении оси пояса, равная $d_b/\sin \alpha$; g – половина расстояния между смежными стенками соседних элементов решетки или поперечной стенкой раскоса и опорным ребром; $f = (D - d)/2$.

С.2.3. Несущую способность стенки пояса в У-образных узлах (рис. 8.19, з), а также в узлах, указанных в С.2.2, при $g/b > 0,25$ проверяют по формуле

$$\frac{(N+1,7M/d_b) f \sin \alpha}{\gamma_c \gamma_d \gamma_D R_y t^2 (b+2\sqrt{2Df})} \leq 1. \quad (8.15)$$

С.2.4. Несущую способность боковой стенки в плоскости узла в месте примыкания сжатого элемента при $d/D > 0,85$ проверяют по формуле

$$N \leq 2\gamma_c \gamma_t k R_y t d_b / \sin^2 \alpha, \quad (8.16)$$

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

$$\begin{aligned} & \text{– при } 4(t/D_b)^2 - R_y/E \leq 0, \quad 3,6(t/D_b)^2 E/R_y; \\ & \text{– при } 0 < 4(t/D_b)^2 - R_y/E < 6 \cdot 10^{-4}, \quad 0,9 + 670(t/D_b)^2 - 170R/E, \end{aligned}$$

в остальных случаях – 1.

С.2.5. Несущую способность элемента решетки вблизи примыкания к поясу проверяют:

а) в узлах, указанных в С.2.2, при углах примыкания $\alpha = 40-50^\circ$ по формуле

$$\frac{(N+0,5M/d_b)(1+0,013D/t)}{\gamma_c \gamma_d k R_{yd} A_d} \leq 1, \quad (8.17)$$

где k определяют, как в С.2.4, но с заменой характеристик пояса на характеристики элемента решетки: D_b – на большее из значений d или d_b , t – на t_d и R_y на R_{yd} .

Для элемента решетки неквадратного сечения в левую часть формулы (8.17) вводят множитель $\frac{3(1+d/d_b)}{2(2+d/d_b)}$,

б) в узлах, указанных в С.2.3, по формуле

$$\left(N + \frac{0,5M}{d_b} \right) \frac{[1+0,01(3+5d/D-0,1d_b t_d)D/t] \sin \alpha}{\gamma_c \gamma_d k R_{yd} A_d} \leq 1. \quad (8.18)$$

Выражение в круглых скобках формулы (8.18) не должно быть менее 0.

Для элементов решетки неквадратного сечения в левую часть формулы (8.18) вводят множитель $(1+d/d_b)/2$.

Прочность сварных швов, прикрепляющих элементы решетки к поясу, проверяют:

а) в узлах, указанных в С.2.2, при углах примыкания $\alpha = 40-50^\circ$ по формуле

$$\left(N + \frac{0,5M}{d_b} \right) \frac{0,75+0,01D/t}{\beta_f k_f \gamma_c R_{wf} (2d_b/\sin \alpha + d)} \leq 1, \quad (8.19)$$

где β_f, k_f, R_{wf} принимают согласно требованиям [34, разд. 15];

б) в узлах, указанных в С.2.3, по формуле

$$\left(N + \frac{0,5M}{d_b} \right) \frac{[1+0,01(3+5d/D-0,1d_b t_d)D/t] \sin \alpha}{4\beta_f k_f d_b \gamma_c k R_{wf}} \leq 1; \quad (8.20)$$

в) сварные швы, выполненные при наличии установочного зазора, равного $(0,5-0,7)t_d$, с полным проплавлением стенки профиля рассчитывают как стыковые.

8. Конструкция и расчет стропильных ферм

Сечения элементов поясов и решетки назначаются из расчета фермы по шарнирной схеме. Схема фермы приведена на рис. 8.20, а.

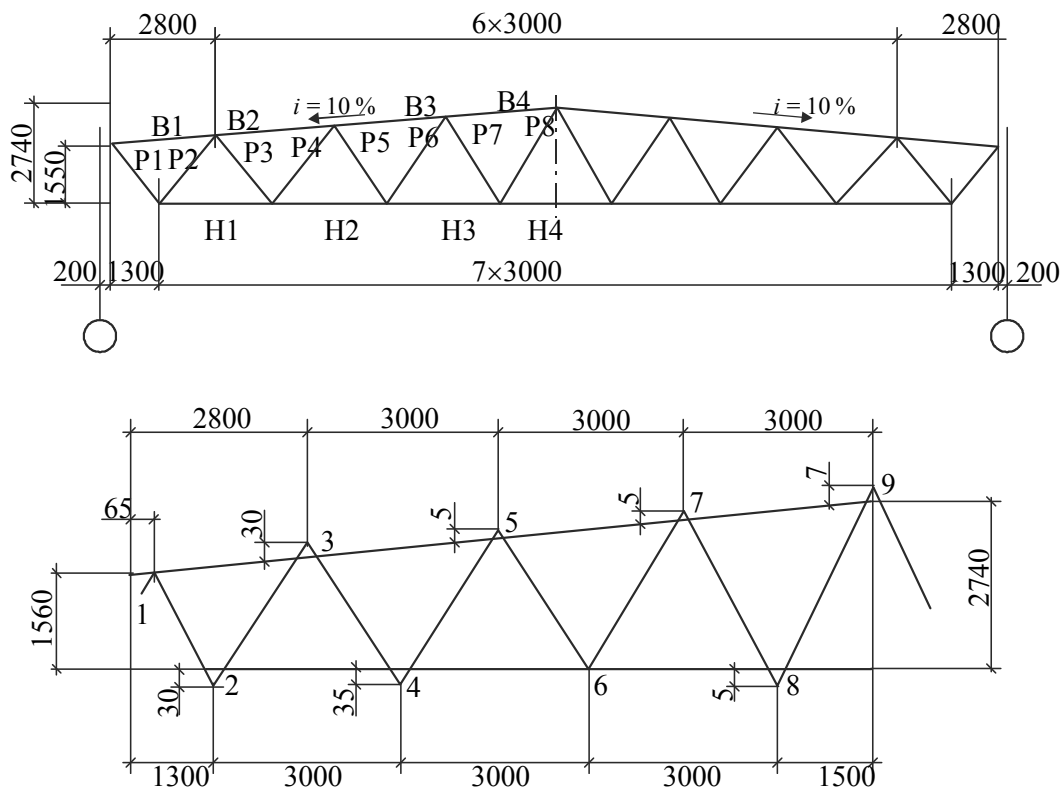


Рис. 8.20. Расчетная схема стропильной фермы из гнуто-сварных профилей

После определения усилий по этой схеме подбирают сечения стержней, как это было в подразд. 8.1. Расчетные длины на этом этапе принимаются по СНиП II-23-81*. При разработке узлов следует учитывать их особенности, изложенные ниже.

Основные правила конструирования ферм из ГСП

1. Отношение высоты поясов к толщине стенки принимается не более 45, для раскосов – не более 60.
2. Для удобства наложения сварных швов ширина элементов решетки принимается не более $D - 2(t + t_d)$.
3. Для элементов решетки d принимается не менее 0,6 размера пояса D .
4. Углы примыкания раскосов должны быть не менее 30° .
5. Заводские стыки элементов выполняются встык на остающейся подкладке. Толщина элементов принимается не менее 3 мм.
6. Монтажные стыки выполняются фланцевыми на высокопрочных болтах.
7. Опорные ребра рекомендуется выполнять со срезанными углами, чтобы ширина опирания не превышала 120–150 мм.
8. При беспрогонном опирании на пояс стального профнастила крепление его к поясу саморезными болтами следует выполнять с шагом не более 400 мм.

В соответствии с этими правилами конструирования прочерчивают узлы фермы. Расстояние между носками раскосов на этом этапе принимают 20 мм. По результатам построе-

ния узлов принимают величины расцентровки стержней. Так производится уточнение расчетной схемы (рис. 8.20, б).

Расчет уточненной схемы выполняется на ЭВМ с учетом всех возможных сочетаний нагрузок и их фактического характера приложения. Из расчета получают усилия в стержнях: продольные силы N , изгибающие моменты в начале и в конце стержня M_n и M_k от жесткости узлов и расцентровок. Проверка прочности выполняется по формулам внецентренного растяжения:

– в упруго-пластической стадии

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn} R_y \gamma_c} \leq \gamma_n; \quad (8.23)$$

– в упругой стадии

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x \cdot y}{J_{xn}} + \frac{M_y}{J_{yn}} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}. \quad (8.24)$$

Проверка устойчивости по формулам внецентренного сжатия (7.3) и (7.4).

При проверке устойчивости значения изгибающего момента принимаются только от расцентровки.

На завершающем этапе расчета следует учесть корректировку расчетных длин согласно [20]. При беспрогонных покрытиях расчетная длина панелей верхних поясов принимается

$$l_{ef} = \mu l, \quad (8.25)$$

где $\mu = 0,65 \sqrt{\frac{n \cdot 10^3 + 1}{n \cdot 10^3 + 0,43}}$ – при равномерно распределенной нагрузке для панели, не граничащей с шарнирным узлом;

$\mu = 0,8 \sqrt{\frac{n \cdot 10^3 + 1}{n \cdot 10^3 + 0,65}}$ – для панели, граничащей с шарнирным узлом или не загруженной распределенной нагрузкой;

$n = \frac{qH}{2N}$ – параметр распределенной нагрузки $\left(0 \leq n \leq \frac{H_t H}{L^2} \right)$; q – распределенная нагрузка на пояс; N – продольная сила; H – высота сечения пояса; L – пролет фермы; H_t – высота фермы по осям поясов.

Проверку жесткости фермы можно выполнить по формулам (8.1).

Допускается упрощенный расчет фермы из ГСП: верхний пояс рассматривается как неразрезная балка, опертая на узлы фермы.

Значения моментов в поясах можно приближенно определить по формулам при сосредоточенной силе в середине пролета

$$M = \frac{Fd}{4} 0,9. \quad (8.26)$$

При равномерно распределенной нагрузке пролетный момент

$$M_1 = \frac{qd_1^2}{10} \text{ – в крайней панели;} \quad (8.27)$$

$$M_i = \frac{qd_i^2}{12} \text{ – в промежуточных панелях;} \quad (8.28)$$

$$M_j = \frac{qd_j^2}{18} - \text{узловой момент}, \quad (8.29)$$

где q – распределенная нагрузка на ферму (профнастил без прогонов); d – длина панели.

Расцентровку в узлах можно учесть узловым моментом

$$M = (N_1 - N_2)e, \quad (8.30)$$

где N_1 и N_2 – усилия в смежных панелях пояса.

Рассмотрим пример расчета узла стропильной фермы из ГСП с использованием формул (8.14) – (8.20) (рис. 8.21)

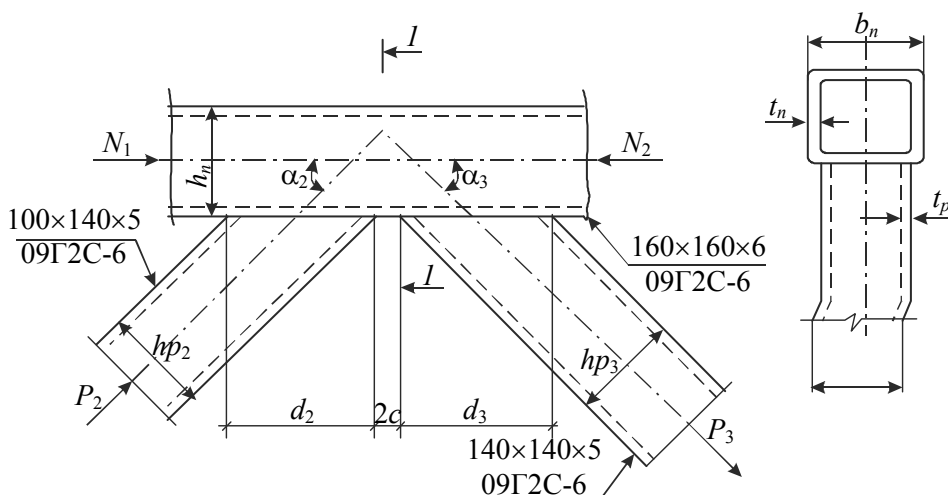


Рис. 8.21. Узел крепления раскосов к верхнему поясу стропильной фермы из замкнутых гнуто-сварных профилей

В узле фермы проверяются:

1. Прочность на продавливание (вырывание) участков полок пояса, контактирующих с элементами решетки, проверяется по формуле

$$\left| N_p \right| + \frac{1,5M_p}{h_p} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d \gamma_D R_{yn} t_n^2 (d + c + \sqrt{2b_n f})}{\left(0,4 + 1,8 \frac{c}{d} \right) f \sin \alpha};$$

$$N_{p2} = -458 \text{ кН}; \quad M_{p2} = -9,569 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad R_{yn} = 330 \cdot 10^6 \text{ кПа}; \quad N_{B2} = -741 \text{ кН}; \quad b_n = h_n = 0,16 \text{ м};$$

$$t_n = 0,006 \text{ м}; \quad h_{p2} = 0,10 \text{ м}; \quad t_{p2} = 0,005 \text{ м}; \quad 2c = 0,023 \text{ м}; \quad \alpha_2 = 46^\circ; \quad \sin \alpha_2 = 0,7193;$$

$$d_2 = \frac{0,1}{0,7193} = 0,139 \text{ м}; \quad A_n = 37,01 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2; \quad A_{p2} = 23 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

$$A_{p3} = 21,76 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2; \quad \gamma_c = 0,95; \quad \gamma_d = 1 \text{ (продавливание)}.$$

$$\left| \frac{N_{B2}}{A_n R_{yn}} \right| = \frac{741}{37,01 \cdot 10^{-4} \cdot 330 \cdot 10^6} = 0,61; \quad \gamma_D = 1,5 - 0,61 = 0,89;$$

$$f = \frac{b_n - b_{p2}}{2} = \frac{0,16 - 0,14}{2} = 0,01;$$

$$y_1 = |N_{p2}| + \frac{1,5M_{p2}}{h_{p2}} = 456 + \frac{1,5 \cdot 0,569}{0,10} = 466,5 \text{ кН};$$

$$y_2 = \frac{\gamma_c \gamma_d \gamma_D R_{yn} t_n^2 (d_2 + c + \sqrt{2b_n f})}{\left(0,4 + 1,8 \frac{c}{d}\right) f \sin \alpha_2} =$$

$$= \frac{0,95 \cdot 1 \cdot 0,89 \cdot 330 \cdot 10^6 \cdot 0,006^2 (0,139 + 0,0115 + \sqrt{2 \cdot 0,16 \cdot 0,01})}{\left(0,4 + 1,8 \frac{0,0115}{0,139}\right) 0,01 \cdot 0,7193} = 6842 \text{ кН}; y_1 < y_2.$$

Узел по продавливанию проходит.

2. Устойчивость боковой стенки пояса в месте сжатого раскоса $\frac{b_{p2}}{b_n} = \frac{0,14}{0,16} = 0,875 > 0,85$ –

проверка требуется и производится по формуле $N_p \leq 2\gamma_c \gamma_t K R_{yn} t_n \frac{b_n}{\sin^2 \alpha_2}$;

$$N_{p2} = -458 \text{ кН}; \gamma_c = 0,95; \frac{h_n}{t_n} = \frac{0,16}{0,006} = 26,67 > 25 \rightarrow \gamma_t = 0,8;$$

$$\frac{h_n}{t_n} < 40 \rightarrow K = 1 - 2 \cdot 0,95 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 330 \cdot 10^3 \cdot 0,006 \frac{0,16}{0,7193^2} = 931 \text{ кН} > N_{p2}.$$

Узел по устойчивости боковой стенки проходит.

3. Прочность элемента решетки в зоне примыкания к поясу проверяется по формуле

$$|N_p| + \frac{0,5|M_p|}{h_p} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d K R_{yp} A_p}{1 + 0,013 b_n / t_n} z :$$

а) Раскос P2 – 100×140×5 09Г2С-6, $h_b \neq b_p$, поэтому

$$z = \frac{2}{3} \left(1 + \frac{1}{1 + b_p / h_p} \right); \frac{b_p}{t_p} = \frac{0,14}{0,005} = 28 < 40 \rightarrow K = 1; \gamma_c = 1; \gamma_d = 1.$$

$$R_{yp} = 330 \cdot 10^6 \text{ кПа}; \frac{b_n}{t_n} = \frac{0,16}{0,006} = 26,67; A_{p2} = 23 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

$$z = \frac{2}{3} \left(1 + \frac{1}{1 + 0,14 / 0,1} \right) = 0,944;$$

$$y_1 = 458 + \frac{0,5 \cdot 0,569}{0,10} = 460,8 \text{ кН};$$

$$y_2 = \frac{1 \cdot 1 \cdot 330 \cdot 10^3 \cdot 23 \cdot 10^{-4}}{1 + 0,013 \cdot 26,67} 0,944 = 532 \text{ кН}; y_1 < y_2.$$

Узел по прочности раскоса P2 проходит.

б) Раскос P3 – 140×140×4 09Г2С-6:

$$N_{p3} = 271,7 \text{ кН}; M_{p3} = 3,42 \text{ кН} \cdot \text{м}; R_{yp} = 350 \cdot 10^6 \text{ кПа}; A_{p3} = 21,76 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

$$h_p = b_p \rightarrow z = 1; \frac{h_p}{t_p} = \frac{0,14}{0,004} = 35 < 40 \rightarrow K = 1; \gamma_c = 1; \gamma_d = 1,2 \text{ (вырывание)};$$

$$y_1 = 271 + \frac{0,5 \cdot 3 \cdot 42}{0,14} = 283,2 \text{ кН}; y_2 = \frac{1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 330 \cdot 10^6 \cdot 21,76 \cdot 10^{-4}}{1 + 0,013 \cdot 26,67} = 640 \text{ кН}; y_1 < y_2.$$

Узел по прочности раскоса P3 проходит.

4. Прочность сварных швов прикрепления раскосов проверяется по формуле

$$\frac{\left(|N_p| + \frac{0,5M_p}{h_p} \right) \left(0,75 + 0,01 \frac{b_n}{t_n} \right)}{\beta_f k_f \left(\frac{2h_p}{\sin \alpha} + b_n \right)} \leq \gamma_c R_{wf} \gamma_{wf}.$$

Раскос P2:

$$\beta_f = 0,9; k_f = 0,006 \text{ м}; \gamma_{wf} = 1; R_{wf} = 215 \cdot 10^3 \text{ кПа}; h_{p2} = 0,1 \text{ м}; b_{p2} = 0,14 \text{ м}; \sin \alpha_2 = 0,7193.$$

$$\left| N_{p2} \right| + \frac{0,5 |M_{p2}|}{h_{p2}} = 460,8 \text{ кН (из расчета п. 3а)};$$

$$y_2 = \gamma_c R_{wf} \gamma_{wf} = 1 \cdot 215 \cdot 10^3 \cdot 1 = 215 \cdot 10^3 \text{ кПа};$$

$$y_1 = \frac{460,8(0,75 + 0,01 \cdot 26,67)}{0,9 \cdot 0,006 \left(\frac{0,10 \cdot 2}{0,7193} + 0,14 \right)} = 200,1 \cdot 10^3 \text{ кПа}; y_1 < y_2.$$

Прочность прикрепления раскоса P2 обеспечена.

Конструктивное решение узлов стропильных ферм типа «Молодечно» представлено на рис. 8.22 и 8.23, а узлы их опирания на колонну – на рис. 8.24. Промежуточным элементом является надколонник из широкополочного двутавра. Он высокопрочными болтами крепится к оголовку колонны каркаса. На противоположном торце надколонника приварен тавровый корытш. Стропильная ферма своим опорным ребром устанавливается на горизонтальную пластину таврового корытша, а к вертикальной его пластине сбоку крепится болтами. В ортогональном направлении (разрез 1-1 рис. 8.24) на опорный столик надколонника устанавливается подстропильная ферма из ГСП. Схема этой фермы показана на рис. 2.11.

Связи по фермам проектируют также из ГСП. Расчет и конструирование их следует выполнять согласно [20, пп. 15.16–15.19]. Проверяется несущая способность связей при растяжении и сжатии элементов, прочность и устойчивость узлов связей и сварных соединений.

Укрупнительная сборка отправочных марок производится посредством фланцевых соединений на высокопрочных болтах. Расчет их следует выполнять согласно рекомендациям [28] или [20, разд. 27]. Проектирование, изготовление и монтаж ферм из ГСП следует выполнять с учетом требований ГОСТ 27579–88 [4].

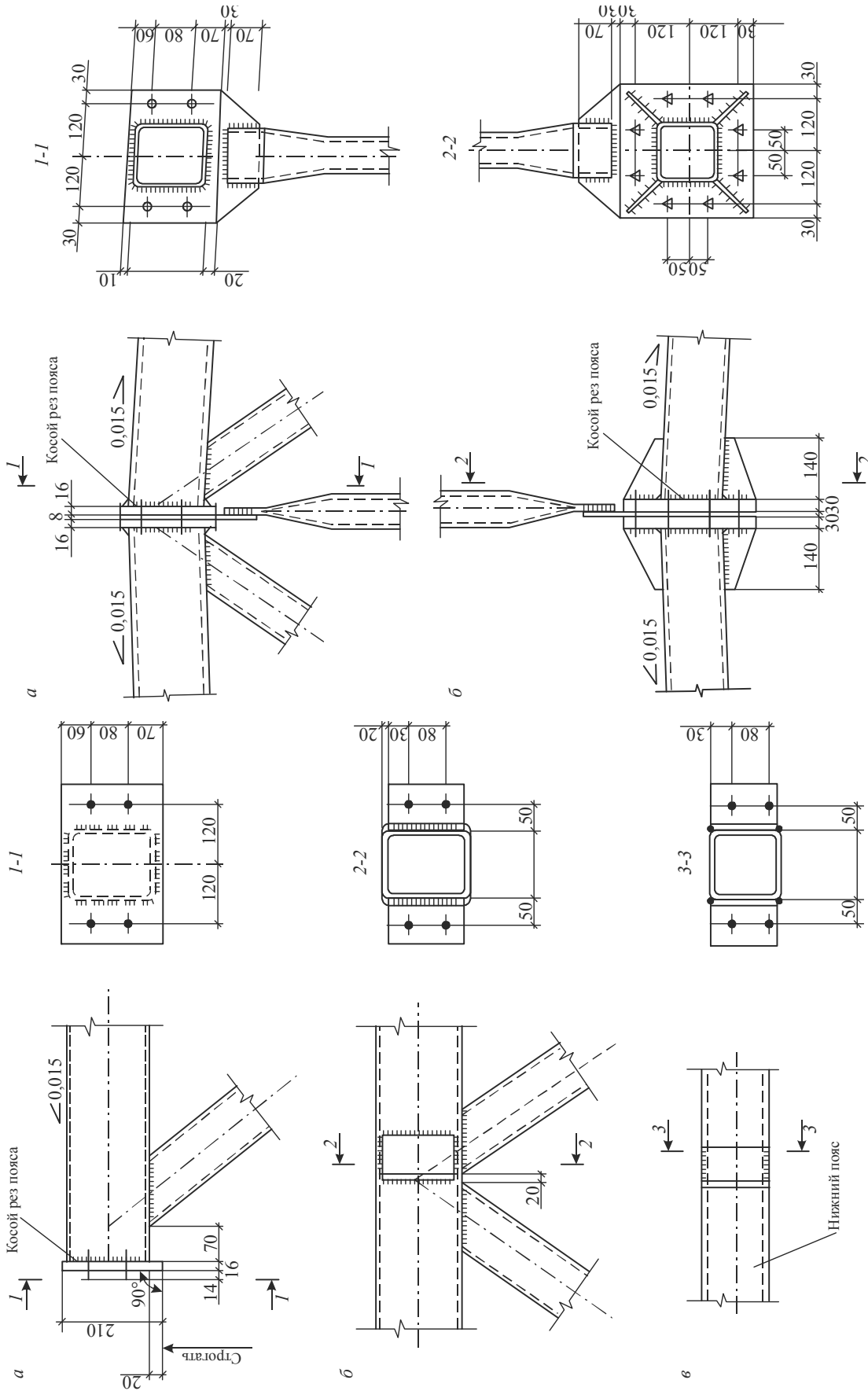


Рис. 8.23. Узлы фермы из гнуто-сварных профилей:
 а – стык сжатого пояса; б – стык растянутого пояса

Рис. 8.22. Узлы фермы из гнуто-сварных профилей
 а – опорный узел; б – узел примыкания раскосов; в – узел крепления вертикальных связей

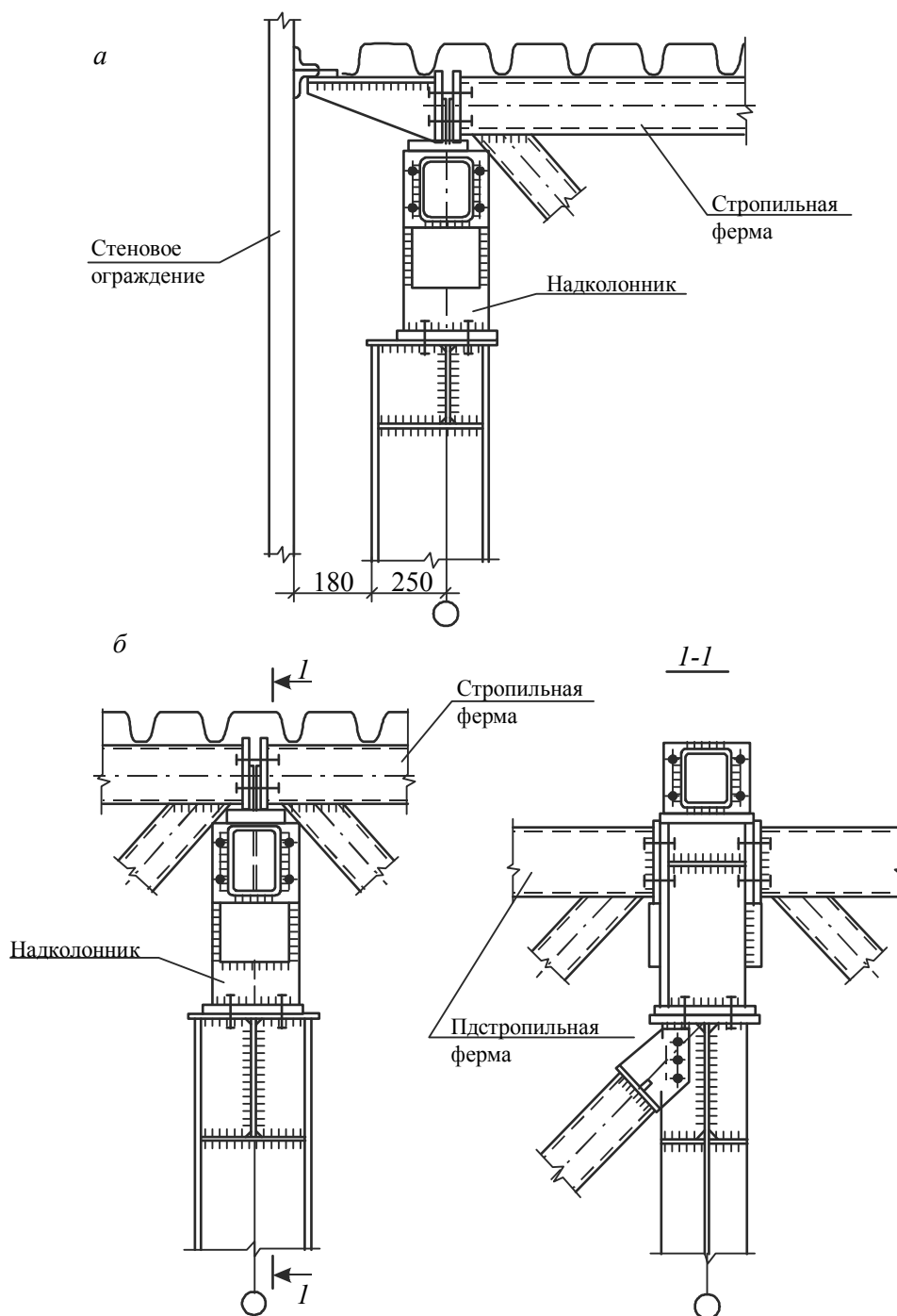


Рис. 8.24. Узлы опирания стропильных ферм типа «Молодечно» на колонны:
 а – крайнего ряда; б – среднего ряда

8.2.2. Фермы из круглых труб

Типовые конструкции покрытий с фермами из круглых труб приведены в сериях 1.460.3-17 и 1.460-5. Пролеты их 18,24 и 30 м, высота 2,9 м. Уклон кровли 1,5 % создается за счет разной высоты опорных столиков под прогоны. Схемы типовых конструкции приведены на рис. 8.25. Конструкции узлов – на рис. 8.26.

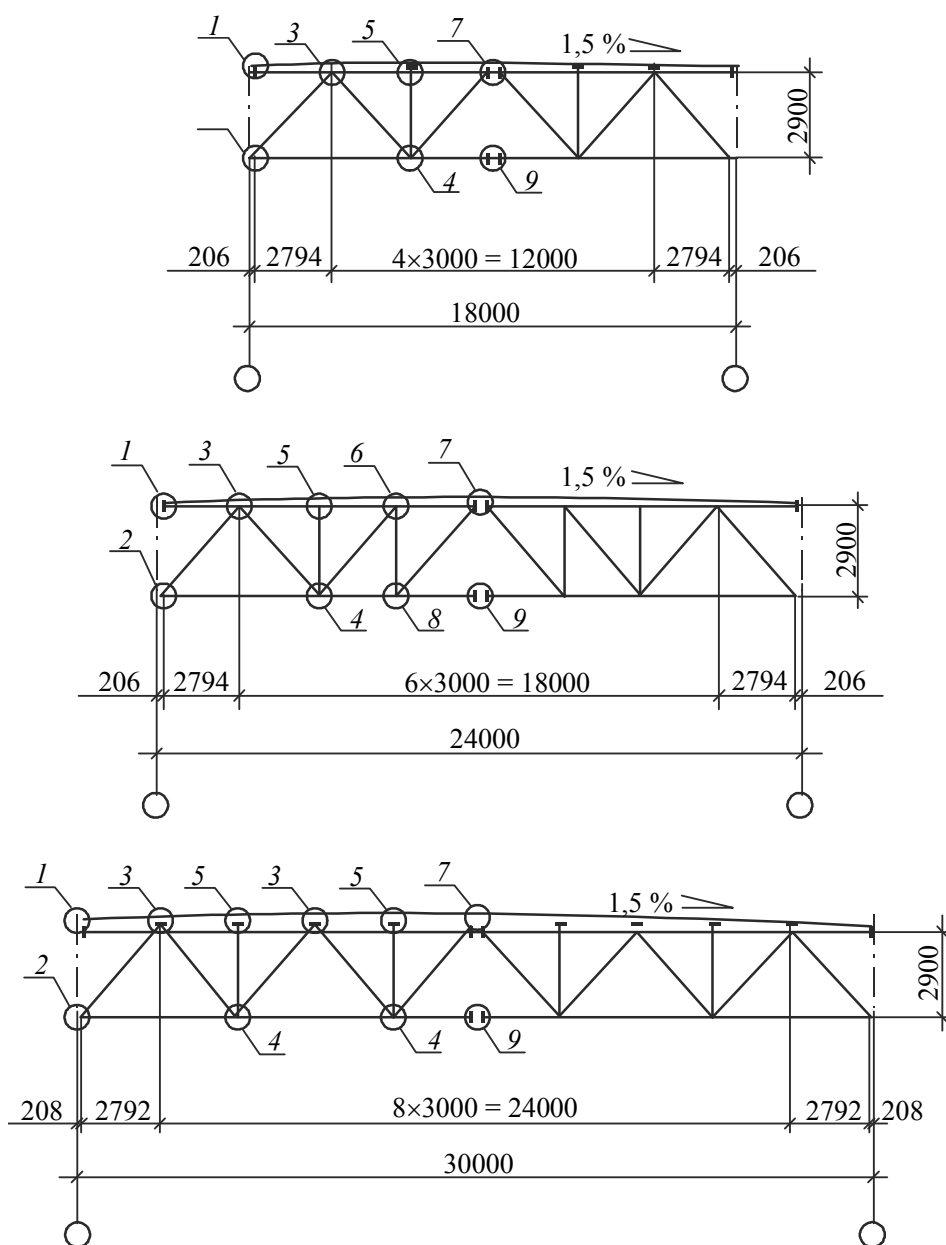


Рис. 8.25. Схемы стропильных ферм из круглых труб

Пояса проектируют постоянного сечения по всей длине. Монтажные стыки фланцевые: в нижних растянутых поясах – на высокопрочных болтах, в верхних – на обычных болтах. Для элементов ферм используют трубы по ГОСТ 10704–91 (табл. П.5.9).

Расчетные усилия N и M определяют, как в п. 8.2.1. При этом расцентровку учитывают по (8.30): $M = (N_1 - N_2)e$.

Этот момент от эксцентриситета распределяется пропорционально погонной изгибной жесткости примыкающих к узлу стержней

$$M_i = \frac{M \cdot n_i}{\sum n_i},$$

где $n_i = \frac{EJ_i}{l_i}$ – погонная изгибная жесткость i -го стержня.

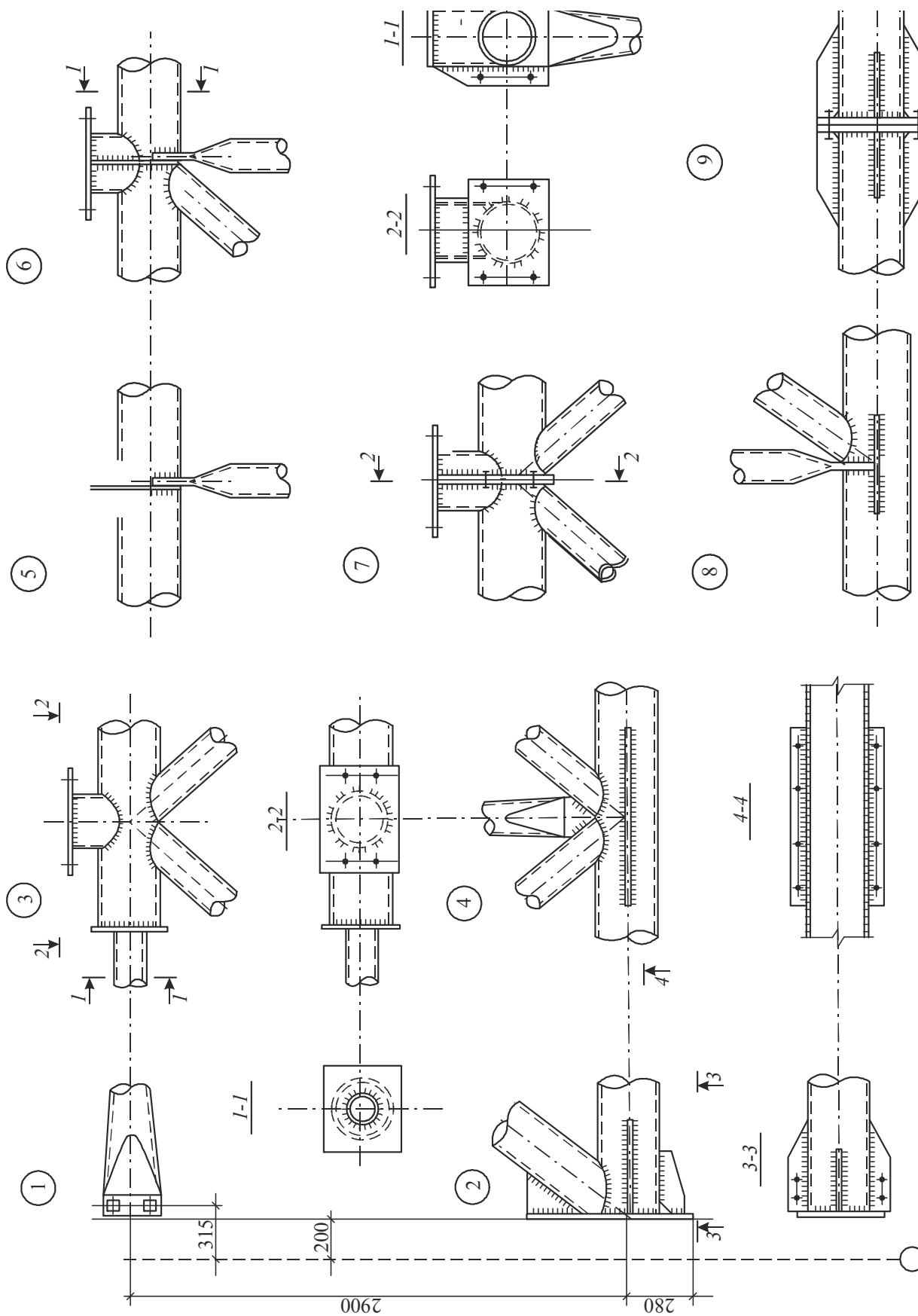


Рис. 8.26. Узлы стропильных ферм из круглых труб

Подбор элементов фермы и проверка их сечений выполняются, как и ранее, по формулам (7.3) и (7.4), (8.3) и (8.4). При этом расчетные длины для оценки устойчивости принимаются по табл. 8.5.

Таблица 8.5

Расчетные длины l_{ef} стержней трубчатой фермы

Вид фермы	Пояс	Опорные раскосы и стойки	Прочие элементы решетки
Из круглых труб: с прикреплением элементов решетки к поясам впритык:			
в плоскости фермы	l	l	$0,9l$
то же из плоскости фермы	l_1	l	$0,9l$
при сплюснутых концах труб решетки:			
в плоскости фермы	l	l	$0,9l$
из плоскости фермы	l_1	l	l
при сплюснутых концах труб решетки в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы:			
в плоскости фермы	l	l	l
из плоскости фермы	l_1	l	$0,9l$
Из гнуто-сварных прямоугольных труб:			
в плоскости фермы	l	l	$0,9l_2$
из плоскости фермы	l_1	l	
Из труб, сваренных из прокатных уголков:			
в плоскости фермы	l	l	$0,9l_2$ при $\beta \geq 0,7$
из плоскости фермы	l_1	l	$0,95l_2$ при $\beta < 0,7$

Примечание. l – геометрическая длина стержня (расстояние между центрами узлов); l_1 – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы; l_2 – геометрическая длина элементов раскосов, равная расстоянию между вершинами острых углов примыкания к поясам, спроектированным на ось раскоса; $\beta = b_d/b_f$ – ширина трубы раскоса; β_f – то же пояса.

При конструктивном расчете необходимо соблюдать следующие рекомендации:

- разница в толщине стенок при одинаковом диаметре труб должна быть не менее 1,5 мм;
- минимальная толщина стенок труб поясов и опорных раскосов 3 мм, элементов решетки 2,5 мм;

- отношение диаметра трубы раскосов к диаметру трубы пояса не менее 0,5;

- отношение диаметра трубы к толщине ее стенки должно быть не более 30;

- коэффициенты условия работы γ_c принимаются равными:

при проверке прочности элементов решетки 0,8;

при проверке элементов со сплюснутыми концами $\gamma_c = 1,3 - 0,015 \frac{d_{mp}}{t_{mp}}$, но не более 0,8

и не менее 0,4.

Расчетные схемы узлов стропильных ферм представлены на рис. 8.27. Оценка несущей способности узлов сводится к оценке прочности пояса при примыкании к нему стержней решетки, а также к расчету сварных швов в узлах их сопряжения.

Согласно [22, (3.12)] прочность пояса обеспечена, если

$$\sigma_f = \frac{(D_f / t_f)^{0,8} (d_d / D_f)^{0,2}}{k_\gamma D_d t_f} \left(\frac{|N_d| k_\alpha}{11,42 k_\phi m k_p} + \frac{M_x k_b}{9,31 D_d} \right) \leq R_y \gamma_c, \quad (8.31)$$

где N_d и M_x – усилия в примыкающем раскосе с учетом жесткости узла. Здесь же отмечено, что влияние M_x незначительно и прочность можно оценить по упрощенной формуле

$$\sigma_f = \frac{(D_f / t_f)^{0,8} (d_d / D_f)^{0,2} |N_d| k_\alpha}{2k_\phi k_p k_\gamma A_d} \leq R_y \gamma_c, \quad (8.32)$$

где A_d – площадь примыкающего стержня; $k_\gamma = (D_f / D_d) \arcsin(D_d / D_f)$; $k_\phi = 1,5 - 2c / D_f$ при $c \geq 20$ мм, $k_\phi = 1$ для Т-образных узлов; $k_p = 1$ при $N_d < 0$; $k_p = 1,6(1 - 0,3D_d / D_f)$ при $N_d \geq 0$; $k_\alpha = (\sin \alpha)^{1,5}$; $\gamma_c = 1$ при $\frac{R_{yn}}{R_{un}} \leq 0,7$ и $\gamma_c = 0,9$ при $\frac{R_{yn}}{R_{un}} > 0,7$.

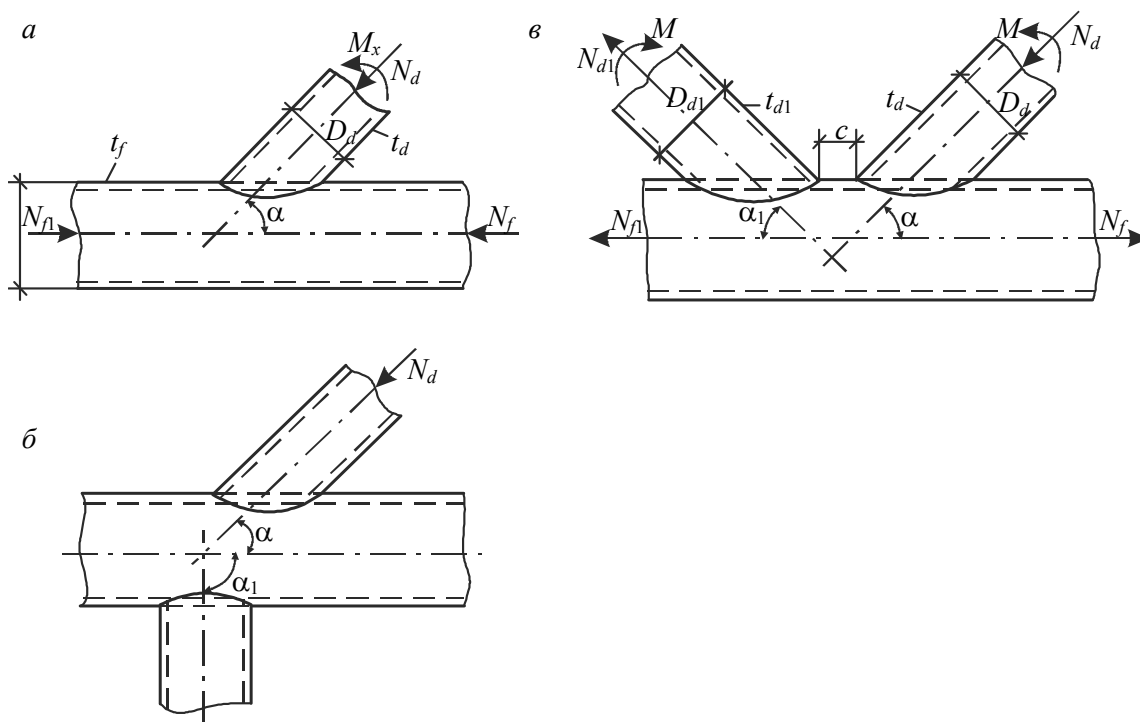


Рис. 8.27. Расчетные схемы узлов фермы из круглых труб:

а – сопряжение пояса и одиночного раскоса; б – сопряжение пояса с двусторонними стержнями; в – сопряжение пояса с двумя раскосами

Если условие прочности (8.32) не выполняется, то необходимо увеличить либо толщину трубы пояса t_f при одновременном уменьшении D_f , либо D_d / D_f за счет увеличения D_d при одновременном снижении t_d .

Для сопряжения элементов решетки с поясами выполняется фигурный рез со снятием фаски или без подварки корня. Расчет шва производится по формуле

$$\sigma = N / A_d \leq 0,85 R_{wy} \gamma_c, \quad (8.33)$$

где A_d – площадь элемента решетки.

В трубах без разделки кромок участок шва у тупого угла можно рассматривать как стыковой, остальные – как угловые:

$$\tau_w = \frac{N}{\beta_f k_f l_w} \leq R_w \gamma_w \gamma_c, \quad (8.34)$$

где $\gamma_c = 0,85$; k_f – катет шва, равный толщине трубы;

$$l_w = 0,5\pi D_d \xi \left[1,5(1 + \operatorname{cosec}\alpha) - \sqrt{\operatorname{cosec}\alpha} \right]; \quad (8.35)$$

$$\xi = 1 + 0,22\beta^5; \quad \beta = \frac{D_d}{D_f}.$$

Примеры расчета

Оценить несущую способность узлов стропильной фермы из круглых труб.

Исходные данные.

Конструкция узлов – на рис. 8.28 и 8.29.

Материал труб фермы – сталь ВСтЗпс с $R_y = 235$ МПа и $R_m = 370$ МПа.

Сварка элементов – полуавтоматическая в среде углекислого газа, сварочная проволока – Св-08Г2С диаметром 1,4–2 мм ($R_{wf} = 200$ МПа), $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$, $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$.

1. Расчет опорного узла (рис. 8.28).

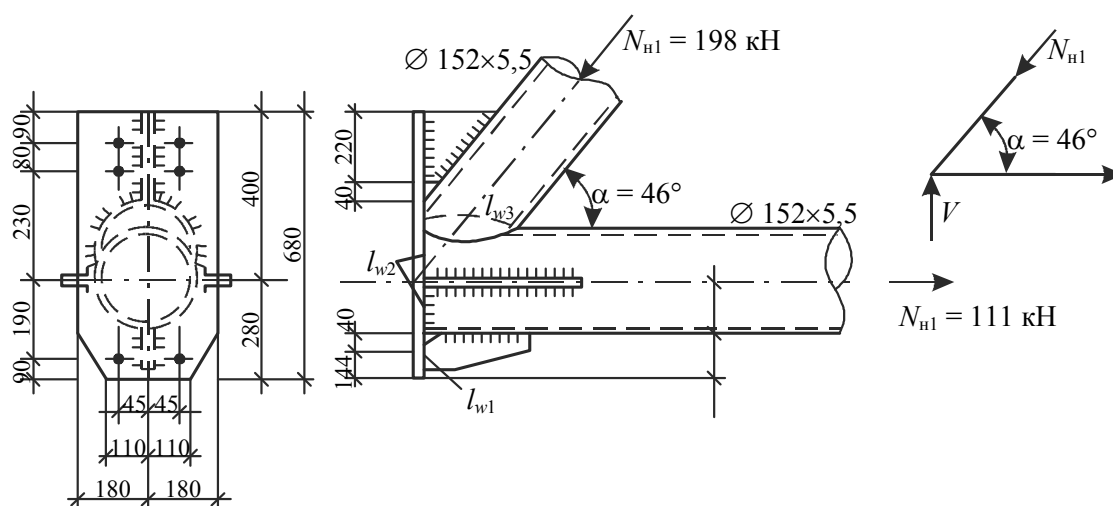


Рис. 8.28. Нижний опорный узел трубчатой фермы

Проверяем прочность сварных швов, прикрепляющих нижний пояс фермы к опорному фланцу, без учета разгружающего действия опорного раскоса. При расчете по металлу шва

$$\sigma_{wf} = \frac{N_{H1}}{\beta_f k_f \sum l_w} = \frac{111 \cdot 10}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 145,2} = 14,2 \text{ МПа} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 200 \cdot 1 \cdot 0,85 = 170 \text{ МПа},$$

где $N_{H1} = 111$ кН, $k_f = 6$ мм, $\sum l_w = 2l_{w1} + l_{w2} + l_{w3} + 2l_{w4} = 2(14,2 - 1) + 47,7 + 28,7 + 2(22 - 1) = 145,2$ см.

Здесь $l_{w2} = \pi D_{H1} = 3,14 \cdot 15,2 = 47,7$ см; l_{w3} – длина шва по торцу реза раскоса, примыкающего к фланцу (примерно половина от полного сечения), определяемая по формуле

$$l_{w3} = 0,5(a + b + 3\sqrt{a^2 + b^2}) = 0,5(10,6 + 7,6 + 3\sqrt{10,6^2 + 7,6^2}) = 28,7 \text{ см};$$

$$a = d_{p1} / (2 \sin \alpha) = 15,2 / (2 \sin 46^\circ) = 10,6 \text{ см}; \quad b = d_{p1} / 2 = 15,2 / 2 = 7,6 \text{ см}.$$

При расчете по металлу границы сплавления

$$\sigma_{wz} = \frac{N_{н1}}{\beta_z k_f \sum l_w} = \frac{111 \cdot 10}{1,05 \cdot 0,6 \cdot 145,2} = 12,1 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 0,45 \cdot 370 \cdot 1 \cdot 0,85 = 141,5 \text{ МПа}.$$

Прикрепление опорного раскоса к поясу проверяем:

– по металлу шва

$$\sigma_{wf} = \frac{N_{p1}}{\beta_f k_f l_w} = \frac{198 \cdot 10}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 61} = 60,1 \text{ МПа} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 200 \cdot 1 \cdot 0,85 = 170 \text{ МПа},$$

где $N_{p1} = 198 \text{ кН}$; $k_f = 6 \text{ мм}$; $l_w = 0,75(a + b + 3\sqrt{a^2 + b^2}) = 0,75(10,6 + 15,2 + 3\sqrt{10,6^2 + 15,2^2}) = 61 \text{ см}$;

$$b = d_{p1} / 2 \left[3 - (d_{p1} / D_{н1})^2 \right] / \left[2 - (d_{p1} / D_{н1})^2 \right] = \\ = 15,2 / 2 \left[3 - (15,2 / 15,2)^2 \right] / \left[2 - (15,2 / 15,2)^2 \right] = 15,2 \text{ см};$$

– по металлу границы сплавления

$$\sigma_{wz} = \frac{N_{p1}}{\beta_z k_f l_w} = \frac{198 \cdot 10}{1,05 \cdot 0,6 \cdot 61} = 51,5 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 0,45 \cdot 370 \cdot 1 \cdot 0,85 = 141,5 \text{ МПа}.$$

Проверка прочности нижнего пояса в зоне примыкания сжатого опорного раскоса:

$$\sigma_f = \frac{(D_f / t_f)^{0,8} (t_d / t_f)^{0,2} |N_d| k_\alpha}{2k_\phi k_p k_\gamma A_d} = \frac{(D_{н1} / t_{н1})^{0,8} (t_{p1} / t_{н1}) |N_{p1}| k_\alpha}{2k_\phi k_p k_\gamma A_d} = \\ = \frac{(152 / 5,5)^{0,8} (5,5 / 5,5) 0,61 \cdot 198 \cdot 10}{2 \cdot 1 \cdot 1 (3,14 / 2) 25,3} = 216 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 235 \text{ МПа}.$$

Здесь $k_\alpha = (\sin \alpha)^{1,5} = (\sin 46^\circ)^{1,5} = 0,61$; $k_\gamma = (D_f / D_d) \arcsin(D_f / D_d) = (D_{н1} / D_{p1}) \arcsin(D_{н1} / D_{p1}) = 1 \arcsin 1 = \pi / 2$; $A_{p1} = 25,3 \text{ см}^2$ (смотрите сортамент, ГОСТ 10704–76*).

2. Расчет бесфасоночного узла верхнего пояса (рис. 8.29) с узловой нагрузкой.

Проверяем прочность сварных швов, прикрепляющих раскосы P1 и P2 к верхнему поясу:

– по металлу шва

$$\sigma_{w,p1} = \frac{N_{p1}}{\beta_f k_f l_w} = \frac{198 \cdot 10}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 81,4} = 45 \text{ МПа} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 200 \cdot 1 \cdot 0,85 = 170 \text{ МПа},$$

где $k_f = 6 \text{ мм}$; $l_w = a + b + 3\sqrt{a^2 + b^2} = 10,6 + 15,2 + 3\sqrt{10,6^2 + 15,2^2} = 81,4 \text{ см}$.

Здесь $a = 10,6 \text{ см}$; $b = 15,2 \text{ см}$ (см. расчет опорного узла);

$$\sigma_{w,p2} = \frac{N_{p2}}{\beta_f k_f l_w} = \frac{138 \cdot 10}{0,9 \cdot 0,4 \cdot 63,6} = 60,3 \text{ МПа} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 200 \cdot 1 \cdot 0,85 = 170 \text{ МПа},$$

где $k_f = 4 \text{ мм}$; $l_w = a + b + 3\sqrt{a^2 + b^2} = 9,1 + 11,2 + 3\sqrt{9,1^2 + 11,2^2} = 63,6 \text{ см}$, так как

$$a = d_{p2} / (2 \sin \alpha_2) = 12,7 / (2 \sin 2900 / 4170) = 9,1 \text{ см};$$

$$b = d_{p2} / 2 \left[3 - (d_{p2} / D_{b1})^2 \right] / \left[2 - (d_{p2} / D_{b1})^2 \right] = \\ = 12,7 / 2 \left[3 - (12,7 / 15,2)^2 \right] / \left[2 - (12,7 / 15,2)^2 \right] = 11,2 \text{ см};$$

– по металлу границы сплавления

$$\sigma_{w,p1} = \frac{N_{p1}}{\beta_z k_f l_w} = \frac{198 \cdot 10}{1,05 \cdot 0,6 \cdot 81,4} = 38,6 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 141,5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{w,p2} = \frac{N_{p2}}{\beta_f k_f l_w} = \frac{138 \cdot 10}{1,05 \cdot 0,4 \cdot 63,6} = 51,7 \text{ МПа} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 200 \cdot 1 \cdot 0,85 = 170 \text{ МПа}.$$

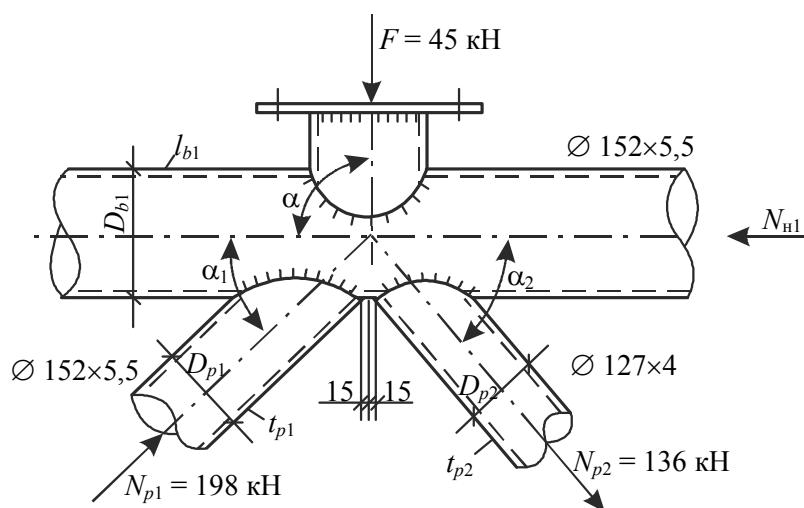


Рис. 8.29. Верхний узел трубчатой фермы

Проверка прочности пояса в узле:

– в месте примыкания сжатого раскоса

$$\sigma_f = \frac{(D_{b1} / t_{b1})^{0,8} (t_{p1} / t_{b1}) |N_{p1}| k_\alpha}{2 k_\phi k_p k_\gamma A_{p1}} = \\ = \frac{(152 / 5,5)^{0,8} (5,5 / 5,5) 0,61 \cdot 198 \cdot 10}{2 \cdot 1,03 \cdot 1 (3,14 / 2) 25,3} = 210 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 235 \text{ МПа},$$

где $k_\alpha = (\sin \alpha)^{1,5} = (\sin 2900 / 4030)^{1,5} = 0,61$; $k_\phi = 1,5 - 2c / D_{b1} = 1,5 - 2 \cdot 30 / 152 = 1,03$; $k_\gamma = (D_{b1} / D_{p1}) \arcsin(D_{b1} / D_{p1}) = (152 / 152) \arcsin(152 / 152) = 1 \arcsin 1 = \pi / 2$;

– в месте примыкания растянутого раскоса

$$\sigma_f = \frac{(D_{b1}/t_{b1})^{0,8} (t_{p2}/t_{b2}) |N_{p2}| k_\alpha}{2k_\phi k_p k_\gamma A_{p2}} =$$

$$= \frac{(152/5,5)^{0,8} (4/5,5) 0,59 \cdot 138 \cdot 10}{2 \cdot 1,03 \cdot 1,2 (1,2 \cdot 3,14/2) 15,5} = 116,7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 235 \text{ МПа},$$

где $k_\alpha = (\sin \alpha)^{1,5} = (\sin 2900/4170)^{1,5} = 0,59$; $k_p = 1,6(1 - 0,3D_{p2}/D_{b1}) = 1,6(1 - 0,3 \cdot 127/152) = 1,2$; $k_\gamma = (D_{b2}/D_{p2}) \arcsin(D_{p2}/D_{b2}) = (152/127) \arcsin(127/152) = 1,2\pi/2$; $A_{p2} = 15,5 \text{ см}^2$;

– в месте примыкания столика из трубы 152×5,5 мм

$$\sigma_f = \frac{(D_{b1}/t_{b1})^{0,8} (t_c/t_{b1}) |N_c| k_\alpha}{2k_\phi k_p k_\gamma A_c} = \frac{(152/5,5)^{0,8} (5,5/5,5) 1 \cdot 45 \cdot 10}{2 \cdot 1 \cdot 1 (3,14/2) 25,3} = 80,5 \text{ МПа} < 235 \text{ МПа},$$

где $k_\alpha = (\sin 90)^{1,5} = 1$; $k_\gamma = (D_{b1}/D_c) \arcsin(D_{b1}/D_c) = (152/152) \arcsin(152/152) = 1 \arcsin 1 = \pi/2$.

Прочность узла в зоне примыкания раскосов и столика обеспечена.

8.2.3. Фермы из двутавров

Фермы из двутавров применяются при пролетах 24–36 м. Схема таких ферм и узлы приведены на рис. 2.12 и 2.13. Пояса их изготавливаются из широкополочных двутавров, а решетка из ГСП или двутавров без фасонки примыкает к поясам.

Рассчитываются они по общим принципам, изложенным в подразд. 8.2, с учетом сжатия с изгиба. Моменты от узловых эксцентриситетов и жесткости узлов допускается учитывать по формуле

$$\frac{|N|}{A} + \frac{|M|}{W} \leq 1,3R_y \gamma_c. \quad (8.36)$$

При этом значения моментов от узловых эксцентриситетов должны удовлетворять условию

$$M_e \leq W \left(R_y - \frac{N}{A} \right),$$

где W , A , R_y принимаются для панели расцентрованного узла.

Если растянутые элементы решетки рассчитываются без учета M , следует принимать $\gamma_c = 0,85$. Устойчивость сжатых стержней при отсутствии в них поперечной нагрузки выполняется без учета изгибающих моментов (8.4). Расчетные длины можно принимать по табл. 8.5, а $\gamma_c = 0,85$.

При расчете узлов учитывают несущую способность участка стенки пояса, соответствующего сжатому элементу решетки и поперечного сечения пояса на сдвиг. Расчетные схемы узлов приведены на рис. 8.30.

В случае одностороннего примыкания к двутавровому поясу двух двутавровых элементов решетки или более с усилиями разных знаков (рис. 8.30, а, б), а также одного элемента

в опорных узлах (рис. 8.30, в) при $g \leq 15$ мм несущую способность полки пояса проверяют для каждого примыкающего элемента по формуле

$$\frac{\left(N + \frac{M}{d_b}\right)}{\frac{\gamma_c \gamma_D R_y t^2}{d} \left(\frac{2d_b}{\sin^2 \alpha} + \frac{D^2}{d_b} + \frac{2\sqrt{2D}}{\sin \alpha} \right) + R_{yd} (A_d - t_d d)} \leq 1, \quad (8.37)$$

где γ_D – коэффициент, определяемый по указаниям С.2.2 п. 8.2.1 [34].

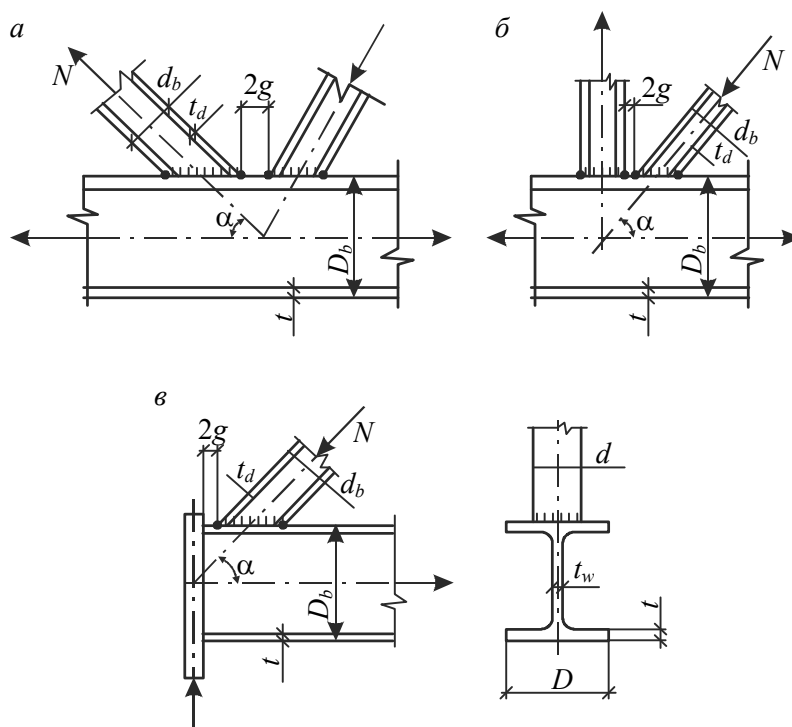


Рис. 8.30. Узлы ферм из двутавров:

а – К-образный при треугольной решетке; б – то же при раскосной решетке; в – опорный

Несущую способность участка стенки двутаврового пояса под действием сжатого двутаврового элемента решетки проверяют по формуле

$$N \sin^2 \alpha / (1,5 \gamma_c \gamma_D R_y d_b t_w) \leq 1, \quad (8.38)$$

где t_w – толщина стенки пояса.

Несущую способность поперечного сечения двутаврового пояса под воздействием поперечной силы в узле проверяют по формуле

$$Q / \{ \gamma_c R_s [A - (2 - \chi) D_t + (t_w + 2r) t] \} \leq 1, \quad (8.39)$$

где Q – поперечная сила в узле, равная меньшему из произведения $N \sin \alpha$; R_s – расчетное сопротивление сдвигу стали пояса; $\chi = 1 / \sqrt{1 + 16g^2 / (3t^2)}$; r – радиус закругления профиля пояса.

Несущую способность двутаврового элемента решетки вблизи примыкания к поясу проверяют по формуле

$$N(1+0,05d/t)/(\gamma_c\gamma_d R_{yd} A_d) \leq 1, \quad (8.40)$$

где γ_d – коэффициент, принимаемый по указаниям С.2.2 п. 8.2.1.

Сечение сварных швов, прикрепляющих элементы решетки к поясу, принимают соответственно прочности участков (полок, стенок) двутаврового элемента решетки.

Расчет узлов с раскосами из ГСП и с усилением пояса наклонными планками следует выполнять по указаниям [20, разд. 16]. Укрупнительные стыки ферм рекомендуется проектировать фланцевыми, как и всех остальных ферм, рассмотренных в подразд. 8.2. Горизонтальные связи крепятся к наружным полкам поясных двутавров.

Угловые швы на носках элементов решетки из ГСП при их толщине более 5 мм рекомендуется выполнять с предварительной подготовкой кромок. Расстояние между поперечными швами на полках поясов (2д на рис. 8.30) следует принимать не менее 5 мм в опорных узлах (рис. 8.30, в); в остальных случаях – не менее 20 мм.

8.2.4. Фермы из прямоугольных сварных труб

Прямоугольные и квадратные трубы образуются из прокатных уголков или швеллеров, сваренных продольными швами по перьям профилей. Такие стержни с замкнутыми сечениями образуются на заводах металлоконструкций обычными технологическими приемами в кондукторах с последующей сваркой автоматами. Схема таких ферм представлена на рис. 8.31, а конструкция узла – на рис. 8.32.

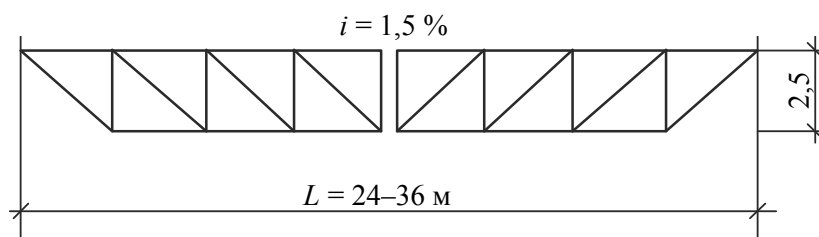


Рис. 8.31. Схема стропильной фермы

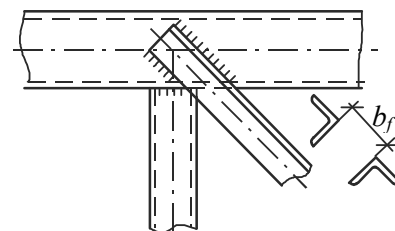


Рис. 8.32. Узел фермы

Пояса и раскосы выполняются из прямоугольных труб, растянутые раскосы – из уголков, приваренных внахлестку к поясам. Продольные поясные швы могут иметь минимальные катеты $k_f = 4-5$ мм и выполняются дугуговыми автоматами. По данным [22] такие трубы дороже уголков всего на 8–12 % (ГСП дороже уголкового проката на 20–30 %).

Расчет элементов таких ферм аналогичен расчету ферм из ГСП. Расчетные длины следует принимать по табл. 8.5. Особенностью расчета является оценка несущей способности узлов (рис. 8.32). Она определяется по формуле

$$P_0 = \eta c \psi A_f R_y, \quad (8.41)$$

где A_f – площадь пояса; ψ – коэффициент, зависящий от геометрических параметров трубы ($v = t_f / b_f, \beta = b_d / b_f$), $\psi = 0,47 + 1,2v - 1,84\beta(1 - \beta)$; c – коэффициент, учитывающий повышение несущей способности узла за счет использования пластической стадии работы до величины остаточных относительных деформаций 0,4 %, $c = 86,9v + 17,86\beta - 177,5v\beta - 290v^2 - 14,1\beta^2 + 146,8v\beta^2 - 4,56$; η – коэффициент, учитывающий повышение несущей способно-

сти узла за счет подкрепления боковых граней пояса, когда растянутые уголки раскосов привариваются к ним непосредственно, $\eta = 1,44 - 0,42\beta$.

Несущая способность обеспечена, если выполняется условие

$$P' / P_0 \leq \gamma_c \gamma_v, \quad (8.42)$$

где $\gamma_v = 1 - (1 - \alpha) |\sigma_f / R_y|$, $\sigma_f = \frac{N_f}{A_f}$.

Для растянутого пояса $\alpha = 0,62(1 + \beta) - 0,22\beta^2$, для сжатого $\alpha = 0,52 + 0,95\beta - 0,51\beta^2$.

Для прикрепления элементов решетки к поясам могут применяться как угловые, так и стыковые швы. Расчет их осуществляется по нормам. Неравномерность напряжений учитывается введением к расчетному сопротивлению сварного шва коэффициента $\xi = 1 / (2,16 - 6,5v - 0,54\beta + 3,8v\beta)$, длина шва принимается равной периметру примыкающей трубы.

8.3. Трехгранные фермы из прокатных профилей

Отличительной особенностью этих конструкций является применение в них системообразующего поясного стержня пятигранного контура, который формируется из составных швеллера и уголка (рис. 8.33).

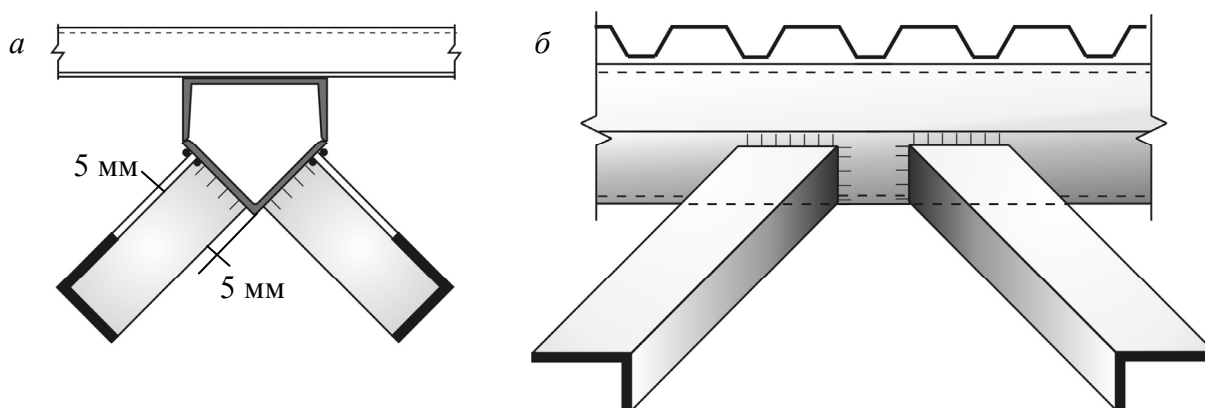


Рис. 8.33. Узлы беспрогонного покрытия:
а – поперечный разрез; б – продольный разрез

Появляется возможность к каждой грани этого сечения впритык с помощью тавровых соединений крепить примыкающие стержни без фасонки. Горизонтальная плоскость может быть использована для опирания кровельного профнастила без прогонов.

Покрытие образуется из расположенных с определенным шагом трехгранных ферм. План фрагмента покрытия показан на рис. 8.34, а, а варианты поперечных разрезов приведены на рис. 8.34, в. Раскосы могут быть приварены к поясам по торцам тавровыми швами (рис. 8.34, б).

Каждая трехгранная ферма образована из двух наклонных под углом 45° ферм и включает в себя два верхних пояса 1 пятигранного профиля с вертикальной ориентацией стенки формообразующего швеллера, нижний пояс 2 пятигранного профиля с горизонтальной ориентацией стенки швеллера и раскосную решетку 3 из одиночных уголков. Фрагмент покрытия пролетом 17 м, построенного в г. Томске в 2000 г., показан на рис. 8.35.

8. Конструкция и расчет стропильных ферм

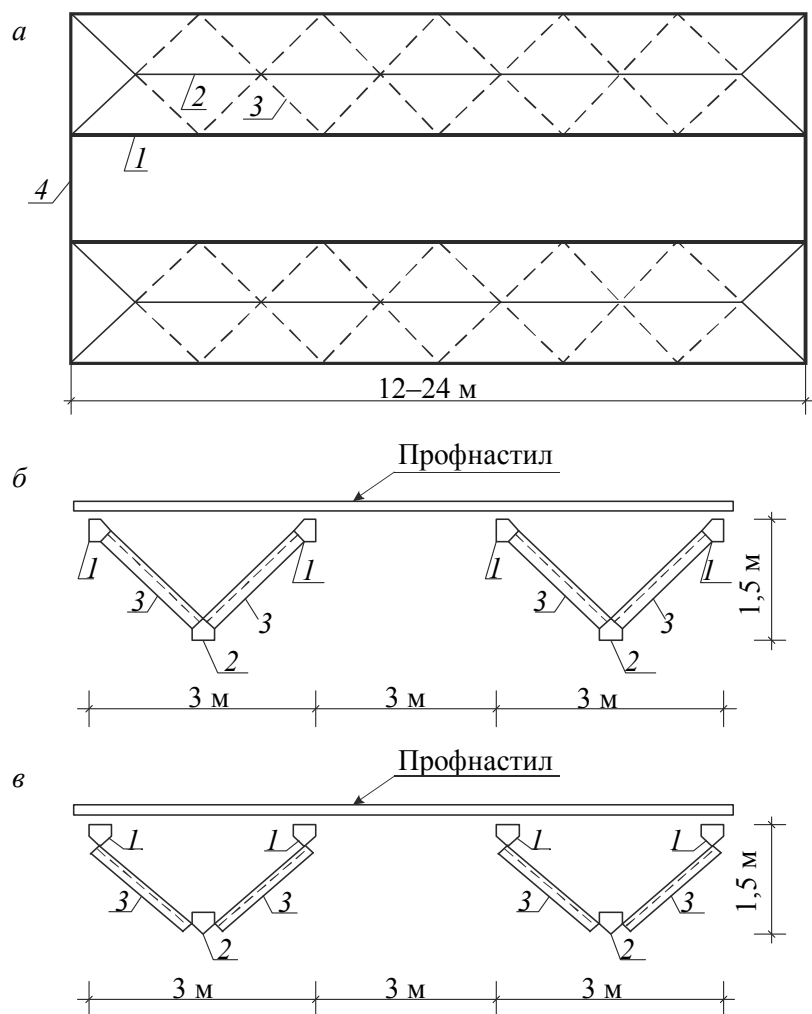


Рис. 8.34. Схема покрытия с применением трехгранных ферм



Рис. 8.35. Трехгранные фермы в покрытии (Томск, 2000 г.)

Между собой трехгранные фермы объединяются профилированным настилом или сэндвич-панелями, которые крепятся к полке швеллера. Опираение трехгранных ферм происходит на подстропильные фермы или балки. Такие фермы могут целиком изготавливаться на заводе и легко транспортируются любым транспортом (рис. 8.36).

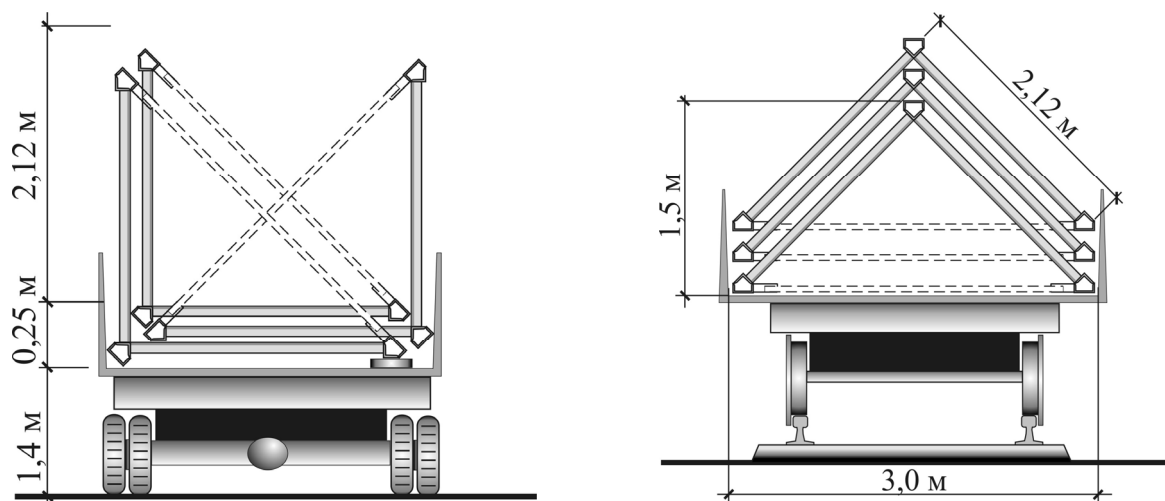


Рис. 8.36. Схемы транспортировки отправочных марок

Порядок расчета таких ферм аналогичен общему порядку для ферм с неразрезными поясами. После расчета фермы по шарнирно-стержневой расчетной модели, конструирования узлов и выявления их расцентровки следует перейти к расчету пространственно-стержневой системы с учетом неразрезности поясов, жесткости узлов и по найденным усилиям проверить принятые сечения.

Расчет прочности сжато-изогнутого стержня верхнего пояса рекомендуется выполнить по упругой стадии с введением коэффициента $\gamma_c = 1,2$:

$$\pm \frac{N}{A_n} \pm \frac{M_{x,y}}{J_{xn}} \pm \frac{M_{y,x}}{J_{yn}} \leq 1,2R_y. \quad (8.43)$$

Расчетная схема на втором этапе и ее конечно-элементное представление существенно изменяются по сравнению с первоначальным этапом. Изменяются и значения внутренних усилий N , M и Q .

Пространственная жесткость шатра обеспечивается системой наклонных ферм, объединенных по верхним поясам жестким диском профнастила. Он выполняет функцию горизонтальных связей и работает как диафрагма. Расчет сводится к условной замене сплошной среды крестовой решеткой из фиктивных растянутых стержней-связей и оценке прочности крепежных соединений. Поэтому проверка устойчивости верхнего пояса в горизонтальной плоскости не требуется. В вертикальной же плоскости может возникнуть необходимость этой проверки. Согласно СНиП II-23-81* она требуется при $m_{ef} = \eta \cdot m_x < 20$ и производится по формулам

$$\frac{N}{\varphi_e A_n} \leq R_y \gamma_c \quad \text{или} \quad \frac{N}{\varphi_{exy} A_n} \leq R_y \gamma_c. \quad (8.44)$$

Коэффициент влияния формы сечения η может быть принят по табл. 73 СНиП II-23-81* для типа сечения 9 или 11. Для предварительной оценки устойчивости пояса пятигранного

профиля сечения можно принять $\mu = 0,85$ с корректировкой расчетной длины на завершающем этапе расчета по формуле (8.25) и соответствующих значениях μ .

Более простой способ оценки устойчивости стержней коробчатого сечения при сжатии с изгибом в одной или двух главных плоскостях изложен в СП 53-102–2004. Расчетные формулы имеют вид

$$\frac{N}{\varphi_{ey} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_x}{c_x \cdot \delta_x \cdot W_{x,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad \frac{N}{\varphi_{ex} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot \delta_y \cdot W_{y,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (8.45)$$

где φ_{ex} , φ_{ey} – коэффициенты устойчивости при сжатии с изгибом, определяемые [34, по табл. Ж.3]; c_x , c_y – коэффициенты, принимаемые по табл. П.4.9 для прямоугольного сечения; δ_x , δ_y – коэффициенты, определяемые по формулам

$$\delta_x = 1 - 0,1 \frac{N \lambda_x^{-2}}{A \cdot R_y} \quad \text{и} \quad \delta_y = 1 - 0,1 \frac{N \lambda_y^{-2}}{A \cdot R_y}.$$

Нижние пояса рассматриваемых пространственно-стержневых конструкций покрытия работают в условиях растяжения с возможным появлением изгибающих моментов вследствие расцентровки узлов. Оценку прочности нижних поясов при пятигранном составном профиле их сечения следует выполнять по формуле (8.43).

Прочность растянутого раскоса из одиночного уголка проверяется по формуле (8.23)

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

При этом $\gamma_c = 0,75$, а коэффициенты, учитывающие развитие пластических деформаций, в этом случае принимаются $c_x = c_y = 1,25$; $n = 1,5$.

Устойчивость сжатых раскосов с учетом их частичного защемления в узлах проверяется по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{exy} A_n} \leq R_y \gamma_c.$$

С учетом рекомендаций пп. 5.27*–5.34* СНиП II-23–81*. Вычисляя приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef} = \eta \cdot m_y$, коэффициент влияния формы сечения η следует определять как для сечения типа 11 по табл. 73 СНиП II-23–81*, а расчетную длину раскосной решетки $l_{ef} = 0,8 \cdot l$.

Расчет узлов примыкания раскосов к поясам сводится к расчету сварных швов. Тавровые соединения следует рассчитывать и конструировать в соответствии с [21, 34]. На первом этапе сварные швы можно рассчитывать как стыковые на воздействие продольных усилий в раскосе.

При конструировании узлов зазоры между перьями смежных уголков раскосной решетки принимают по аналогии с фермами из смежных гнуто-сварных профилей равными 20 мм. Зазоры между обушками смежных раскосов: $a = 6t - 20$ мм, где t – наибольшая из толщин примыкающих раскосов.

Расстояние от ребра поясного уголка до сварного шва крепления раскоса следует принимать не менее 5 мм (см. рис. 8.33).

В отдельных случаях полка раскоса может оказаться больше полки поясного уголка. В этом случае перо раскосного уголка, выходящего за грань пояса, следует подрезать. Размер подрезки должен быть минимальным (до совпадения с гранью поясного уголка).

В раскосах могут появиться не только продольные, но также и поперечные силы, изгибающие и крутящие моменты.

Перерасчет тавровых сварных соединений следует выполнить на действующие усилия M, N, Q согласно [21, 34].

Условие прочности сварных швов:

$$\frac{\tau_f}{R_{wf}\gamma_c} \leq 1 \text{ и } \frac{\tau_z}{R_{wz}\gamma_c} \leq 1, \quad (8.46)$$

где τ_f и τ_z – расчетные напряжения по металлу шва и границе сплавления. Каждое из них определяется:

$$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + (\tau_Q + \tau_{My})^2}, \quad (8.47)$$

где $\tau_N, \tau_{Mx}, \tau_Q, \tau_{My}$ – напряжения в расчетной точке сварного шва от дифференцированного воздействия N, Q, Mx и My .

В сварном шве, расположенном на наклонной площадке относительно действующих силовых факторов, возникает сложное напряженное состояние. Напряжения в шве действуют как в его плоскости, так и в ортогональном направлении. Эти обстоятельства индивидуальны для каждого узла. Они подробно рассмотрены в приведенных примерах расчета узлов [12]. Конструкции узлов сопряжения и опирания приведены на рис. 8.36 и 8.37.

В соответствии со сложившейся практикой проектирования фермы пролетом до 15 м выполняются в виде одной отправочной марки. При больших пролетах они разделяются на одинаковые отправочные марки. Монтажный стык в этом случае решается в виде фланцевого сопряжения на высокопрочных болтах. Расчет и конструирование этого узла следует выполнять согласно [21]. Эти же рекомендации содержатся в первом томе справочника проектировщика [35].

Следует отметить, что монтажный стык растянутого пояса является одним из наиболее ответственных узлов конструкции. Из-за тонкостенности элементов пятигранника катеты сварных швов соединения их с толстым фланцем должны быть очень малы, чтобы не вызвать пережога тонких элементов. При этом в толстом фланце возможен непровар. Требуется разрешить возникшее противоречие. При конструировании этого узла центр сварных швов должен совпадать с нейтральной осью пятигранной трубы, чтобы не вызвать появления дополнительных изгибающих моментов.

Узлы опирания верхних поясов пространственно-стержневых конструкций на подстропильные конструкции и колонны решаются традиционно. Опорные реакции передаются через опорное ребро, приваренное в торце пятигранной трубы. Толщина опорного ребра определяется из условия смятия. Следует также проверить прочность сварного шва крепления опорного ребра к поясу. Открытые торцы нижнего пятигранного пояса должны быть заглушены для герметизации замкнутого сечения.

Жесткость бесфасоночной фермы с учетом податливости узлов сопряжения необходимо скорректировать. Рекомендуется определять минимальную высоту фермы по следующей формуле:

$$h_{\min} = 5 / 24 \sigma_{fn} / E [L / f] L \cdot k_d,$$

8. Конструкция и расчет стропильных ферм

где σ_{fn} – максимальное напряжение в поясе от нормативной нагрузки; $[L/f]$ – величина, обратная допустимому действующими нормами предельному прогибу; L – пролет фермы; k_d – коэффициент, учитывающий податливость решетки, $k_d = 1 + 2h/L$.

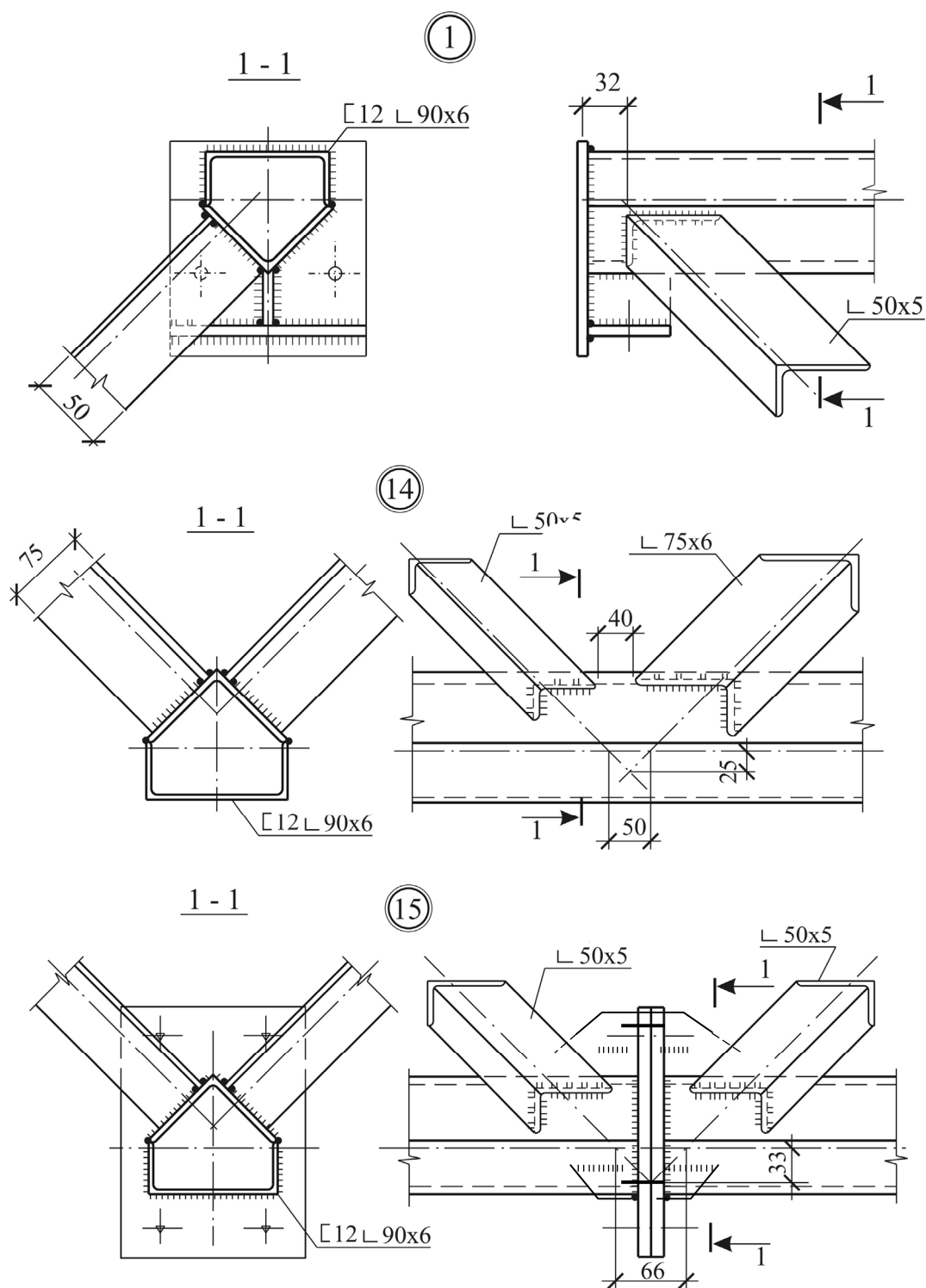


Рис. 8.36. Узлы трехгранных ферм из прокатных профилей:
1 – опорные; 2 – промежуточные; 3 – монтажный

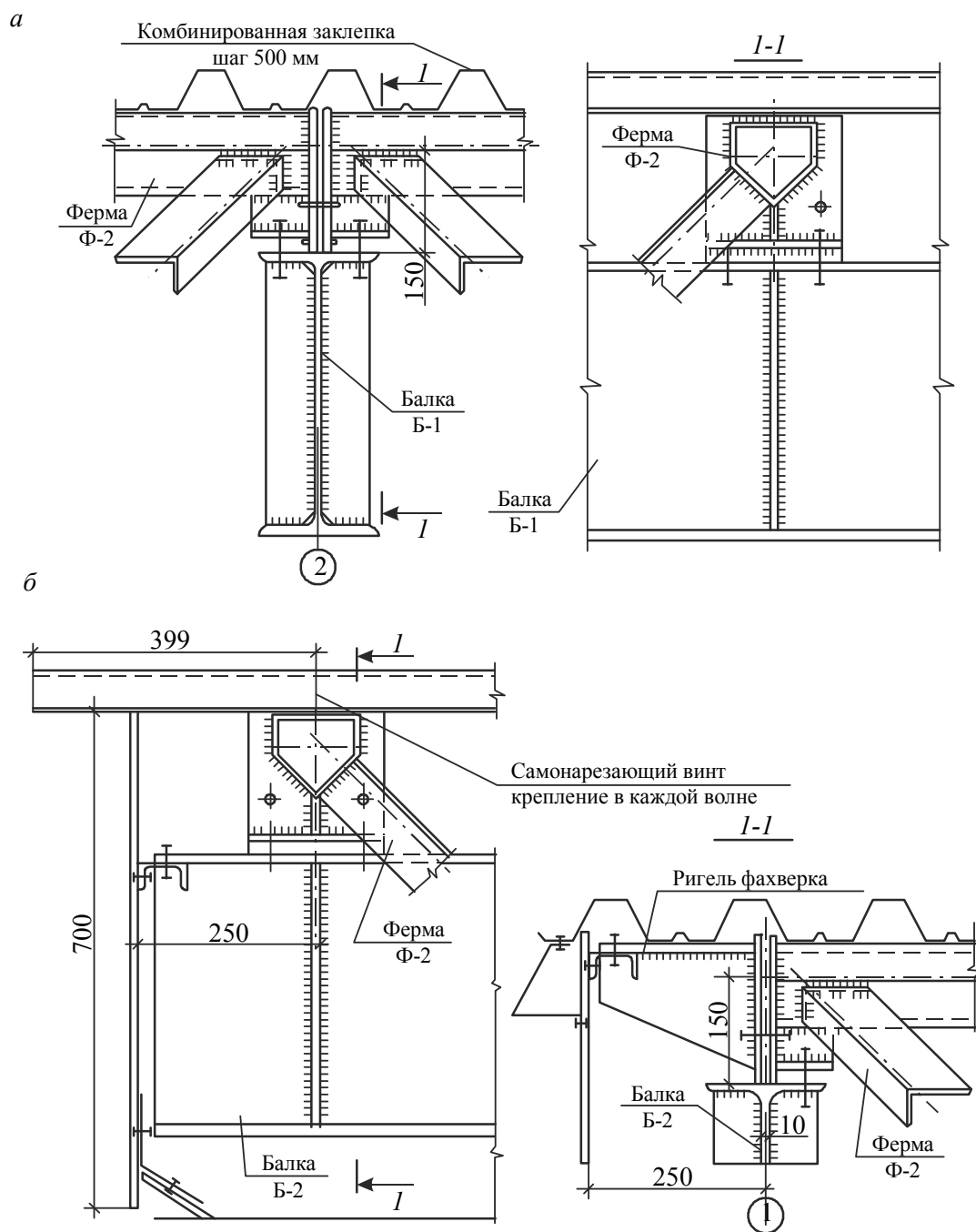


Рис. 8.37. Узлы опирания ферм:

а – сопряжение ферм с подстропильной балкой; б – решение карнизного узла

Устойчивость верхних поясов пространственно-стержневых систем в горизонтальной плоскости обеспечена диафрагмами жесткости из профнастила. Расчет жесткости этих диафрагм можно выполнить согласно [27]. Если жесткость профнастила достаточна, то проверки устойчивости ферм в горизонтальной плоскости не требуется. В процессе рабочего проектирования следует соблюдать общие правила конструирования, допуски и ограничения, предусмотренные ГОСТ 23118–99, СП 53-101–98, СП 53-102–2004, и другие требования стандартов и ТУ на проектирование, изготовление и монтаж конструкций.

Следует заметить, что при сборе нагрузок на верхний пояс рассматриваемых пространственно-стержневых систем нужно обратить внимание на размер профнастила. В зависимости от длины листа он может работать по однопролетной или многопролетной схеме. А это означает, что его опорные реакции (нагрузка на смежные верхние пояса ферм) могут быть как одинаковыми, так и различными.

Сортамент пятигранных профилей приведен в табл. П.5.10. Подробное описание легких металлоконструкций покрытий с поясами из пятигранных труб можно найти в монографии [12].

8.4. Подстропильные фермы

Подстропильные фермы проектируют с шарнирным сопряжением с колоннами, и они работают как однопролетные разрезные конструкции. Нагрузкой на них является опорное давление стропильных ферм. Схемы этих ферм приведены в подразд. 2.2, а также на рис. 8.2. Стропильные фермы сбоку примыкают к подстропильным, и их высоты одинаковы.

Узлы опирания подстропильных ферм из уголков на колонну приведены на рис. 7.13, из ГСП на колонну – на рис. 8.24. Узел опирания стропильной фермы на подстропильную показан на рис. 8.38.

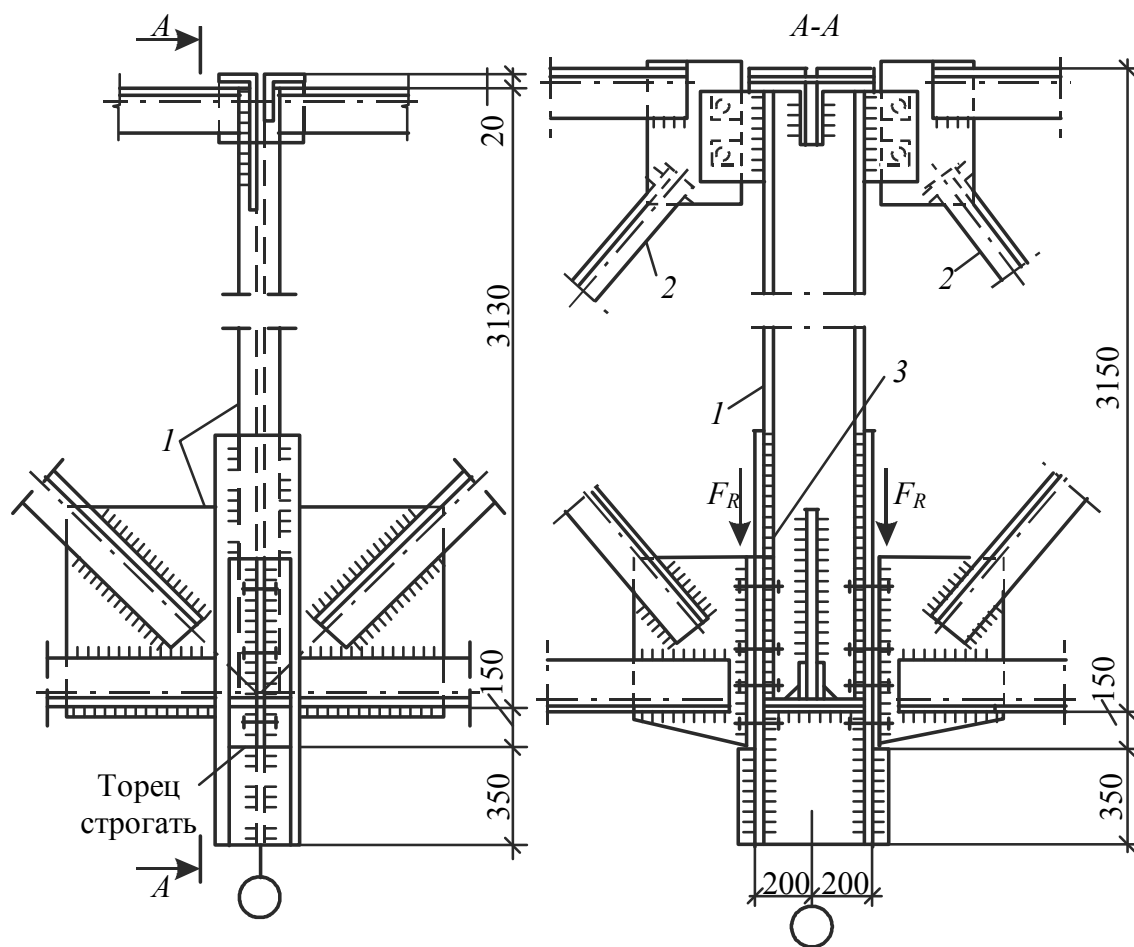


Рис. 8.38. Опирание стропильной фермы на подстропильную:

1 – подстропильная ферма; 2 – стропильная ферма; 3 – монтажные прокладки

Расчет подстропильных ферм не отличается от стропильных. Верхний пояс подстропильных ферм раскрепляется из плоскости стропильными конструкциями, и его расчетная длина из плоскости равна шагу стропильных ферм.

При опирании фермы на колонну сверху с использованием надопорной стойки принимают ферму с восходящим опорным раскосом. При опирании ПСФ сбоку на опорный столик стенки колонны (см. рис. 7.13) принимают подстропильную ферму с нисходящим опорным раскосом. Для обеспечения однотипности узлов стропильных ферм стойки ПСФ выполняют из двутавра (аналогично надопорной стойке колонн) и приваривают к нему опорный столик (рис. 8.38).

9. ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Общие сведения о подкрановых конструкциях даны в подразд. 2.3.

Подкрановые конструкции должны воспринимать весь комплекс нагрузок и воздействий: собственный вес, вертикальные, горизонтальные и крутящие воздействия катков крана, нагрузки от веса людей и ремонтных материалов на тормозных конструкциях и площадках, снеговые, ветровые и сейсмические нагрузки, температурные воздействия, а также воздействия от осадки фундаментов.

Вертикальные и горизонтальные нагрузки от катков мостовых кранов прикладываются к рельсу, а затем передаются на верхний узел в виде перемещающихся сосредоточенных сил. Одновременно с этим из-за торможения тележки с грузом, перекосов крана в целом или отдельных его катков, непараллельности крановых путей или иных причин возникают горизонтальные воздействия, для восприятия которых предназначены тормозные балки или фермы (рис. 9.1).

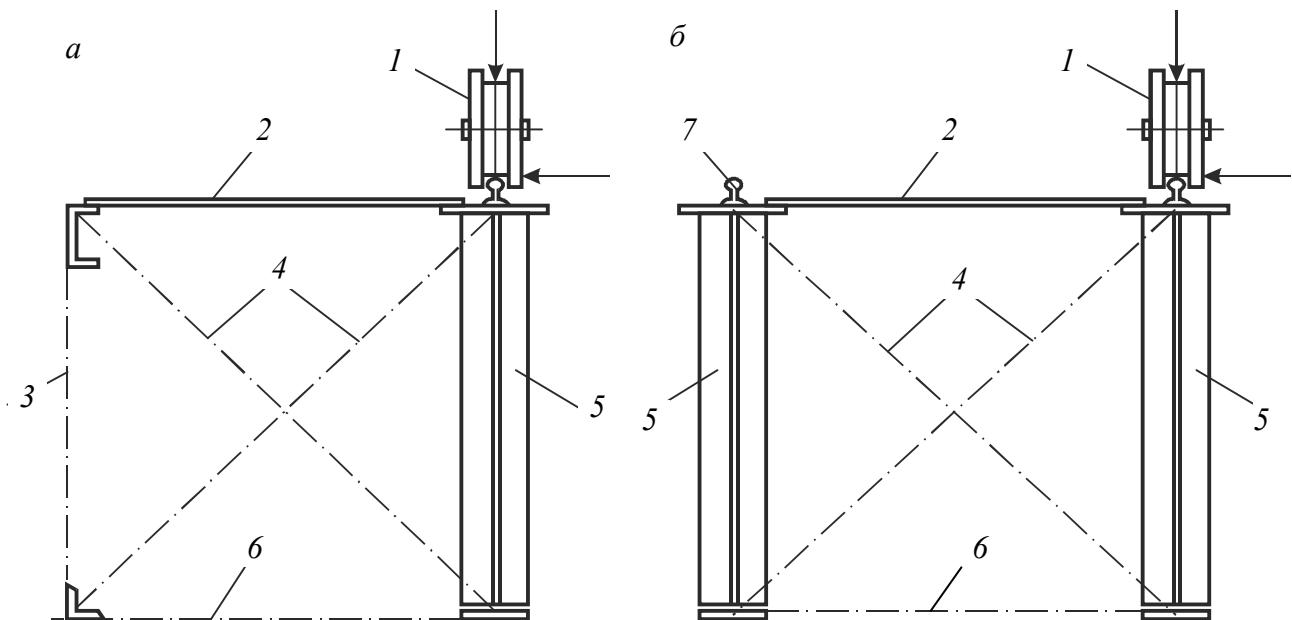


Рис. 9.1. Схема подкрановых конструкций:

1 – каток крана, перемещающий горизонтальную и вертикальную нагрузки; 2 – тормозная балка (ферма); 3 – вспомогательная ферма (балка); 4 – вертикальные связи; 5 – подкрановая балка; 6 – горизонтальные связи; 7 – подкрановый рельс

Мостовые краны колесами перемещаются по крановым рельсам; подвесные – своими катками по нижним поясам специальных двутавровых балок, подвешенных к стропильным фермам (см. рис. 2.18). Узлы крепления крановых рельсов показаны на рис. 9.2. Крепление рельсов должно быть разъемным для возможности рихтовки кранового пути. Это осуществляется с помощью упоров и прижимных планок. После рихтовки планки привариваются к прокладкам.

Квадратные рельсы могут применяться при легком режиме работы кранов и нагрузке на колесо до 50 кН. Рельсы Р43 и Р50 – при нагрузке на колеса до 400 кН. Чаще всего применяют рельсы КР70–КР140. Кроме отмеченных на рис. 9.2 возможны иные способы крепления рельсов [36, рис. 6.35–6.39].

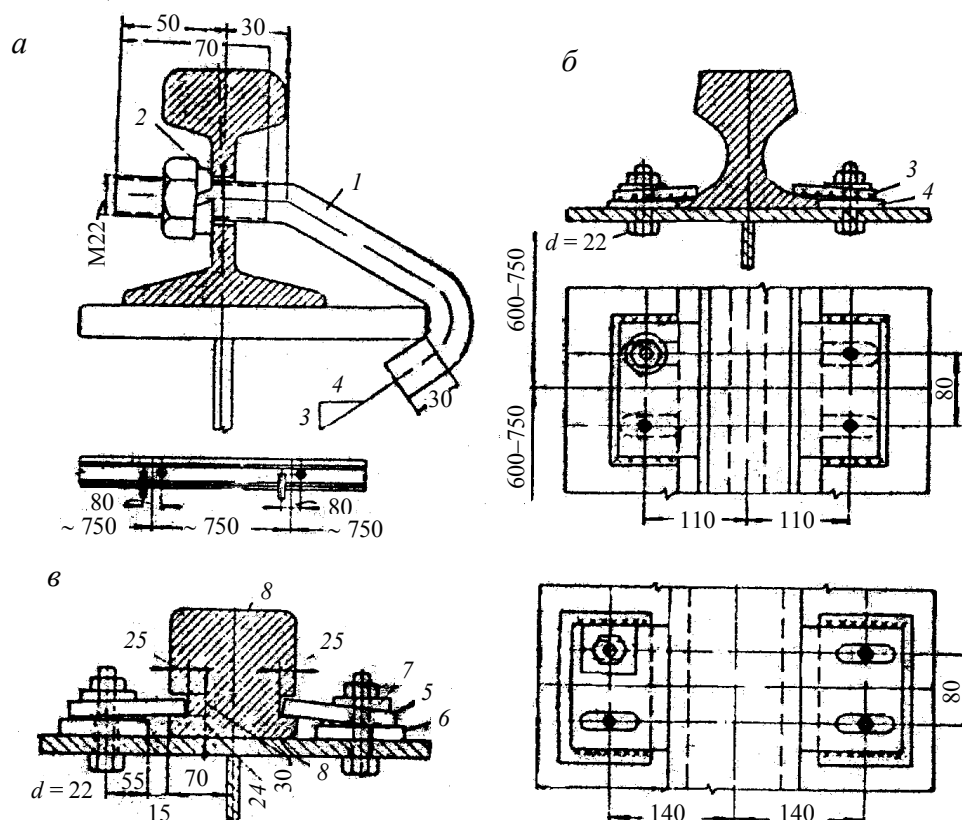


Рис. 9.2. Крепление рельсов:

а – крюками; б – лапками; в – планками; 1 – крюк диаметром 22 мм; 2 – пружинная шайба; 3 – лапки; 4 – подкладка; 5 – планка; 6 – подкладка; 7 – шайба; 8 – верхняя и нижняя строганные поверхности квадратного рельса

9.1. Расчетные нагрузки

Подкрановые конструкции предназначены воспринимать следующие нагрузки и воздействия:

- а) собственный вес конструкции;
- б) вертикальные, горизонтальные и крутящие воздействия катков кранов;
- в) нагрузки от массы людей и ремонтных материалов на тормозных конструкциях и площадках, примыкающих к крановым путям;
- г) нагрузки от консольных кранов, если они расположены в уровне подкрановых балок;
- д) снеговые и ветровые нагрузки (если крановый путь расположен на открытой местности);
- е) температурные воздействия;
- ж) сейсмические нагрузки;
- з) воздействия неравномерных деформаций оснований.

В перечисленных нагрузках «а» является постоянной нагрузкой, «ж», «з» – особыми нагрузками. Остальные нагрузки и воздействия относятся к кратковременным, причем нагрузки «б» считаются одной кратковременной нагрузкой, принимаемой с учетом коэффициента сочетания. Собственный вес конструкции принимается по предварительным размерам или проектным аналогам, коэффициент надежности – по нагрузке $\gamma_f = 1,05$.

Для упрощения расчетов допускается учитывать собственный вес конструкции и временную нагрузку на тормозные площадки путем умножения расчетных усилий и деформаций, определенных от вертикальной крановой нагрузки, на коэффициенты: для балок пролетом 6 м – 1,06; для балок пролетом 12 м – 1,08.

Нагрузки от мостовых и подвесных кранов следует определять в зависимости от групп режимов работы, устанавливаемых ГОСТ 25546–82*, вида привода и способа подвеса груза.

Основными нагрузками являются крановые. Они передаются на колеса крана в вертикальном F_k и горизонтальном T_k направлениях (рис. 9.3). В зависимости от грузоподъемности количество колес (катков) на одной нитке кранового рельса может быть разным (см. прил. 1). Горизонтальные нагрузки могут быть направлены вдоль или поперек кранового пути.

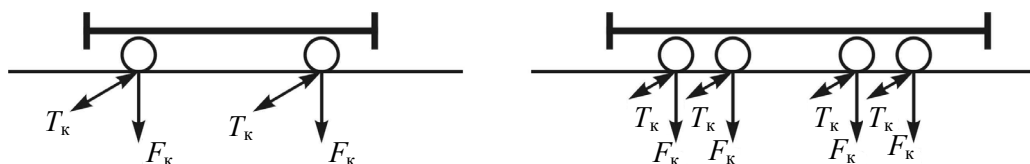


Рис. 9.3. Схема расположения катков кранов

Расчетные значения вертикального давления на колесо крана

$$F_k = k_1 \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot F_k^H; \quad (9.1)$$

расчетные значения горизонтальной поперечной нагрузки на колесо

$$T_k = k_2 \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot T_k^H, \quad (9.2)$$

где k_1 и k_2 – коэффициенты динамичности (зависят от режима работы крана); $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке; ψ – коэффициент сочетания (зависит от режима работы крана); F_k^H – максимальное нормативное давление на колесо крана (принимается по государственным стандартам на краны по прил. 1); T_k^H – нормативная горизонтальная поперечная сила на колесо крана: $T_k^H = 0,05(Q + G_T)/n_0$ – для крана с гибким подвесом груза; $T_k^H = 0,1(Q + G_T)/n_0$ – для крана с жестким подвесом груза; $T_k^H = 0,1 \cdot F_k^H$ – распор от перекоса путей от кранов тяжелого режима работы (7К, 8К); Q – грузоподъемность крана; G_T – вес тележки крана; n_0 – количество колес (катков) на одной нитке кранового пути.

Расчетные нагрузки F_k и T_k передаются на подкрановые конструкции.

В (9.1) коэффициент динамичности k_1 принимается равным 1,2 при шаге колонн до 12 м и режиме работы крана 8К; $k_1 = 1,1$ для групп режимов работы 6К и 7К, а также для всех режимов подвесных кранов. При шаге колонн более 12 м $k_1 = 1,1$ для групп режима 8К. В (9.2) коэффициент динамичности k_2 принимается равным 1,1 при кранах режима 8К. Во всех остальных случаях $k_1 = k_2 = 1$.

Коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок $\gamma_f = 1,1$. При учете местного и динамического действия сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана полное нормативное значение этой нагрузки вместо γ_f следует умножать на дополнительный коэффициент $\gamma_{л1}$, равный:

Для групп режимов работы 8К с жестким подвесом груза	1,6
Для групп режимов работы 8К с гибким подвесом груза.....	1,4
Для групп режимов работы 7К.....	1,3
Для остальных групп режимов работы кранов	1,1

При проверке местной устойчивости стенок балок значение дополнительного коэффициента $\gamma_{л1} = 1,1$.

При учете двух кранов нагрузки от них необходимо умножить на коэффициент сочетаний ψ , равный:

Для групп режимов работы 1К–6К.....0,85
 Для групп режимов работы 7К, 8К.....0,95

При учете четырех кранов нагрузки от них необходимо умножить на коэффициент ψ , равный:

Для групп режима работы кранов 1К–6К0,7
 Для групп режимов работы кранов 7К, 8К0,8

При учете одного крана коэффициент сочетаний $\psi = 1$.

Кроме поперечной горизонтальной нагрузки от торможения тележки по мосту крана или от перекоса путей может возникнуть продольная горизонтальная нагрузка, вызванная ударом крана о тупиковый упор.

Нормативная горизонтальная нагрузка, вызванная ударом крана о тупиковый упор

$$T_{ин} = m_k \cdot v^2 / f,$$

где v – скорость передвижения крана в момент удара, принимаемая равной половине номинальной, м/с; f – возможная наибольшая осадка буфера, принимаемая 0,1 м для кранов с гибким подвесом груза массой не более 50 т групп режимов работы 1К–7К и 0,2 м – в остальных случаях; m_k – приведенная масса крана, определяемая по формуле

$$m_k = \frac{m_b}{2} + (q_t + k \cdot Q) \frac{\ell - \ell_1}{\ell},$$

где m_b – масса моста крана, т; q_t – масса тележки, т; Q – грузоподъемность крана, т; k – коэффициент ($k = 0$ – для кранов с гибким подвесом груза, $k = 1$ – для кранов с жестким подвесом груза); ℓ – пролет крана, м; ℓ_1 – приближение тележки, м.

Расчетное значение нагрузки T_i с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_f принимается не более значений, указанных в табл. 9.1.

Расчетные значения крановых нагрузок определяют умножением нормативных значений нагрузок на коэффициенты надежности по нагрузке γ_f , динамичности n_d и сочетаний ψ .

Таблица 9.1

Предельные значения расчетных горизонтальных нагрузок на тупиковый упор

Краны	T_i , кН
Подвесные (ручные и электрические) и мостовые ручные	10
Электрические мостовые:	
общего назначения групп режимов работы 1К–3К	50
общего назначения и специальные группы режимов работы 4К–7К, а также литейные	150
специальные группы режима работы 8К с подвесом груза:	
гибким	250
жестким	500

9.2. Расчет и конструирование подкрановых балок

Схема и тип подкрановых конструкций назначаются в зависимости от грузоподъемности, режима работы кранов, пролета подкрановых конструкций, коэффициента упругой по-

9. Подкрановые конструкции

датливости опоры, типа грунтов и оснований. Рекомендуется выбирать схему и тип подкрановых систем согласно табл. 9.2.

Таблица 9.2

Рекомендуемые схемы и типы подкрановых конструкций

Пролет, м	Грузоподъемность кранов, т	Группа режима кранов	Коэффициент упругой податливости опоры C	Тип оснований	Рекомендуемая схема подкрановых конструкций	Рекомендуемый тип подкрановых конструкций
6–24	Любая	Любой	$< 0,5$	Любой	Неразрезная балочная	Подкрановая балка
6–36	Любая	Любой	$> 0,5$	Любой	Разрезная балочная	Подкрановая балка
24–48	5–30	1К–3К	Любой	Любой	Разрезная балочная	Подкрановая балка
36 и более	50 и более	Любой	Любой	Свайный	Разрезная балочная	Подкраново-подстропил. ферма

Примечание. $C = \Delta \cdot E \cdot J / \ell^3$, где C – вертикальное перемещение опоры от единичной силы $P = 1$, приложенной к опоре в месте опирания подкрановой конструкции (с учетом осадки и поворота фундаментов); J – жесткость подкрановой балки в вертикальной плоскости.

Сечение подкрановых балок принимается в виде симметричного двутавра из прокатных широкополочных двутавров (для кранов режима работы 1К–3К) или из трех листов в виде сварного двутавра. В некоторых случаях для поясов балок составного сечения возможно выполнение поясов из пакета листов, соединенных на сварке или высокопрочных болтах. При поточном изготовлении следует проектировать балки с одинаковой шириной поясов.

Минимальная ширина верхнего пояса определяется типом применяемого рельса и способом его крепления к подкрановой балке. При этом следует руководствоваться рекомендациями табл. 9.3.

Таблица 9.3

Минимальная ширина верхнего пояса сварной подкрановой балки при креплении кранового рельса на планках

Тормозная конструкция	Минимальная ширина, мм, при грузоподъемности крана, т	
	До 80	Св. 80
Тормозное устройство отсутствует	320	–
Сквозная	360	400
Сплошная	400	450

Минимальная ширина верхнего пояса сварной подкрановой балки принимается 250 мм, нижнего – 200 мм.

Толщина стенки существенно зависит от значения давления катка крана, являющегося определяющим фактором местной устойчивости. Толщину стенки балки можно определить по формуле, мм

$$t = (6 + 3 \cdot h),$$

где h – высота балки, м. Минимальная толщина стенки может составлять 1/70–1/200 высоты балки.

Расчет балок крановых путей производится на нагрузки двух наиболее неблагоприятных по воздействию мостовых или подвесных кранов. В неразрезных балках наибольшие усилия определяют загрузением линий влияния, построенных для опор и промежуточных сечений [38]. Расчетные значения изгибающих моментов и поперечных сил будут:

$$M_x = \alpha \cdot \psi \Sigma F_{ki} \cdot y_{i,M}; \quad Q_x = \alpha \cdot \psi \Sigma F_{ki} \cdot y_{i,Q}; \quad (9.3)$$

$$M_y = \psi \Sigma F_{ki} \cdot y_{i,M}; \quad Q_y = \psi \Sigma F_{ki} \cdot y_{i,Q}. \quad (9.4)$$

Здесь α – коэффициент, учитывающий влияние веса балки ($\alpha = 1,03-1,05$); ψ – коэффициент сочетания; $y_{i,M}$, $y_{i,Q}$ – ординаты линий влияния момента и поперечной силы.

В разрезной балке максимальный изгибающий момент находят по правилу Винклера: M_{\max} возникает при таком расположении кранов, когда равнодействующая всех сил, находящихся на этой балке, и ближайшая к ней сила одинаково удалены от середины пролета балки (рис. 9.4). При этом M_{\max} будет находиться под силой, ближайшей к середине пролета.

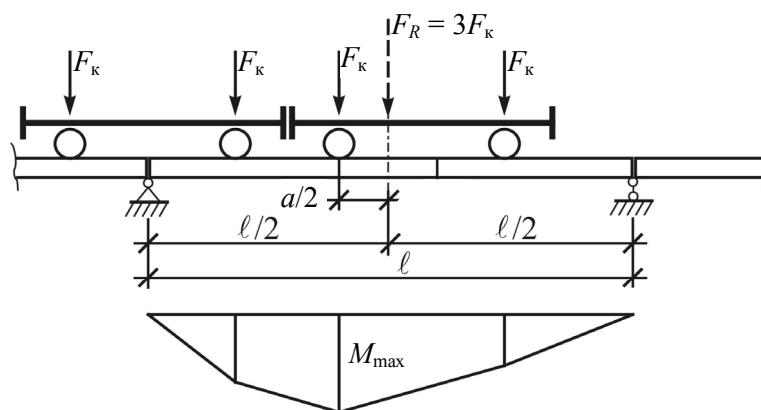


Рис. 9.4. Расчетная схема и эпюра изгибающих моментов в разрезной подкрановой балке

Наибольшая поперечная сила Q_{\max} будет при таком положении крана, когда его колесо давит на опору, а остальные расположены как можно ближе к ней (рис. 9.5).

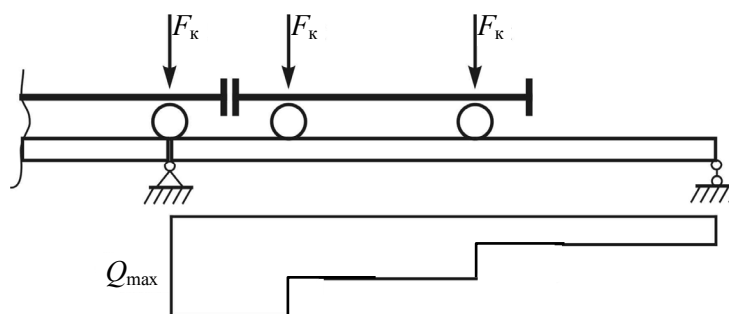


Рис. 9.5. Расчетная схема и эпюра поперечных сил в разрезной подкрановой балке

По рис. 9.4 и 9.5 вычисляются M_{\max} и Q_{\max} как в простейшей статически определимой балке. Расчетные значения изгибающих моментов и поперечных сил будут:

$$M_x = \alpha \cdot M_{\max}; \quad Q_x = \alpha \cdot Q_{\max}; \quad (9.5)$$

$$M_y = M_{\max} \frac{T_k}{F_k}; \quad Q_y = Q_{\max} \frac{T_k}{F_k}. \quad (9.6)$$

Подбор сечения подкрановой балки производится из условия прочности при изгибе. Требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{треб}} = \frac{M_x \cdot \beta}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (9.7)$$

Влияние горизонтальных поперечных нагрузок учитывается коэффициентом

$$\beta = 1 + 2 \frac{M_y \cdot h_6}{M_x \cdot h_T}, \quad (9.8)$$

где h_6 – высота балки, задается в пределах ($1/6$ – $1/10$) пролета; h_T – ширина тормозной конструкции (принимается при компоновке рамы).

Дальнейший процесс подбора сечения производится как в обычных прокатных или составных сварных двутавровых балках [14, гл. 7, 34, прил. Л] и др. Следует лишь заметить, что минимальную высоту балки нужно определять при нормативном значении нагрузок от воздействия одного крана.

Расчет и конструирование подбора сечения подкрановой балки следует выполнять с учетом рекомендаций [36, 6.3].

Под воздействием крановых нагрузок подкрановая балка и тормозные конструкции работают на кривой изгиб с кручением. Однако напряжения от бимоента не превышают 3–5 % напряжений от общего изгиба, и ими пренебрегают. Условно принимается, что вертикальная нагрузка воспринимается только подкрановой балкой, а горизонтальная – только тормозной, в состав которой входят верхний пояс подкрановой балки, тормозной лист и окаймляющий его элемент (или верхний пояс смежной подкрановой балки, если она есть).

При обозначениях рис. 9.6 условие прочности:

– верхнего пояса

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x^A} + \frac{M_y}{W_y^A} \leq \frac{R_y \cdot \gamma_c}{\gamma_n}; \quad (9.9)$$

– нижнего пояса

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x^{\text{н.п}}} \leq \frac{R_y \cdot \gamma_c}{\gamma_n}. \quad (9.10)$$

Максимальные напряжения возникают в точке A (рис. 9.6).

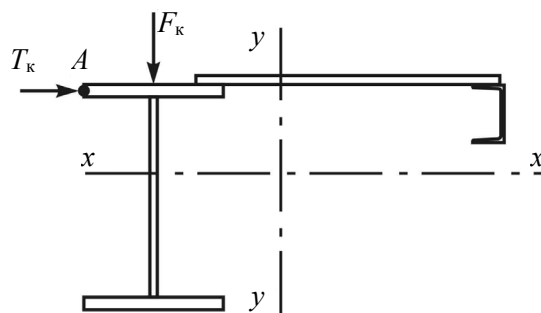


Рис. 9.6. К расчету подкрановой балки

Если тормозная конструкция выполнена в виде фермы, то в верхнем поясе балки помимо изгиба появится осевое усилие $N_x = M_y/h_T$ (h_T – высота тормозной фермы) и внеузловой местный изгибающий момент $M_{loc,y} = 0,9 \cdot T_K \cdot d/4$ (d – расстояние между узлами тормозной фермы, см. рис. 2.16). Коэффициент 0,9 учитывает неразрезность пояса тормозной фермы. В этом случае следует проверить устойчивость верхнего пояса из плоскости балки

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x^A} + \frac{N_x}{\varphi \cdot A_f} + \frac{M_{loc,y}}{W_y^A} \leq \frac{R_y \cdot \gamma_c}{\gamma_n}, \quad (9.11)$$

где W_x^A – момент сопротивления балки; W_y^A – момент сопротивления пояса относительно его ветрикальной оси; A_f – площадь сечения пояса; φ – принимается по гибкости верхнего пояса относительно вертикальной оси при расчетной длине пояса, равной d .

Если сечение пояса сильно ослаблено отверстиями, то следует дополнительно проверить прочность по (9.11), приняв $\varphi = 1$, а геометрические характеристики – по сечению нетто (с учетом ослабления отверстиями).

Проверка прочности по касательным напряжениям

$$\tau = \frac{1,5 \cdot Q_x}{t_w \cdot h_w} \leq \frac{R_s \cdot \gamma_c}{\gamma_n}. \quad (9.12)$$

Под колесом крана в стенке балки возникают местные нормальные напряжения $\sigma_{loc,y}$ (рис. 9.7). Они распределяются рельсом и поясом балки на стенку (участок l_{ef}).

Проверка прочности стенки на воздействие местных напряжений

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} \cdot F_K}{t_w \cdot l_{ef}} \leq \frac{R_y \cdot \gamma_c}{\gamma_n}, \quad (9.13)$$

где γ_{f1} учитывает динамический характер нагрузки и зависит от режима работы крана;

$$l_{ef} = c \sqrt[3]{J_{1f}/t_w}, \quad (9.14)$$

где $c = 3,25$ для сварных балок и $c = 3,75$ для клепаных и болтовых балок (учитывается степень податливости соединения пояса и стенки); J_{1f} – сумма собственных моментов инерции пояса и кранового рельса.

Стенку подкрановой балки следует проверять на совместное действие нормальных и касательных напряжений в уровне верхних поясных швов

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc,y}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{loc,y} + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq \beta \cdot R_y / \lambda_n, \quad (9.15)$$

где $\beta = 1,15$ при разрезных балках и $\beta = 1,3$ при неразрезных балках.

При интенсивной работе крана (режим 7К, 8К) рельс может сместиться с оси подкрановой балки (рис. 9.8). Это вызовет появление дополнительных напряжений от кручения верхнего пояса и изгиба стенки.

Местный крутящий момент

$$M_t = \gamma_f \cdot \gamma_{f1} \cdot F_K^H \cdot e + 0,75 \cdot T_K^H \cdot \gamma_f \cdot h_r. \quad (9.16)$$

Здесь $e = 15$ мм – условный эксцентриситет рельса; h_r – высота рельса.

Дополнительное напряжение от изгиба в стенке

$$\sigma_{fy} = \frac{2 \cdot M_t \cdot t_w}{J_f}, \quad (9.17)$$

где $J_f = J_t + b_f \cdot t_f^3/3$ – сумма собственных моментов инерции кручения рельса и пояса.

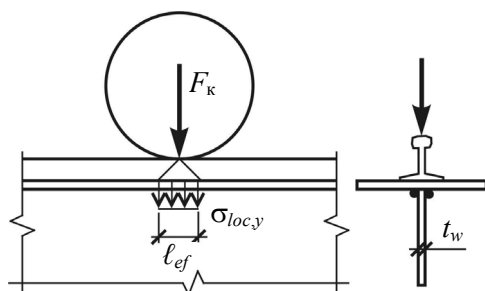


Рис. 9.7. Местные напряжения под колесом крана

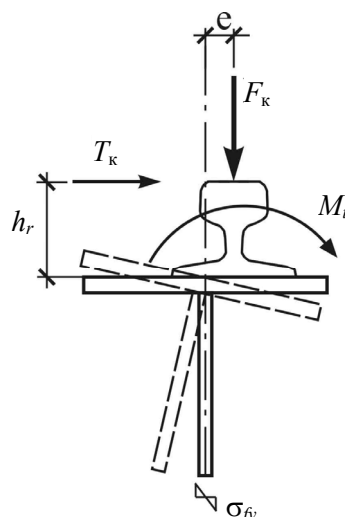


Рис. 9.8. Кручение верхнего пояса балки и изгиб стенки

Моменты инерции кручения крановых рельсов принимаются равными, см⁴: КР50 – 78; КР70 – 253; КР80 – 387; КР100 – 765; КР120 – 1310.

Помимо напряжений $\sigma_x = M_x \cdot y/J_x$; $\tau_{xy} = Q \cdot S/(J_x \cdot t_w)$ от общего изгиба балки и $\sigma_{loc,y}$, σ_{fy} в стенке балки возникают дополнительные компоненты напряженного состояния: $\sigma_{loc,x} = 0,25 \cdot \sigma_{loc,y}$ – нормальные напряжения в стенке в продольном направлении от сосредоточенного давления крана; $\tau_{f,xy} = 0,25 \cdot \sigma_{fy}$ – местные касательные напряжения от изгиба стенки в поперечном направлении.

При проверке прочности стенок подкрановых балок особого режима работы следует учитывать все компоненты напряженного состояния и проводить расчет по формулам

$$\sigma_{x0} = \sigma_x + \sigma_{loc,x} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\sigma_{y0} = \sigma_{loc,y} + \sigma_{fy} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\tau_{xy0} = \tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy} \leq R_s \cdot \gamma_c;$$

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_{x0}^2 - \sigma_{x0} \cdot \sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (9.18)$$

где σ_{x0} , σ_{y0} , τ_{xy0} – суммарные напряжения.

Расчет подкрановых балок на выносливость выполняют в соответствии с [33] при числе циклов загрузки $n = 10^5$ на нагрузку от одного крана с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f < 1$ по формуле

$$\sigma_x \leq \alpha \cdot R_v \cdot \gamma_v, \quad (9.19)$$

где $\sigma_x = M_x/W_x$ – напряжение в поясе от вертикальной крановой нагрузки; R_y – расчетное сопротивление усталости, принимаемое в зависимости от временного сопротивления стали и конструктивного решения; α – коэффициент, учитывающий число циклов загрузки; γ_v – коэффициент, зависящий от вида напряженного состояния и коэффициента асимметрии ρ .

Значения R_y , α , γ_v приведены в СНиП II-23–81*.

Проверку прогиба подкрановых балок производят по правилам строительной механики или приближенным способом. С достаточной точностью прогиб разрезных подкрановых балок может быть определен по формуле

$$f = \frac{M_{xn} \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot J_x}, \quad (9.20)$$

где M_{xn} – изгибающий момент в балке от нагрузки одного крана с $\gamma_f = 1,0$; в неразрезных балках

$$f = \left(\frac{M_m}{10} - \frac{M_L + M_r}{72} \right) \frac{L^2}{E \cdot J_x}, \quad (9.21)$$

где M_L , M_m , M_r – соответственно моменты на левой опоре, в середине пролета и на правой опоре. Более точно прогиб можно определить по линиям влияния [36, табл. 6.16–6.18].

Предельно допустимый прогиб подкрановых балок установлен из условия обеспечения нормальной эксплуатации кранов и зависит от режима их работы. Для режима работы 1К–6К $f = 1/400 \cdot L$, 7К – $1/500 \cdot L$, 8К – $1/600 \cdot L$. Горизонтальный прогиб тормозных конструкций ограничивают только для кранов особого режима работы, он не должен превышать $1/2000 \cdot L$.

Общая устойчивость подкрановых балок. Подкрановые балки работают на изгиб в двух плоскостях, при этом горизонтальная нагрузка приложена в уровне верхнего пояса. Согласно рекомендациям [20, П.5.25] проверку устойчивости таких балок можно выполнить по формуле

$$\frac{M_x}{\varphi_b \cdot W_{x,A}} + \frac{M_y}{W_{y,A}} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (9.22)$$

Коэффициент φ_b определяют так же, как и для обычных балок [33].

При наличии тормозных конструкций, если $h_t \geq \ell_b/16$, устойчивость балки обеспечена, и проверять её не нужно.

Местная устойчивость элементов подкрановых балок. Устойчивость сжатого пояса будет обеспечена, если

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

где b_{ef} – свес сжатого пояса; t_f – его толщина.

Устойчивость стенки можно не проверять, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w \leq 2,5$. При $\bar{\lambda}_w > 2,2$ стенку балки следует укреплять поперечными ребрами жесткости (рис. 9.9). Ширина ребра $b_h \geq h_w/30 + 40$ мм (не менее 90 мм), толщина $t_h \geq 2 \cdot b_h \sqrt{R_y/E}$. Шаг ребер не должен превышать $2 \cdot h_w$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$, а при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$ – не более $2,5 \cdot h_w$. Рекомендуется обрывать ребра на высоте 60 мм от нижней полки (тип 1 рис. 9.9).

Если поперечных ребер недостаточно для обеспечения устойчивости стенки, дополнительно ставят продольные, а возможно, ещё и короткие ребра в сжатой зоне неустойчивой стенки.

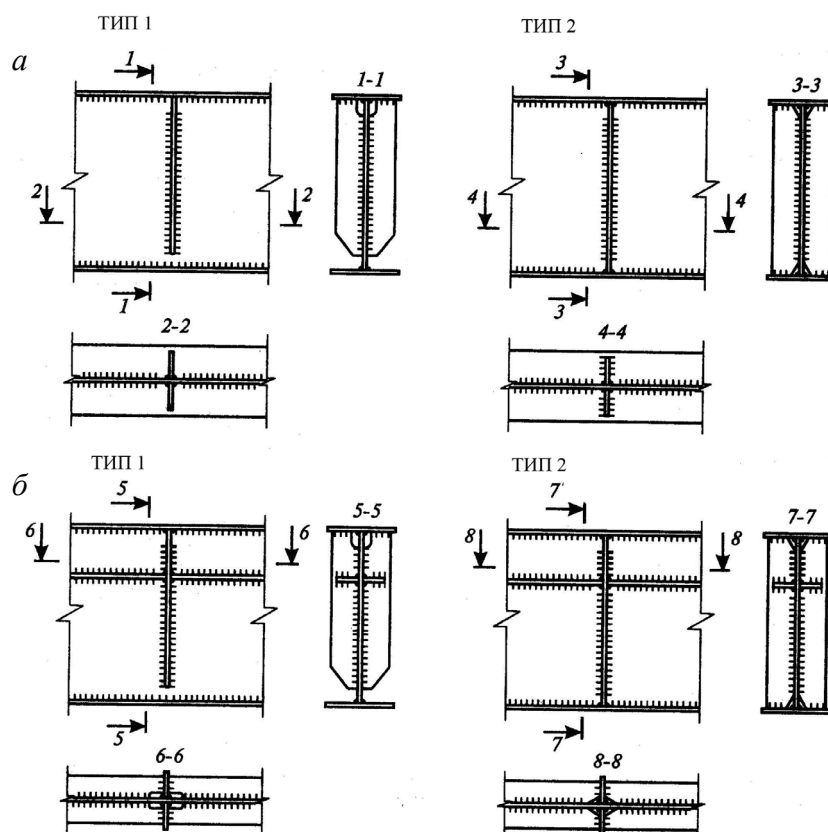


Рис. 9.9. Ребра жесткости на сварных подкрановых балках:
 а – поперечные ребра; б – поперечные и продольные ребра

Расчет местной устойчивости стенки с вариантами расстановки продольных и поперечных ребер рекомендуется выполнять по [36, табл. 6.7]. Она без изменения приведена в табл. 9.4.

Таблица 9.4

Расчет на устойчивость стенок сварных подкрановых балок

Схема балки, формула для проверки устойчивости	Компоненты напряженного состояния и критические напряжения
<p>1. Балка симметричного сечения, укрепленная поперечными основными ребрами жесткости (1):</p> <p>а) сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу</p> <p>– учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc} и τ</p> $\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (1)$	$\sigma = \frac{M}{J_x \cdot y}, \quad (2)$ $\tau = \frac{Q}{t \cdot h}, \quad (3)$ $\sigma_{loc} = \frac{\gamma_{f1} \cdot F_H}{t \cdot L_{ef}}, \quad (4)$ $\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}. \quad (5)$ <p>Значения σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ в формулах (1), (1а) следует определять:</p> <p>а) при a/σ_{cr}:</p> $\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2}; \quad (6)$

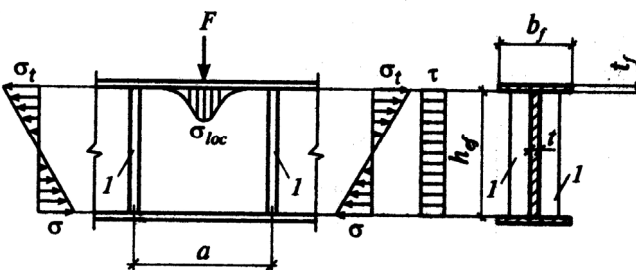


Схема балки, формула для проверки устойчивости	Компоненты напряженного состояния и критические напряжения
<p>б) сосредоточенная нагрузка F приложена к растянутому поясу</p>  <p>— учитываются компоненты напряженного состояния σ и τ или σ_{loc} и τ_{loc}</p> $\left. \begin{aligned} \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} &\leq \gamma_c \\ \sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} &\leq \gamma_c \end{aligned} \right\} \quad (1a)$	$\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 \cdot R_y}{\lambda_a^2}; \quad (7)$ <p>б) при $a/h_{ef} > 0,8$ и σ_{loc}/σ больше значений, приведенных в табл. 24 СНИП II-23-81*:</p> $\sigma_{cr} = \frac{C_2 \cdot R_y}{\lambda_w^2}, \quad (8)$ $\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 \cdot R_y}{\lambda_a^2}, \text{ в которой при } a/h_{ef} > 2$ <p>следует принимать $a = 2 \cdot h_{ef}$;</p> <p>в) при $a/h_{ef} > 0,8$ и σ_{loc}/σ не больше значений, приведенных в табл. 24 СНИП II-23-81*:</p> $\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2}; \quad (9)$ $\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 \cdot R_y}{\lambda_a^2}. \quad (10)$
<p>2. Балка симметричного сечения (с более развитым сжатым поясом), укрепленная поперечными основными ребрами жесткости (1):</p> <p>а) сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу</p>  <p>— учитываются компоненты напряженного состояния σ, $\sigma_{loc,cr}$ и τ; проверка устойчивости по формуле (1).</p> <p>б) сосредоточенная нагрузка F приложена к растянутому поясу</p>  <p>— учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc} и τ; проверка устойчивости по формуле (1a).</p>	<p>Компоненты напряженного состояния определяются: σ – по формуле (2), τ – по формуле (3), σ_{loc} – по формуле (4). Критические касательные напряжения τ_{cr} – по формуле (5). Значения σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ в формулах (1) и (1a) следует определять:</p> <p>а) при $a/h_{ef} \leq 0,8$:</p> $\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2}; \quad (11)$ $\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 \cdot R_y}{\lambda_a^2}; \quad (12)$ <p>б) при $a/h_{ef} > 0,8$:</p> $\sigma_{cr} = \frac{C_2 \cdot R_y}{\lambda_w^2}; \quad (13)$ $\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 \cdot R_y}{\lambda_a^2}, \quad (14)$ <p>в которой при $a/h_{ef} > 2$ следует принимать $a = 2 \cdot h_{ef}$;</p> <p>в) при $a/h_{ef} > 0,8$:</p> $\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2}; \quad (15)$ $\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 \cdot R_y}{\lambda_a^2}; \quad (16)$ <p>расчеты по пп. б), в) выполнять независимо от значения σ_{loc}/σ</p>

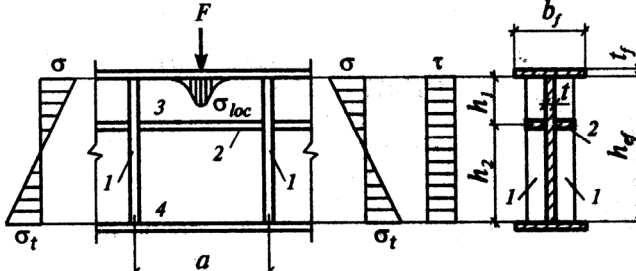
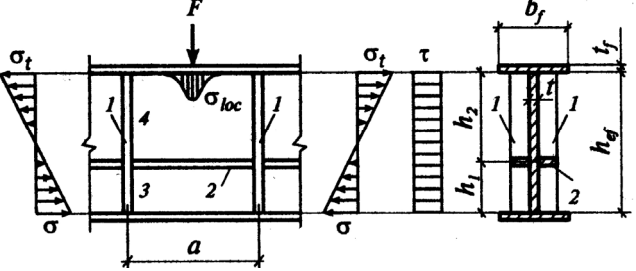
Схема балки, формула для проверки устойчивости	Компоненты напряженного состояния и критические напряжения
<p>3. Балка симметричного сечения укреплена поперечными основными ребрами жесткости (1) и продольным ребром (2):</p> <p>а) сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу:</p>  <p>Пластика 3. Учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc} и τ:</p> $\frac{\sigma}{\sigma_{cr1}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr1}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr1}} \right)^2 \leq \gamma_c \quad (17)$ <p>Пластика 4. Учитываются компоненты напряженного состояния σ, $\sigma_{loc2} = 0,4 \cdot \sigma_{loc}$ и τ:</p> $\sqrt{\left[\frac{\sigma(1 - 2 \cdot h_1 / h_{ef})}{\sigma_{cr2}} + \frac{\sigma_{loc2}}{\sigma_{loc,cr2}} \right]^2} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}} \right)^2 \leq \gamma_c \quad (18)$ <p>б) сосредоточенная нагрузка F приложена к растянутому поясу:</p>  <p>Пластика 3. Учитываются компоненты напряженного состояния σ и τ:</p> $\frac{\sigma}{\sigma_{cr1}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr1}} \right)^2 \leq \gamma_c \quad (19)$ <p>Пластика 4. Учитываются компоненты напряженного состояния σ и τ или $\sigma_{loc2} = 0,4 \cdot \sigma$ и τ:</p> $\left. \begin{aligned} &\sqrt{\left(\frac{\sigma(1 - 2 \cdot h_1 / h_{ef})}{\sigma_{cr2}} \right)^2} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}} \right)^2 \leq \gamma_c \\ &\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr2}} \right)^2} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}} \right)^2 \leq \gamma_c \end{aligned} \right\} \quad (20)$	<p>Компоненты напряженного состояния определяются:</p> <p>σ – по формуле (2);</p> <p>τ – по формуле (3);</p> <p>σ_{loc} – по формуле (4).</p> <p>Пластика 3.</p> <p>При $\mu_1 = a/h_1 \leq 2$:</p> $\sigma_{cr} = \frac{1,19 \cdot \psi \cdot R_y}{1 - \frac{h_1}{h_{ef}} \bar{\lambda}^2}; \quad (21)$ $\sigma_{loc,cr} = (1,24 + 0,476 \cdot \mu_1) \psi \frac{R_y}{\lambda_a^2}; \quad (22)$ <p>При $\mu_1 = a/h_1 > 2$.</p> <p>При вычислении σ_{cr1} по формуле (21) и $\sigma_{loc,cr1}$ по формуле (22) принимать $a = 2h_1$</p> $\tau_{cr1} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}. \quad (23)$ <p>Пластика 4.</p> $\sigma_{loc2} = 0,4 \cdot \sigma_{loc}; \quad (24)$ $\sigma_{cr2} = \frac{5,43 \cdot R_y}{(0,5 - h_1 / h_{ef})^2 \bar{\lambda}_w^2}; \quad (25)$ $\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2}; \quad (26)$ $\tau_{cr2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}. \quad (27)$

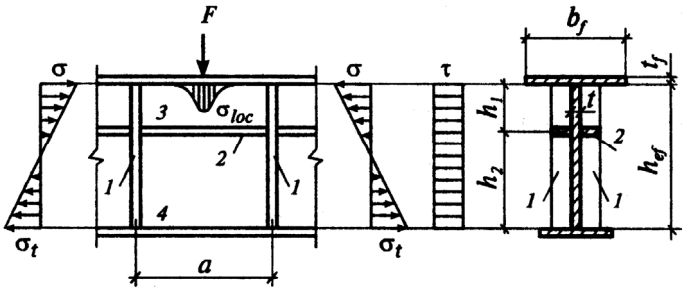
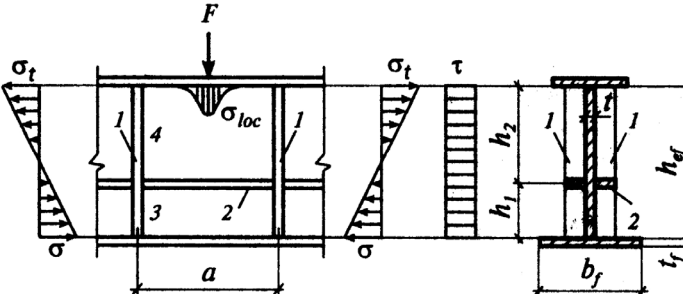
Схема балки, формула для проверки устойчивости	Компоненты напряженного состояния и критические напряжения
<p>4. Балка асимметричного сечения (с более развитым сжатым поясом), укрепленная поперечными основными ребрами жесткости (1) и продольным ребром (2):</p> <p>а) сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу:</p>  <p>Пластика 3. Учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc} и τ; проверка устойчивости – по формуле (17).</p> <p>Пластика 4. Учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc}, τ:</p> $\sqrt{\left(\frac{\sigma(1-\alpha \cdot h_1 / h_{ef}) + \frac{\sigma_{loc2}}{\sigma_{loc,cr2}}}{\sigma_{cr2}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2} \leq \gamma_c; \quad (28)$ <p>б) сосредоточенная нагрузка F приложена к растянутому поясу:</p>  <p>Пластика 3. Учитываются компоненты напряженного состояния σ и τ; проверка устойчивости – по формуле (19).</p> <p>Пластика 4. Учитываются компоненты напряженного состояния σ и τ или $\sigma_{loc2} = \sigma_{loc}$ и τ:</p> $\left. \begin{aligned} &\sqrt{\left(\frac{\sigma(1-\alpha \cdot h_1 / h_{ef})}{\sigma_{cr2}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2} \leq \gamma_c \\ &\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr2}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2} \leq \gamma_c \end{aligned} \right\} \quad (29)$	<p>Компоненты напряженного состояния определяются:</p> <p>σ – по формуле (2);</p> <p>τ – по формуле (3);</p> <p>σ_{loc} – по формуле (4).</p> <p>Пластика 3.</p> <p>При $\mu_1 = a/h_1 \leq 2$:</p> $\sigma_{cr} = \frac{1,19 \cdot \psi \cdot R_y}{1 - \alpha \frac{h_1}{2 \cdot h_{ef}} \bar{\lambda}_1^2}; \quad (30)$ $\sigma_{loc,cr1} = (1,24 + 0,476 \cdot \mu_1) \psi \frac{R_y}{\lambda_a^2}. \quad (31)$ <p>При $\mu_1 = a/h_1 > 2$:</p> <p>при вычислении σ_{cr1} по формуле (30) и $\sigma_{loc,cr1}$ по формуле (31) принимать $a = 2h_1$;</p> $\tau_{cr1} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}. \quad (32)$ <p>Пластика 4.</p> $\sigma_{loc2} = 0,4 \cdot \sigma_{loc}; \quad (33)$ $\sigma_{cr2} = \frac{5,43 \cdot R_y}{\left(\frac{1}{\alpha} - \frac{h_1}{h_{ef}}\right)^2 \bar{\lambda}_w^2}; \quad (34)$ $\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 \cdot R_y}{\lambda_a^2}; \quad (26)$ $\tau_{cr2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}. \quad (27)$

Схема балки, формула для проверки устойчивости	Компоненты напряженного состояния и критические напряжения
<p>5. Балка симметричного сечения, укрепленная поперечными основными ребрами жесткости (1), продольным ребром (2), и пластинка (3), укрепленная короткими ребрами (5). Сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу:</p>  <p>Пластика 3. Учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc2} и τ:</p> $\frac{\sigma}{\sigma_{cr1}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr1}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr1}} \right)^2 \leq \gamma_c. \quad (17)$ <p>Пластика 4. Учитываются компоненты напряженного состояния σ, σ_{loc2} и τ; проверка устойчивости – по формуле (18).</p>	<p>Компоненты напряженного состояния определяются: σ – по формуле (2); τ – по формуле (3); σ_{loc} – по формуле (4). Пластика 3. При $\mu_1 = a/h_1 \leq 2$:</p> $\sigma_{cr} = \frac{1,19 \cdot \psi \cdot R_y}{1 - \frac{h_1}{h_{ef}} \bar{\lambda}_1^2}; \quad (35)$ $\sigma_{loc,cr1} = (1,24 + 0,476 \cdot \mu_1) \psi \frac{R_y}{\lambda_a^2}. \quad (36)$ <p>При $\mu_1 = a/h_1 > 2$: при вычислении σ_{cr1} по формуле (35) и $\sigma_{loc,cr1}$ по формуле (36) принимать $a_1 = 2h_1$ τ_{cr} вычислять по формуле (23). Пластика 4. $\sigma_{loc2} = 0,4 \cdot \sigma_{loc}$; (24). Критическое напряжение определяют: σ_{cr2} – по формуле (25); $\sigma_{loc,cr2}$ – по формуле (26); τ_{cr2} – по формуле (27).</p>

Обозначения, используемые в табл. 9.4:

σ – сжимающие напряжения у растянутой границы стенки, принимаемые со знаком «плюс»;

τ_{cr} – критические касательные напряжения, вычисляемые по действительным размерам отсека;

σ_{cr} – критические напряжения при чистом изгибе;

$\sigma_{loc,cr}$ – критические локальные напряжения;

F_n – нормативное значение давления колеса крана;

M , Q – средние значения момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека больше его расчетной высоты, то M и Q следует вычислять для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека; если в пределах отсека момент или поперечная сила меняют знак, то их средние значения следует вычислять на участке отсека с одним знаком;

a – расстояние между осями поперечных основных ребер;

a_1 – расстояние между осями соседних коротких ребер жесткости;

h_{ef} – расчетная высота стенки, равная в сварных балках полной высоте стенки (4);

t – толщина стенки;

b_f – ширина сжатого пояса балки;

t_f – толщина сжатого пояса балки;

$\gamma_n = 1,1$ – коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки на отдельное колесо крана (п. 4.8 СНИП 2.01.07–85*);

$\gamma_c = 0,9$ – коэффициент условий работы (табл. 6 СНИП II-23–81*);

$\bar{\lambda}_{ef} = (d/t) \sqrt{R_y/E}$; $\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t) \sqrt{R_y/E}$; $\bar{\lambda}_a = (a/t) \sqrt{R_y/E}$;

d – меньшая из сторон пластинки (h_{ef} или a);

μ – отношение большей стороны пластинки к меньшей;

В формуле (6):

C_{cr} – коэффициент, принимаемый по табл. 21 СНИП II-23–81*, в зависимости от коэф-

фициента $\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t} \right)^2$;

$\beta = 2$ – при неприваренных крановых рельсах;

$\beta = \infty$ – при приваренных крановых рельсах;

C_1 – коэффициент, принимаемый в зависимости от a/h_{ef} по табл. 23 СНИП II-23–81*;

C_2 – коэффициент, принимаемый в зависимости от a/h_{ef} по табл. 25 СНИП II-23–81*;

σ_{loc}/σ – коэффициент, принимаемый в зависимости от a/h_{ef} по табл. 24 СНИП II-23–81*.

В формулах (9) и (16) следует подставлять $0,5 \cdot a$ вместо a при вычислении $\bar{\lambda}_a$.

В формулах (10), (11), (13), (15) следует принимать: при нагруженном сжатом поясе $h_{ef} = 2 \cdot y$, нагруженном растянутом поясе $h_{ef} = 2 \cdot y_1$: $\bar{\lambda}_1 = (h_1/t) \sqrt{R_y/E}$; $\psi = (\mu_1 + 1/\mu_1)^2$.

В формулах (23) и (27) подставляют размеры проверяемой пластинки. В формуле (26) C_1 определяются по табл. 23 СНИП II-23–81* при $\delta = 0,8$, заменяя значение отношения a/h_{ef} значением $a/(h_{ef} - h_1)$. В формулах (30), (29), (34) $\alpha = (\sigma - \sigma_t)/\sigma$, где σ_t – краевое растягивающее напряжение (со знаком «минус») у расчетной границы отсека. В формуле (36) $\bar{\lambda}_a = a_1/t \sqrt{R_y/E}$.

Заводские стыки элементов балок можно выполнить сварными встык с последующей зачисткой и контролем швов физическими методами. Концы швов следует выводить на планки. Монтажные стыки можно выполнять на сварке (рис. 9.10), однако рекомендуется их проектировать на высокопрочных болтах.

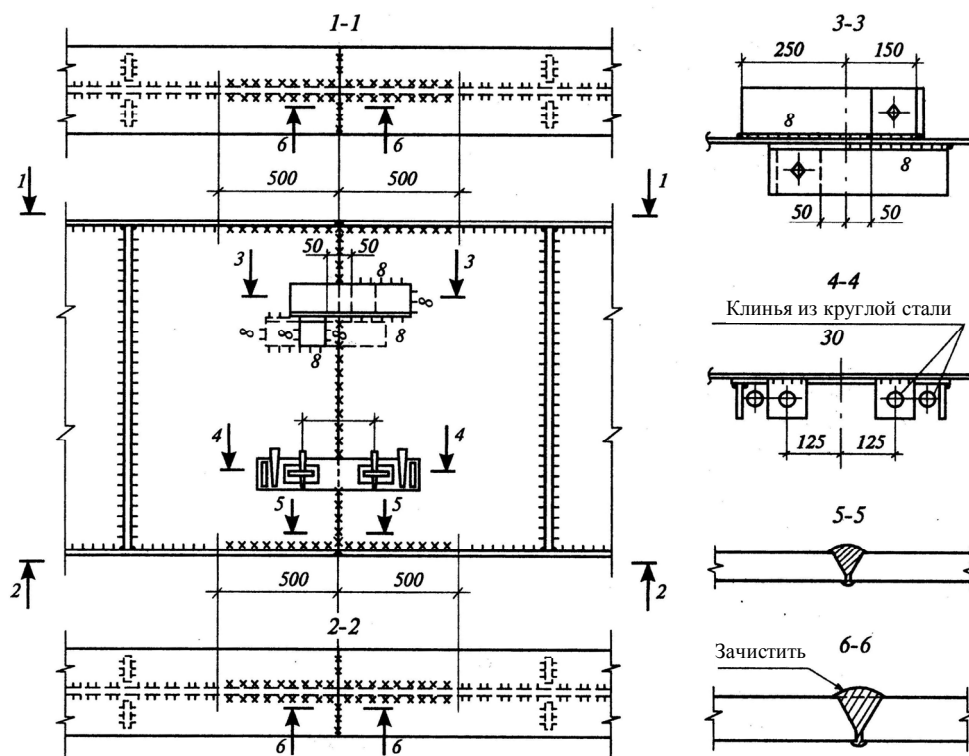


Рис. 9.10. Монтажный стык сварной балки

Сварные швы крепления верхнего пояса и стенки помимо продольного сдвигающего усилия от изгиба балки воспринимают сосредоточенное усилие от колеса (рис. 9.7). Поэтому требуемый катет шва из условия прочности

$$k_f = \frac{1}{2(\beta \cdot \gamma_w \cdot R_w)_{\min} \cdot \gamma_c} \sqrt{\left(\frac{Q \cdot S_f}{J_x}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{f1} F_k}{l_{ef}}\right)^2}. \quad (9.23)$$

В нижних поясных швах колеса нет, и их рассчитывают только на Q . В подкрановых балках под краны режима 7К и 8К верхние поясные швы необходимо выполнить с полным проваром на всю толщину стенки. В этом случае они равнопрочны стенке и их можно не рассчитывать.

Рабочий чертеж подкрановой балки представлен на рис. 9.11. Расчет и конструирование подкрановых балок на высокопрочных болтах можно найти в [36, 6.3].

Примеры расчета подкрановых балок можно найти в [14, 15] и других учебниках и технической литературе. Расчет и конструирование узлов опирания подкрановых балок будут рассмотрены ниже в подразд. 9.5.

9.3. Особенности проектирования балок путей подвесных кранов

Балки крановых путей подвешивают к несущим конструкциям покрытия по разрезной или неразрезной схемам. Разрезная схема проще в монтаже, однако изгибающие моменты в разрезной балке на 15–20 % больше, чем в неразрезной. Снижается и жесткость путей. Кроме того, в стыках балок возникают повышенные динамические воздействия. Поэтому чаще пути проектируют по неразрезной схеме с устройством (для упрощения узла крепления) сварных монтажных стыков вне опор.

Большое влияние на работу балок путей имеет жесткость опор. Пути, расположенные вблизи колонн, где прогиб конструкций покрытия мал и им можно пренебречь, рассчитывают как обычные неразрезные балки. При расчете путей, расположенных у середины пролета, необходимо учитывать податливость опор и рассматривать их как балки на упругоподатливых опорах. Влияние осадки опор тем значительнее, чем больше удельный вес нагрузки от подвесного транспорта. При просадочных грунтах целесообразно проектировать разрезные пути.

Главная особенность работы балок подвесных путей заключается в том, что пояса кранов перемещаются по нижним поясам балок, которые выполняют функции подкранового рельса (см. рис. 2.18, з).

В процессе эксплуатации нижний пояс подвергается абразивному износу и утончается. Для повышения долговечности конструкций целесообразно принимать нижний ездовой пояс из износостойкой стали.

Типы сечений балок подвесных путей показаны на рис. 2.19.

Для кранов грузоподъемностью до 5 т при пролете балок до 6 м принимают в основном специальные двутавры типа М с уклоном внутренних граней полок (см. рис. 2.19, а). Толщина полок и стенок этих двутавров больше, чем у обычных, что отвечает условиям работы балок подвесных путей на местное давление катков крана. При использовании обычных двутавров ездовой пояс нужно усилить накладкой.

Для повышения долговечности балок при большой интенсивности работы кранов используются бистальные составные двутавры (см. рис. 2.19, б, в). Верхний пояс и стенка таких балок выполняются из обычной стали С245, а нижний пояс – из стали повышенной прочности С345, имеющей более высокую износостойкость. Для повышения общей устойчивости балок целесообразно составное сечение сделать асимметричным с уширенным верхним поясом.

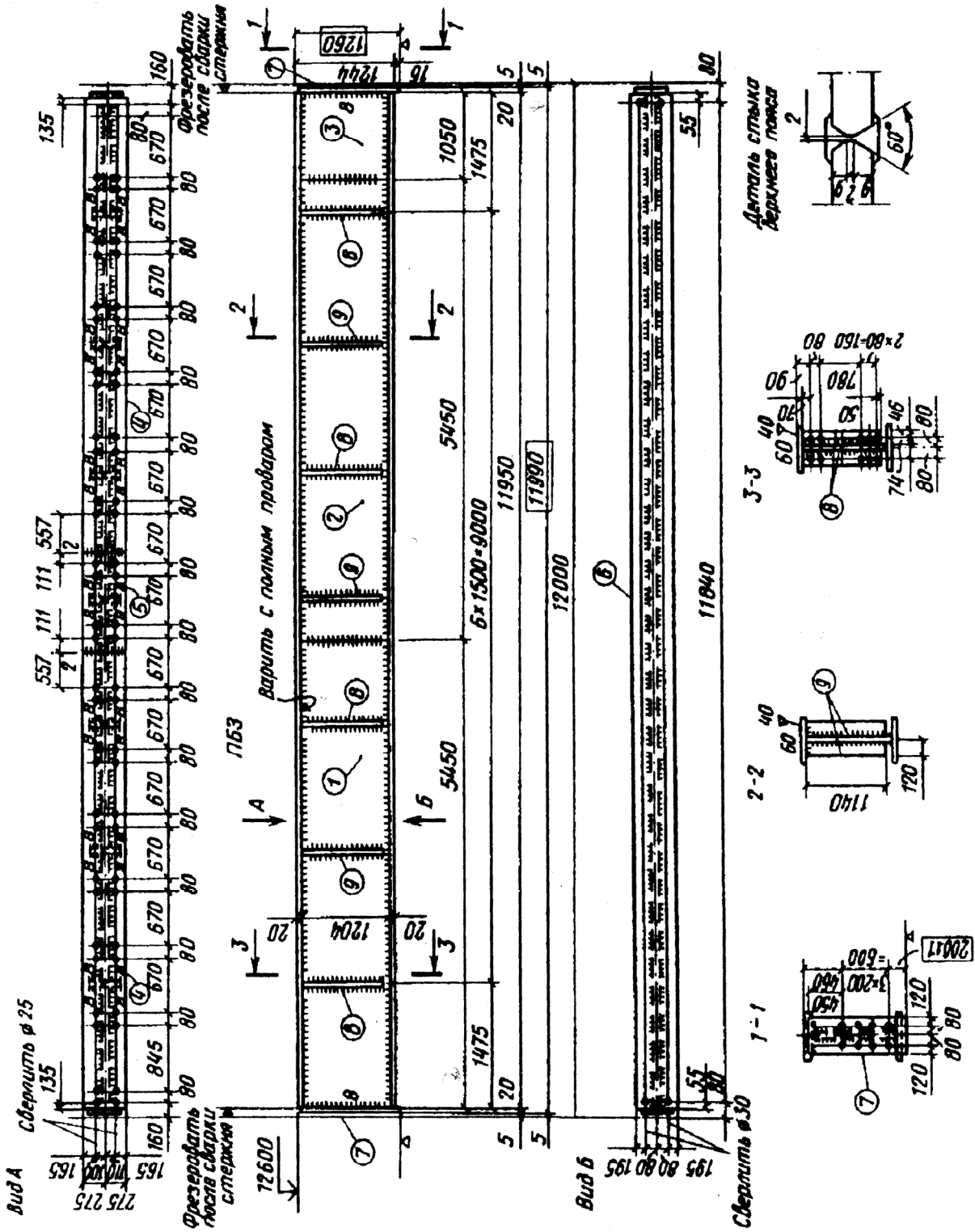


Рис. 9.1.1. Рабочий чертеж подкрановой балки

При шаге стропильных ферм 12 м можно использовать те же сечения, но для уменьшения пролета балок поставить подвески (см. рис. 2.19, д).

В типовом проекте при пролете 12 м предложены асимметричные балки со сквозной стенкой: верхняя часть – из прокатного двутавра типа Ш, нижняя полка – из двутавра типа М (см. рис. 2.9, з). При шаге стропильных ферм 12 м, особенно при кранах грузоподъемностью более 5 т, рациональным решением является установка вдоль кранового пути продольной фермы (по типу вертикальных связей) с нижним поясом из прокатного двутавра, который выполняет функции ездовой балки. При таком решении за счет повышения эффекта пространственной работы крановая нагрузка распределяется на несколько стропильных ферм. Возможны и другие решения балок путей [7].

Нагрузки и внутренние усилия в балках подвесных крановых путей определяют так же, как и для опорных кранов, при этом коэффициент динамичности для вертикальной нагрузки принимают равным 1,1, а для горизонтальной – 1, независимо от режима работы. Для неразрезных балок, расположенных в середине (или вблизи от неё) пролета стропильной фермы, при определении моментов и поперечных сил следует учесть податливость опор.

Напряженно-деформированное состояние (НДС) балки пути подвесного крана отличается от НДС обычных подкрановых балок. Помимо изгибающих моментов от вертикальной и горизонтальной нагрузок (M_x и M_y) в сечении балки возникает бимомент B_ω , вызванный стесненным кручением (рис. 9.12). Кроме того, в месте приложения сосредоточенных давлений колес крана в результате местного изгиба ездовой полки возникают напряжения $\sigma_{x,loc}$ и $\sigma_{y,loc}$ (рис. 9.13).

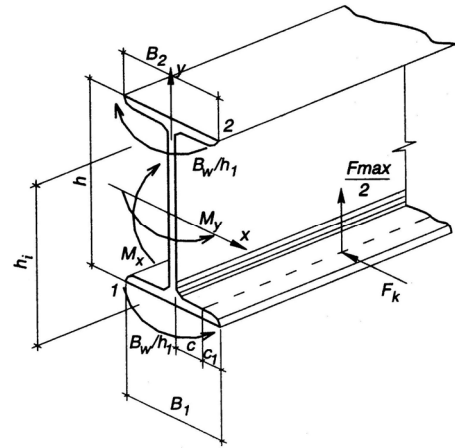


Рис. 9.12. К расчету балок путей подвесных кранов

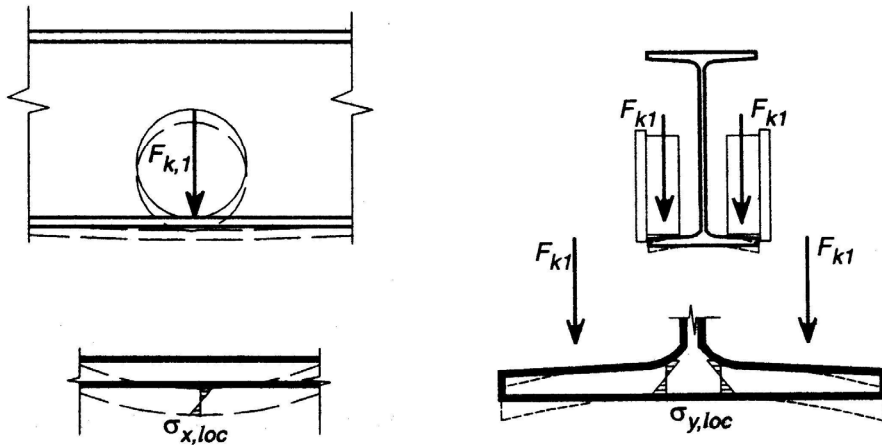


Рис. 9.13. К определению местных напряжений в ездовой полке балки

Напряжение от бимоента не превышает 3–5 % от напряжения общего изгиба, и в большинстве случаев ими можно пренебречь. Местные напряжения определяют по формулам [7]

$$\sigma_{y,loc} = \frac{k_1 \cdot F_{k1}}{t_{f1}^2}; \quad (9.24)$$

$$\sigma_{x,loc} = \frac{k_2 \cdot F_{k1}}{t_{f1}^2}, \quad (9.25)$$

где $F_{k1} = F_k/2$ – давление на колеса каретки (при двухколесных каретках); t_f – толщина полки по сортаменту; t_{f1} – толщина полки в сечении у стенки (рис. 9.13); k_1 и k_2 – коэффициенты, определяемые по графику (рис. 9.14).

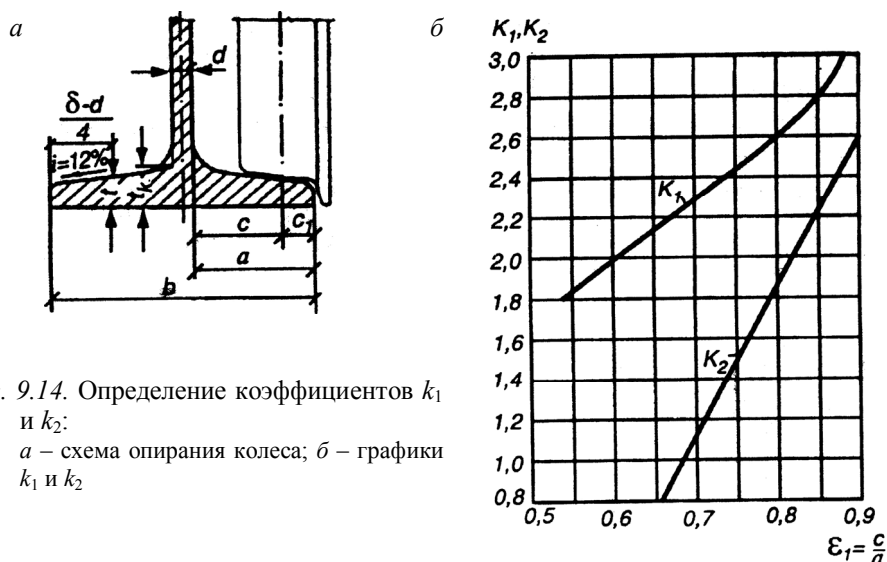


Рис. 9.14. Определение коэффициентов k_1 и k_2 :
 а – схема опирания колеса; б – графики k_1 и k_2

Проверка несущей способности балки:

– для верхнего пояса
$$\frac{M_x}{\varphi_b \cdot W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_y \gamma_c; \quad (9.26)$$

– для нижнего пояса
$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} + \sigma_{x,loc} \leq R_y \gamma_c; \quad (9.27)$$

$$\sigma_{y,loc} \leq R_y \gamma_c. \quad (9.28)$$

Коэффициент условия работы γ_c в формуле (9.27) для учета абразивного износа ездой полки рекомендуется принимать равным 0,95. Коэффициент φ_b определяют в соответствии с [33, прил. 7*]. Для балок пролетом 6 м из двутавров по ГОСТ 5157–83* с индексом M значения φ_b приведены в табл. 9.5. Жесткость балки проверяют на нормативную нагрузку от одного крана так же, как и для балок под опорные мостовые краны.

Таблица 9.5

Значения φ_b для двутавров по ГОСТ 5157–83* при пролете 6 м

№ I	18М	24М	30М	36М	45М
φ_b	0,861	0,88	0,902	0,88	0,90

Пример расчета

Подобрать сечение разрезной балки пути под два трехопорных подвесных крана грузоподъемностью 3,2 т. Материал балки – сталь С245, $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$.

По рис. 9.15 $\Sigma y_i = 4,45$; $k_1 = 1,1$; $\alpha = 1,05$; $M_x = \alpha \psi \Sigma F_{kn} \gamma_f k_i y_i = 1,05 \cdot 0,85 \cdot 22,8 \cdot 1,1 \cdot 4,54 = 111,8$ кН; $M_y = \psi \Sigma T_{kn} \gamma_f k_2 y_i = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot 4,54 = 3,8$ кН·м, где $T_{kn} = 0,05(G_t + Q)/n_0 = 0,05(0,47 \cdot 9,8 + 3,2 \times 9,8)/2 = 0,9$ кН.

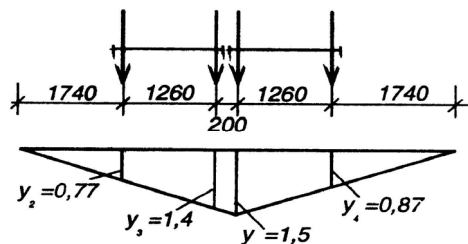


Рис. 9.15. К примеру расчета

Напряжение от вертикальной нагрузки составило примерно 50 % от суммарных. В таком случае формулу (9.27) можно привести к следующему виду: $\sigma_x \approx 2M_x/W_x \leq R_y \gamma_c$.

Тогда $W_{x,red} \approx 2M_x/R_y \gamma_c = 2 \cdot 11180/(24 \cdot 0,95) = 981$ см³. Принимаем I45М; $J_x = 32900$ см⁴; $W_x = 1420$ см³; $J_y = 908$ см⁴; $W_y = 121$ см³; $J_f = 94,5$ см⁴; $b_f = 150$ мм; $t_f = 18$ мм; $t_w = 10,5$ мм.

Проверка прочности принятого сечения по формуле (9.25):

$$\sigma_{x,loc} = \frac{k_2 \cdot F_{k1}}{t_{f1}^2} = \frac{1,6 \cdot 13,8}{1,8^2} = 6,81 \text{ кН/см}^2,$$

где $F_{k1} = \gamma_f k_1 F_{kn}/2 = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 22,8/2 = 13,8$ кН – расчетное давление одного колеса; для определения коэффициента k_2 (см. рис. 9.14) вычислим $\xi = c/a$; $a = (b_f - t_w)/2 = (150 - 10,5)/2 = 69,8$ мм; $c = a - c_1 = 69,8 - 16 = 53,8$ мм (для крана $Q = 3,2$ тс, $c_1 = 16$ мм); $\xi = 53,8/69,8 = 0,77$; $k_2 = 1,6$.

По формуле (9.27) напряжения в нижнем поясе $\sigma_x = (M_x/W_x + M_y/W_y + \sigma_{x,loc}) = (11180/1420 + 380/121 + 6,81) = 17,8$ кН/см² < $R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8$ кН/см².

По формуле (9.24) $\sigma_{y,loc} = \frac{k_1 \cdot F_{k1}}{t_{f1}^2} = \frac{2,5 \cdot 13,8}{2,22^2} = 7$ кН/см² < $R_y = 24$ кН/см², $k_1 = 2,5$ (при

$\xi = 0,77$); $t_{f1} = t_f + 0,12(b_f - t_w)/4 = 1,8 + 0,12(15 - 1,05) = 2,22$ см. Прочность балки обеспечена.

Проверка устойчивости балки. По формуле (9.26) $M_x/(\varphi_b W_x) + M_y/W_y = 11180/(0,9 \times 1420) + 380/121 = 11,9$ кН/см²; $\varphi_b = 0,9$ (табл. 9.5). Устойчивость балки обеспечена.

Проверка жесткости балки. По формуле (9.20) $f = M_{xn} \cdot L^2/(10EJ) = 5400 \times 600^2/(10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 31900) = 0,3$ см < $L/400 = 600/400 = 1,5$ см. Здесь $M_{xn} = \Sigma F_{kn} y_i = 22,8 \times (1,5 + 0,87) = 54$ кН·м – момент от нормативной нагрузки одного крана; Σy_i – сумма ординат линии влияния момента при загрузении одним краном (рис. 9.15).

Жесткость балки также обеспечена. Несмотря на большой запас, уменьшить сечение не представляется возможным, так как предыдущий номер двутавра (I№36М) будет иметь недостаточную несущую способность.

9.4. Расчет и конструирование подкрановых ферм

Решетчатые системы экономически целесообразны при пролетах свыше 12 м под краны небольшой грузоподъемности ($Q \leq 30$ т) режимов работы 1К–5К.

Подкрановые фермы проектируют обычно с параллельными поясами и треугольной решеткой с дополнительными стойками (рис. 9.16). Высоту ферм h_f принимают в пределах $1/6$ – $1/8$ пролета (с учетом предельного железнодорожного габарита). Длину панели назначают приблизительно равной высоте, но не более 3 м, с тем чтобы верхний пояс был выполнен из широкополочного двутавра. Поскольку верхний пояс воспринимает местный момент от внеузловой передачи нагрузки от колеса крана, высоту его сечения следует брать не менее $1/5$ – $1/7$ длины панели d . Узлы подкрановых ферм показаны на рис. 9.17.

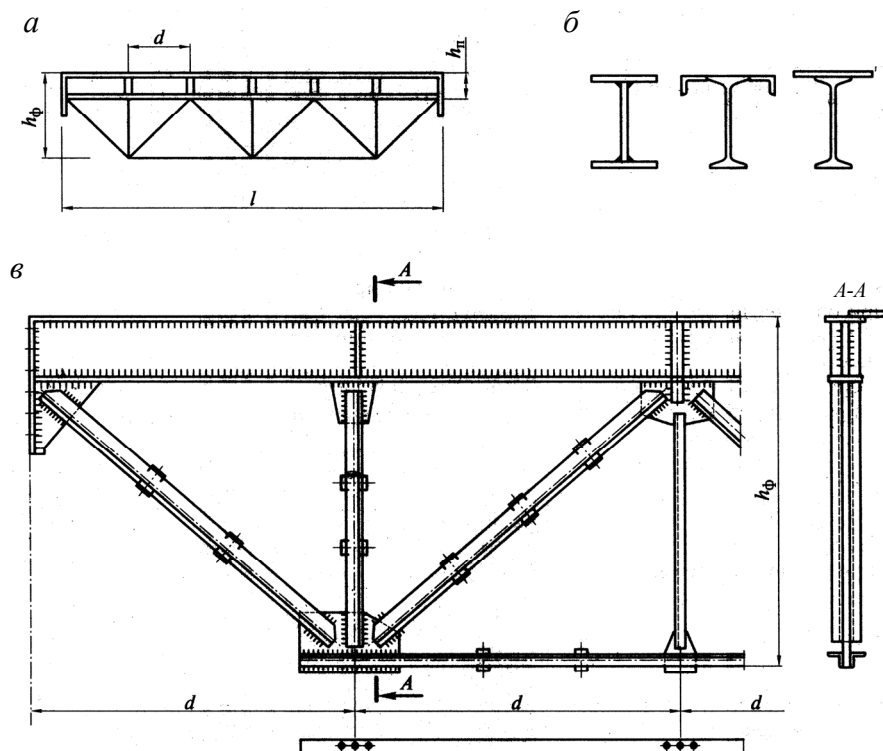


Рис. 9.16. Решетчатая подкрановая ферма:
 а – схема; б – тип сечения верхнего пояса; в – конструктивное решение

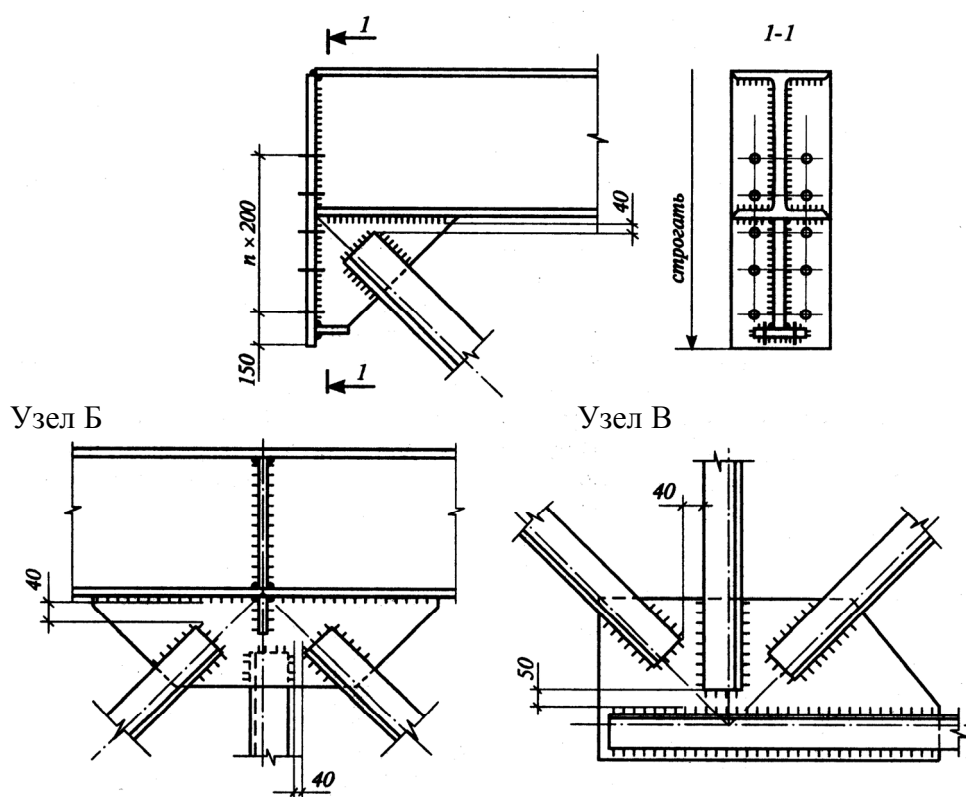


Рис. 9.17. Сварные узлы подкрановых ферм

Решетку подкрановых ферм центрируют, как правило, на нижнюю кромку верхнего пояса, что упрощает конструкцию узла крепления решетки к поясу и несколько его разгружает. Решетку ферм выполняют из спаренных уголков, нижний пояс – из тавров или спаренных уголков.

Фасонки ферм принимают толщиной не менее 10 мм и приваривают к верхнему поясу с проваром на всю толщину. Для снижения концентрации напряжений концы швов должны быть зачищены для обеспечения плавного перехода от фасонки к поясу. В узлах примыкания решетки к верхнему поясу стенку пояса следует укреплять ребрами жесткости.

По статической схеме решетчатая подкрановая балка представляет собой комбинированную систему – ферму с жестким верхним поясом. Расчет подкрановой фермы, представляющей $(n - 1)$ раз статически неопределимую систему (где n – число панелей верхнего пояса), точными методами строительной механики вручную достаточно трудоемок, поэтому его следует выполнять на ЭВМ.

Предварительный подбор сечений элементов фермы может быть выполнен приближенным способом: осевые усилия в элементах определяют по линиям влияния в предположении шарнирности всех узлов, а изгибающий момент в верхнем поясе (если в панели размещается только одно колесо крана) находится по формуле $M_x = F_k d/3$.

Затем определяют изгибающий момент M_y (при тормозных балках) или продольное усилие N_T и местный изгибающий момент $M_{loc,y}$ (при тормозных фермах) в верхнем поясе подкрановой фермы от горизонтальных сил при том же положении кранов, что и при определении усилий от вертикальной нагрузки. Расчетные схемы подкрановых ферм приведены на рис. 9.18.

По расчетным усилиям подбирают сечения элементов и проверяют их несущую способность. Верхний пояс фермы работает на сжатие с изгибом в двух плоскостях. Решающей является проверка устойчивости, которую можно провести по приближенным формулам:

– при сплошной тормозной балке

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot A_f} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_{y1}} \leq R_y \gamma_c; \quad (9.29)$$

– при тормозной ферме

$$\frac{N + N_T}{\varphi_{\min} \cdot A_f} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_{loc,y}}{W_{y2}} \leq R_y \gamma_c, \quad (9.30)$$

где N – продольная сила в верхнем поясе от вертикальной нагрузки; $N_T = M_y/h_T$ – продольная сила в верхнем поясе от горизонтальной нагрузки (h_T – ширина тормозной фермы); M_x , M_y – изгибающие моменты от вертикальной и горизонтальной нагрузок; $M_{loc,y} = 0,9T_k d/4$ – местный изгибающий момент в панели верхнего пояса фермы от горизонтального усилия на колесе T_k ; W_x – момент сопротивления верхнего пояса относительно оси x ; W_{y1} – момент сопротивления тормозной балки относительно оси y (в расчетное сечение тормозной балки включается только полка верхнего пояса фермы) (рис. 9.18); W_{y2} – момент сопротивления полки верхнего пояса относительно вертикальной оси; φ_x – коэффициент устойчивости верхнего пояса, определяемый в зависимости от $\lambda = d/i_x$; φ_{\min} – меньший из коэффициентов устойчивости $\varphi_x = f(\lambda_x)$ и $\varphi_y = f(\lambda_y = d/i_y)$.

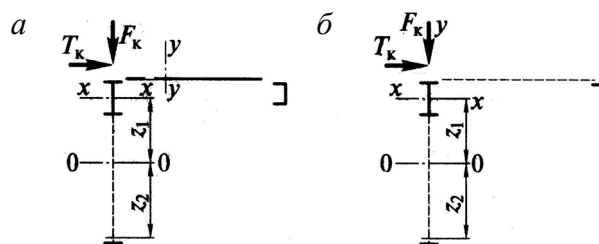


Рис. 9.18. Расчетные схемы подкрановых ферм с тормозной балкой (а) и с тормозной фермой (б)

Все характеристики определяются без учета ослабления сечения отверстиями для болтов.

Нижний пояс и решетка подкрановой фермы работают и рассчитываются на центральное сжатие или растяжение.

Прогиб подкрановой балки от нормативной нагрузки может быть определен по приближенной формуле

$$f = [M_x^n L^2 / (10EJ_\phi)] \mu, \quad (9.31)$$

где $J_\phi = A_{\phi 1} \cdot z_1^2 + A_{\phi 2} \cdot z_2^2$; $A_{\phi 1}$, $A_{\phi 2}$ – площадь сечения верхнего и нижнего поясов фермы; z_1 , z_2 – расстояния от центров тяжести сечения поясов до общего центра тяжести; μ – коэффициент, принимаемый равным 1,4 при отношении высоты фермы к пролету $h_\phi/L = 1/6$ и 1,3 при $h_\phi/L = 1/8$ (в промежутке по интерполяции); J_ϕ – момент инерции фермы.

При проверке усталостной прочности подкрановых ферм необходимо учитывать повышенную концентрацию напряжений в узлах крепления решетки.

Расчет и конструирование подкраново-подстропильных ферм можно найти в [14, 36].

9.5. Узлы и детали подкрановых конструкций

Узлы опирания подкрановых балок и ферм (см. рис. 2.20–2.22) являются самыми ответственными и уязвимыми. Действительное распределение усилий сильно отличается от расчетных значений. В [22, разд. III] отмечено, что фактическое давление колеса крана здесь может быть на 30 % больше расчетного.

Это связано с тем, что при проходе крана балка прогибается, и опорное сечение ее поворачивается на угол ϕ в плоскости балки. Из-за неровностей пути колесо крана может завестись. Из-за температурных деформаций, обмятия прокладок и других факторов могут возникнуть вертикальные и горизонтальные перемещения.

Если стеснить эти деформации, то в элементах крепления появятся большие дополнительные усилия. При многократном их повторении это может привести к усталостному разрушению. Поэтому крепление балок должно передавать на колонну вертикальные и горизонтальные силы (опорные реакции), но не препятствовать повороту и продольному смещению опорных сечений, т. е. быть достаточно гибким.

Подкрановые балки и фермы следует опирать на колонны с центрированной передачей опорного давления через опорные ребра (рис. 9.19, а). Торцы опорных ребер строгаются. Возможно опирание на колонну через прокладки, прикрепленные к нижнему поясу (рис. 9.19, б, в).

Рассчитывают опорное ребро, как и в обычных балках, на смятие и устойчивость из плоскости балки:

$$\sigma_p = \frac{F}{A_p} \leq \frac{R_p \gamma_c}{\gamma_n}; \quad \sigma = \frac{F}{\phi_z A} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}. \quad (9.32)$$

Здесь A_p – площадь смятия опорного ребра; $\phi_z \rightarrow f\left(\lambda_z = \frac{h_w}{i_z}\right)$ – коэффициент продольного изгиба в функции от гибкости из плоскости балки расчетного сечения ребра и примыкающей части стенки.

Вертикальные болты, прикрепляющие балку к колонне, проверяются на срез от усилия продольного торможения крана

$$T_{np} = 0,1 \sum F_k.$$

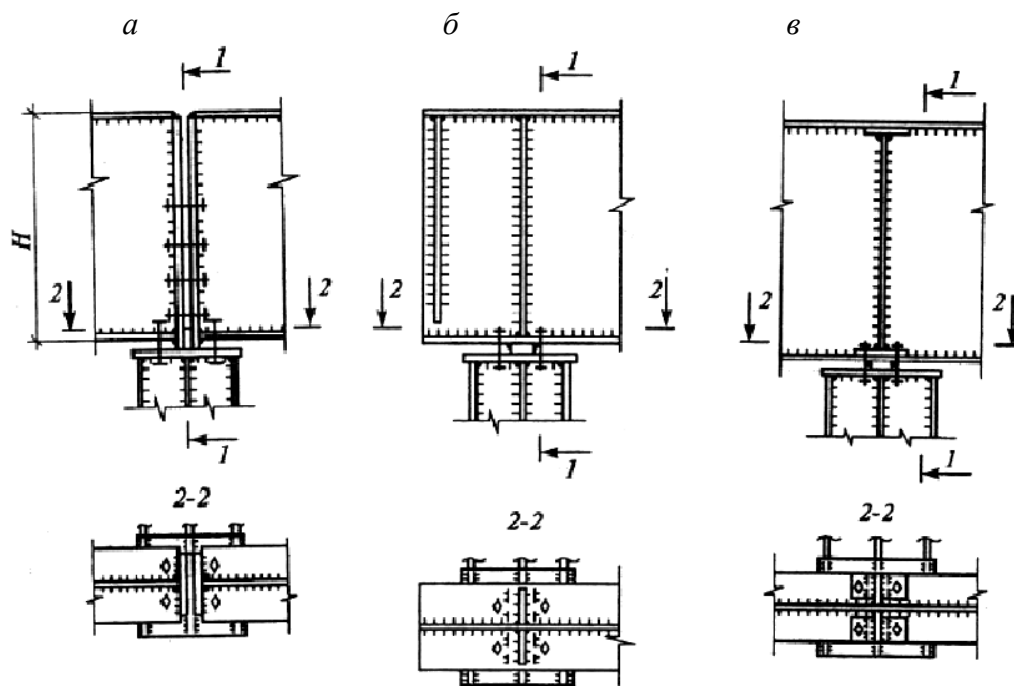


Рис. 9.19. Опираие подкрановых балок на колонну:

a – вариант опирания на ребро; *б* – вариант опирания концевой балки через прокладки; *в* – опирание неразрезной балки

В неразрезных балках на опоре смежного незагруженного пролета возникает отрицательная опорная реакция. Она воспринимается анкерными болтами, прикрепляющими балку к колонне (рис. 9.19, *в*). Их нужно проверить на растяжение. Если этих болтов недостаточно, приваривают дополнительные соединительные планки (рис. 9.20).

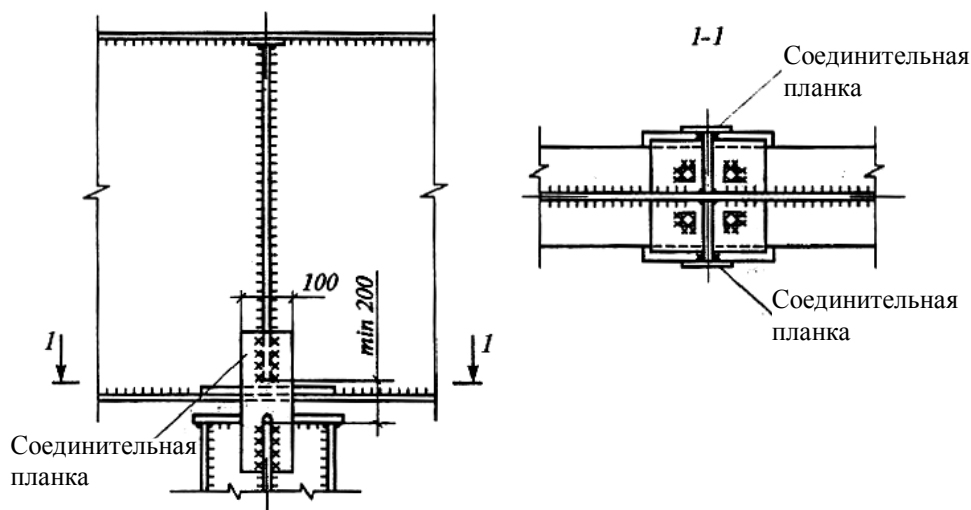


Рис. 9.20. Опираие неразрезной подкрановой балки на колонну при наличии больших отрывающих усилий

Узел опирания подкрановой балки на колонну показан на рис. 9.21. Конструкция узла опирания зависит от состава тормозных конструкций (балок или ферм). Они показаны на рис. 2.16, *б*, *в* и 2.17, *б*, *в*. Расчет тормозных балок и ферм изложен в подразд. 9.2.

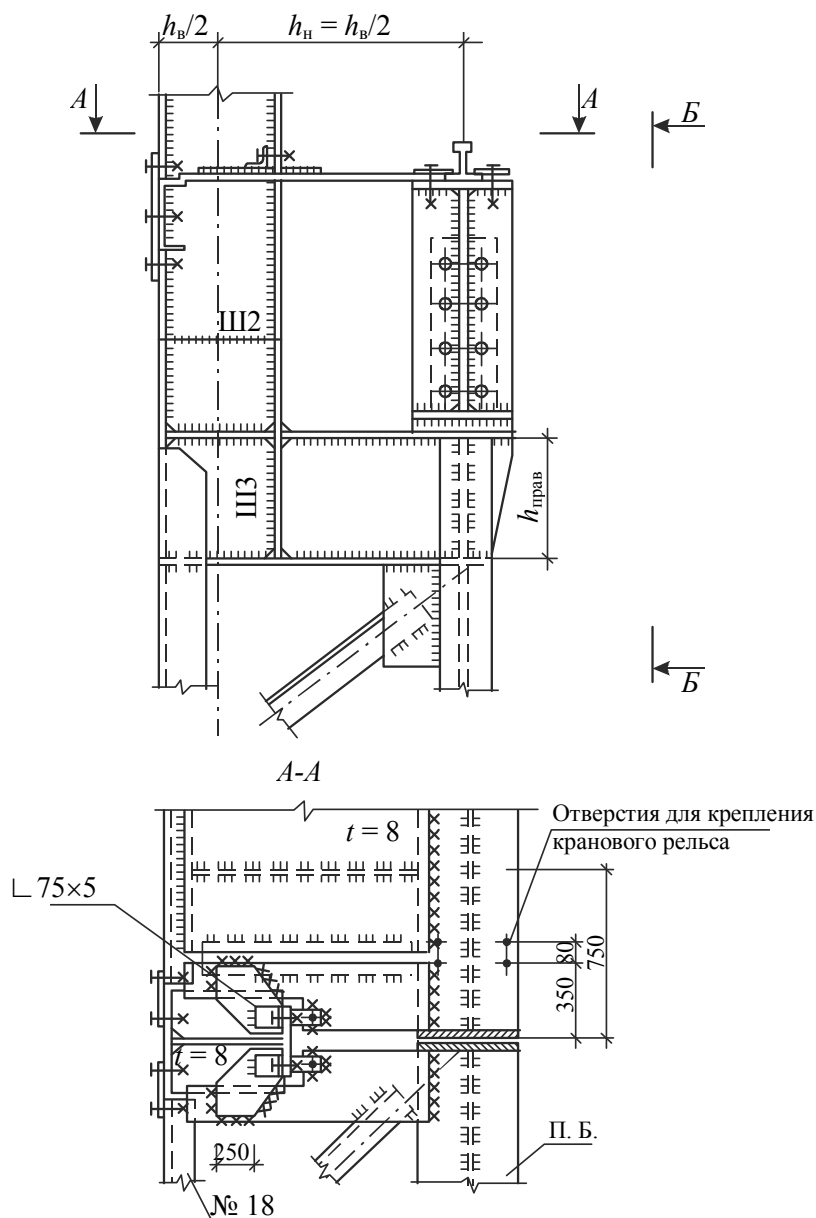


Рис. 9.21. Узел опирания подкрановой балки на колонну крайнего ряда

При опирании подкрановых балок на колонны в связевых блоках для передачи горизонтальных усилий продольного торможения на вертикальные связи каркаса предусматривается дополнительное закрепление подкрановых балок к колоннам (рис. 2.21). Это закрепление также проверяется на $T_{\text{пр}} = 0,1 \sum F_k$.

Стенки тормозных балок выполняют из рифленого настила с ребрами жесткости из полосовой стали, расположенными примерно через 1,5 м по длине балки. Ширину ребра необходимо принимать не менее 65 мм, толщину – не менее 6 мм. Крепление листов к подкрановым балкам и колоннам выполняют сплошными швами. Вырезы в листах тормозных балок для пропуска лестниц, трубопроводов и т. п. окаймляют ребрами (из полосы или уголков). Примеры сопряжений разрезных подкрановых конструкций с колоннами в уровне верхнего пояса показаны на рис. 9.22–9.24. Пример сопряжения неразрезных подкрановых конструкций с колонной в уровне верхнего пояса приведен на рис. 9.25.

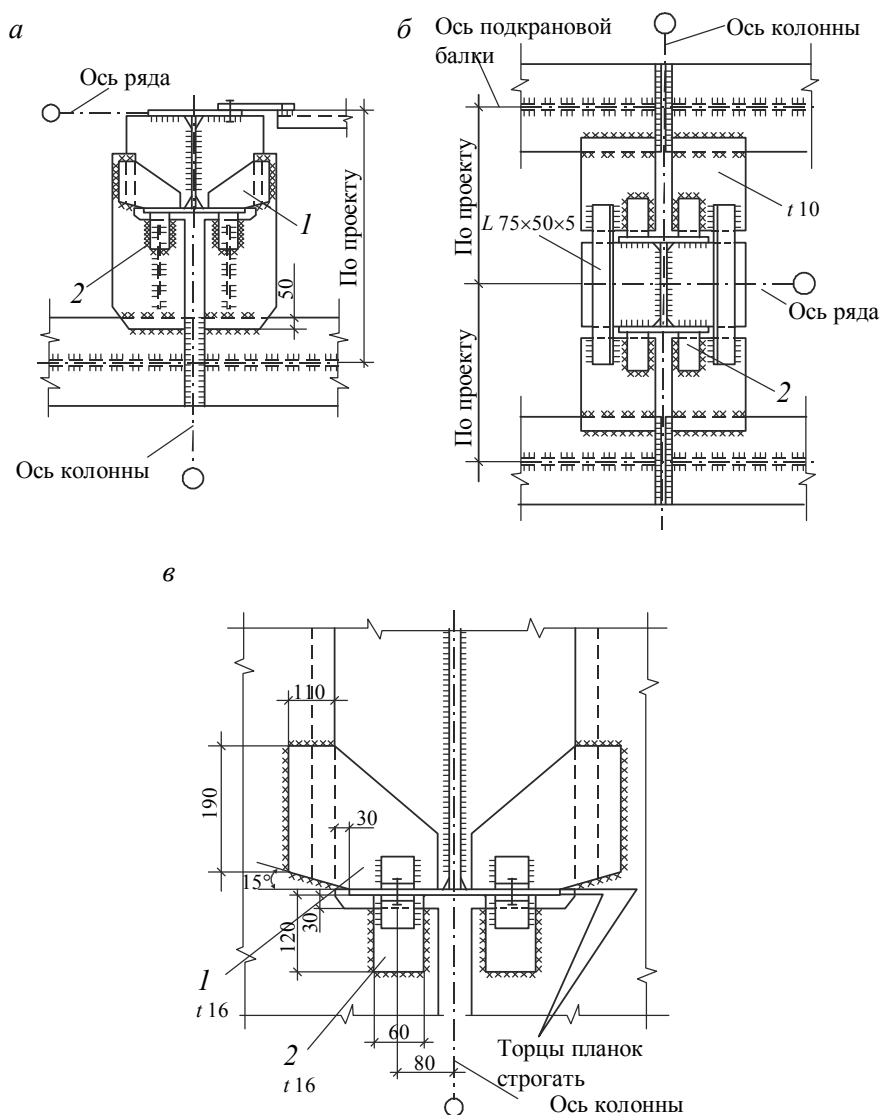


Рис. 9.22. Сопряжение разрезных подкрановых конструкций в уровне верхнего пояса без тормозных конструкций:

а – по крайнему ряду колонн; *б* – по среднему ряду колонн; *в* – установка деталей 1 и 2

Возможны иные типы опорных узлов. Они приведены на [14, рис. 15.19, *б*; 15, рис. 2.70, *б*; 22, рис. 9.5]. В узлах, представленных на рис. 9.21–9.24, поперечные горизонтальные воздействия передаются через плотно пригнанные к полкам колонны элементы (упорные планки). За счет проскальзывания они допускают свободу перемещений опорных сечений, а за счет гибкости этих деталей – и свободу поворота.

Рассмотрим подробнее конструкцию и расчет крепления подкрановой балки к колонне, приведенные на рис. 9.21–9.23. Детали крепления, указания по их изготовлению и монтажу представлены на рис. 9.26. Расчетная схема приведена на рис. 9.27. Толщина фасонки в узлах крепления принимается по табл. 9.6.

Таблица 9.6

Толщина фасонки в узлах крепления подкрановой балки к колонне

Усилие в элементе, т	До 25	26–40	41–60	61–100	101–140
Толщина, мм	8	10	12	14	16

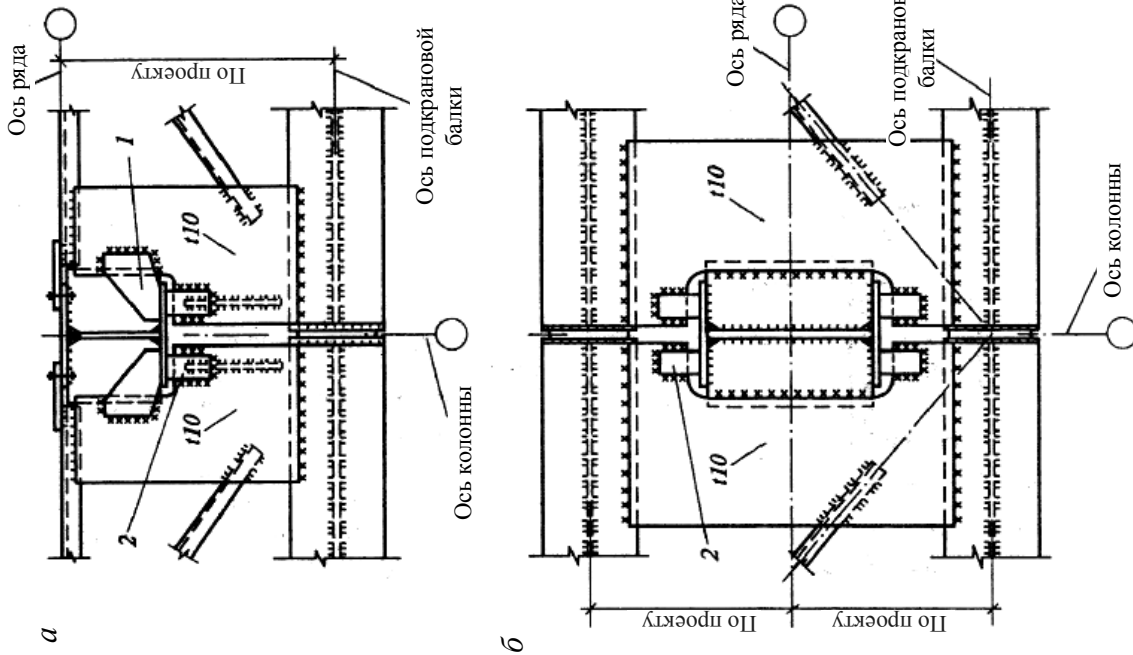


Рис. 9.24. Сопряжение разрезных подкрановых конструкций в уровне верхнего пояса при тормозных фермах:
 а – по крайнему ряду колонн; б – по среднему ряду колонн; 1, 2 – детали

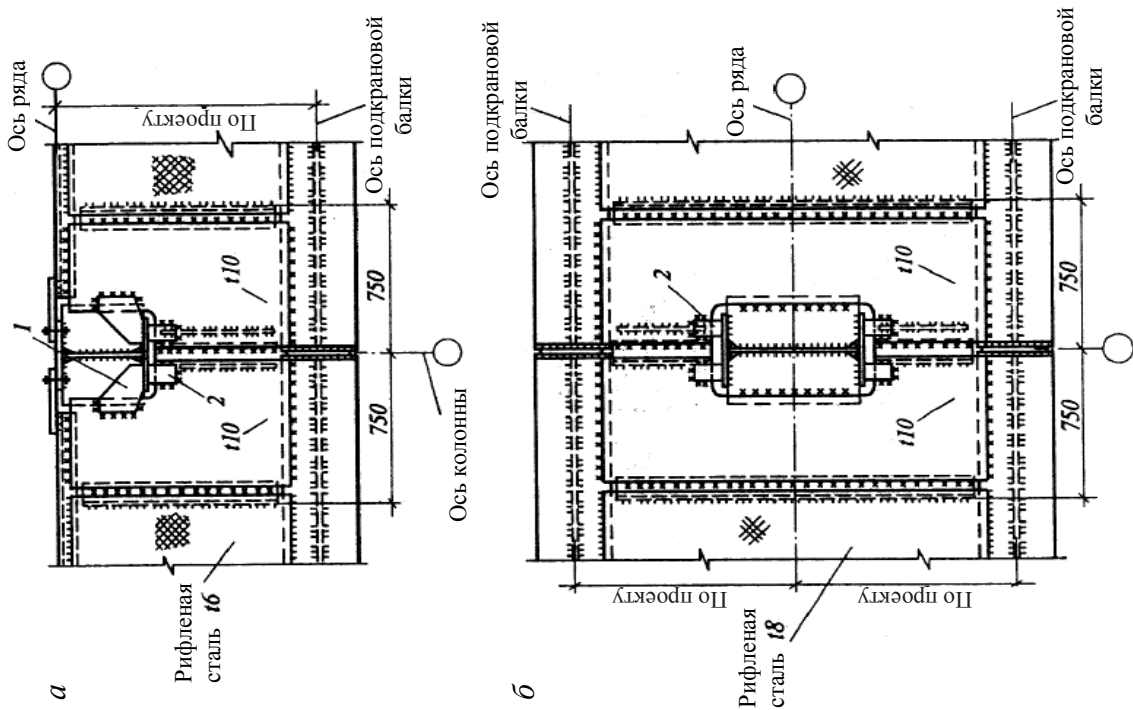


Рис. 9.23. Сопряжение разрезных подкрановых конструкций в уровне верхнего пояса при тормозных балках:
 а – по крайнему ряду колонн; б – по среднему ряду колонн; 1, 2 – детали

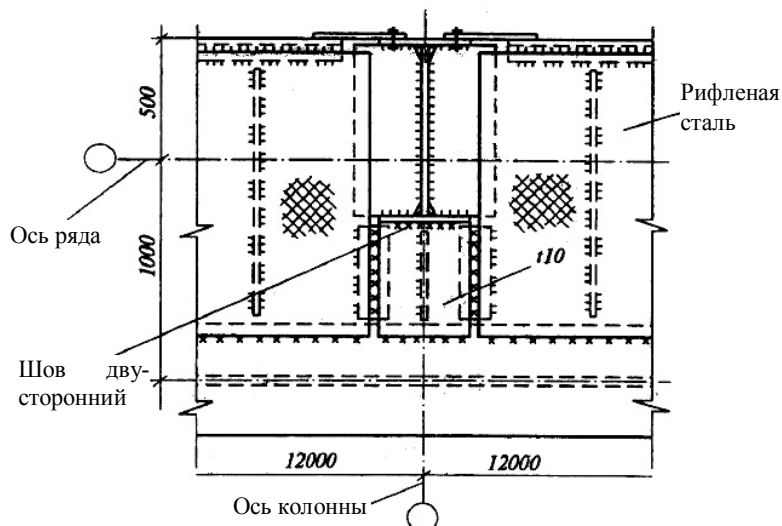


Рис. 9.25. Сопряжение неразрезных подкрановых балок с колонной крайнего ряда в уровне верхнего пояса

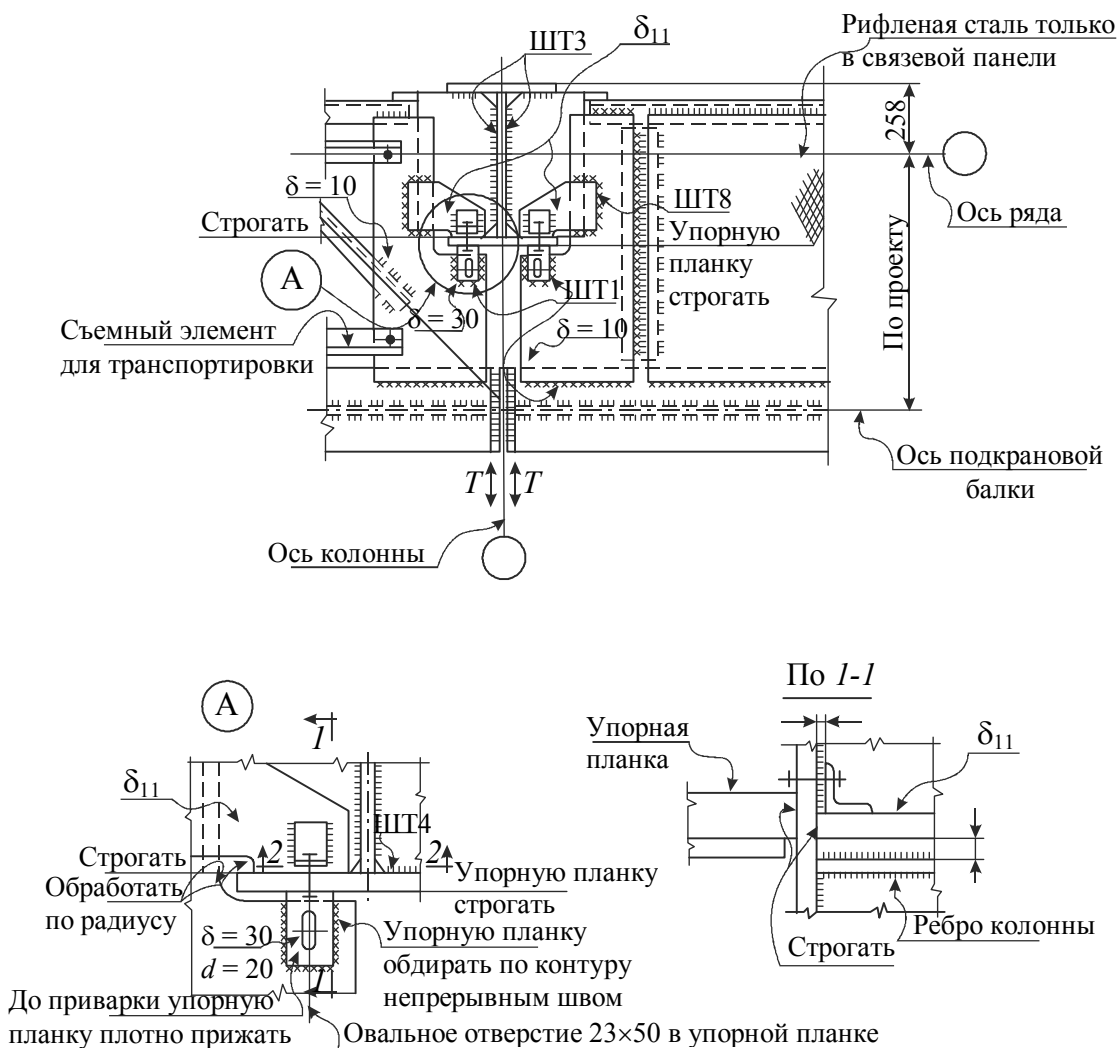


Рис. 9.26. Узел крепления подкрановой балки к колонне крайнего ряда по серии 1.400-10

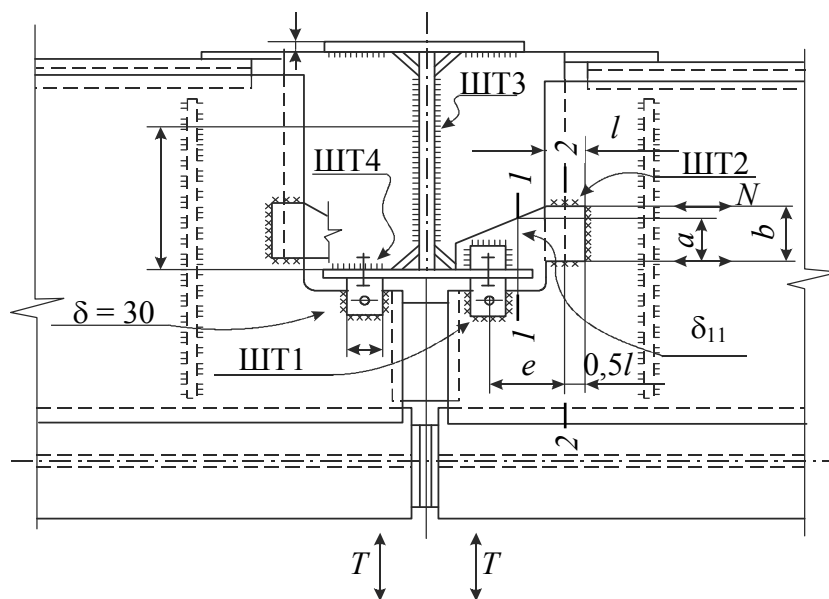


Рис. 9.27. Расчетная схема узла крепления

Упорная планка δ_{11} рассчитывается на срез в сечении 1-1 и на изгиб в сечении 2-2 (рис. 9.27). Толщина упорной планки:

$$\delta_{11} \leq \frac{1,5T}{aR_s}; \quad \delta_{11} \leq \frac{6Te}{b^2R_y}; \quad e = 0,5l.$$

Расчет катетов сварных швов:

$$\text{Ш}_{Т1} \rightarrow k_{f1} = \frac{T}{\sum l_{w1} \beta R_w \gamma_w \gamma_c};$$

$\text{Ш}_{Т2} \rightarrow$ на большее значение k_{f2} от воздействий T и N :

$$k_{f2} = \frac{T}{b \beta R_w \gamma_w \gamma_c} \quad \text{при} \quad N = \frac{Te}{b}; \quad k_{f2} = \frac{N}{l \beta R_w \gamma_w \gamma_c}.$$

Швы $\text{Ш}_{Т1}$ и $\text{Ш}_{Т2}$ должны быть непрерывны по всей длине.

$$\text{Ш}_{Т3} \rightarrow k_{f3} = \frac{T}{2l_{w3} \beta R_w \gamma_w \gamma_c};$$

$$\text{Ш}_{Т4} \rightarrow k_{f4} = \frac{T}{2l_{w4} \beta R_w \gamma_w \gamma_c}; \quad l_{w4} = c + 2\delta_n.$$

Размеры a, b, c, l, δ_n , а также усилия T и N показаны на рис. 9.27.

Узел крепления подвесных балок кранового пути зависит от конструкции ригеля рамы. Для стропильной фермы типа «Молодечно» из ГСП (см. п. 8.2.1) узел крепления подкрановой балки к нижнему поясу фермы представлен на рис. 9.28. Здесь опорный столик из сварного двутаврового коротыша с помощью хомутов болтами крепится к поясу. К нему четырьмя болтами крепится опорная плита двутавровой балки. В плите отверстия овальные для рихтовки по горизонтали. Рихтовка по вертикали производится с помощью прокладок и шайб. После выверки шайбы свариваются.

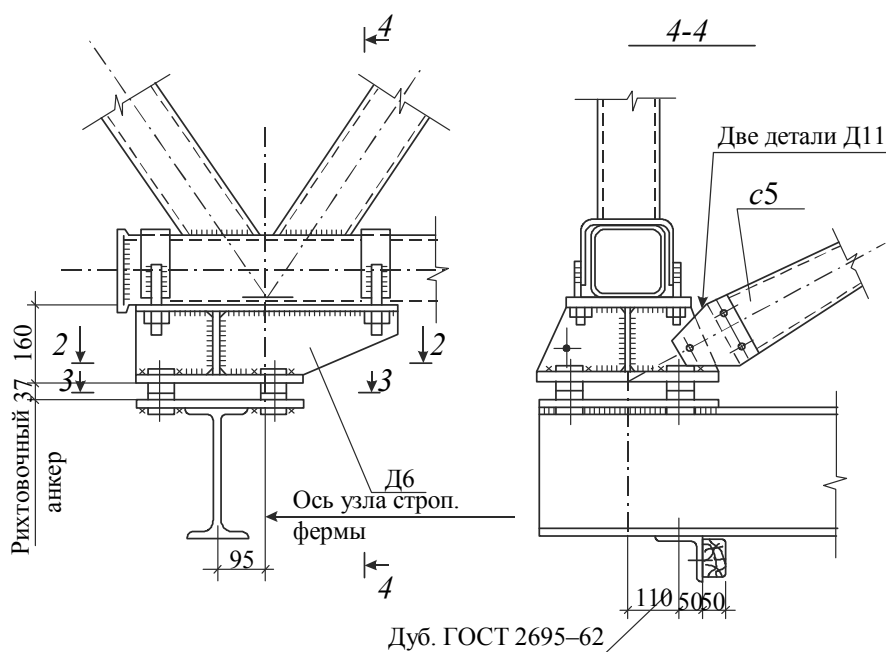


Рис. 9.28. Узел крепления подвесной подкрановой балки к нижнему поясу фермы «Молодечно»

В разрезе 4-4 рис. 9.28 показан концевой упор кранового пути. Здесь же показан элемент С-5 – раскос вертикальной связи по фермам. Расчет узла сводится к проверке сварных швов и болтов крепления соединительных деталей.

Упоры для кранов устраивают по концам подкранового пути для фиксации предельного положения кранов. Их располагают в соответствии с технологическим заданием. Для смягчения возможных ударов к передней части упора следует прикреплять деревянный брус на уровне буферов кранового моста (рис. 9.29). В зданиях с кранами групп режимов работы 7К, 8К и при кранах грузоподъемностью свыше 100 т, а также при всех кранах с жестким подвесом рекомендуется взамен деревянных брусьев установка пружинных буферов железнодорожного типа.

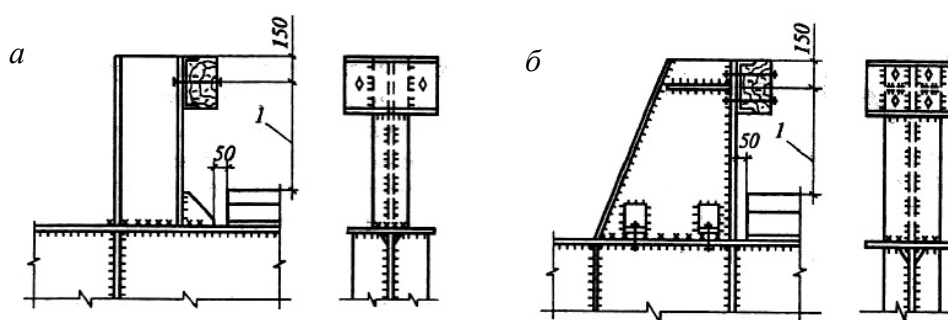


Рис. 9.29. Упоры для кранов разной грузоподъемности:
а – до 30 т (режим 7К) и до 50 т (режим 1К-6К); б – до 250 т

Нагрузки от удара крана о тупиковый упор определяют по приложению 2 СНиП 2.01.07. Расстояние от верха кранового рельса до оси деревянного бруса или буфера принимают в соответствии с данными завода-изготовителя кранов. Ориентировочные расстояния от верха кранового рельса до оси деревянного бруса или буфера упора приведены в табл. 9.7.

Ориентировочные расстояния от верха кранового рельса до оси деревянного бруса или буфера упора

Грузоподъемность крана, т	5	10	15	20	30	50	80 и более
Расстояние, мм	700	725	835	835	1040	1060	1200

Узлы крепления рельсов на крановые пути приведены на рис. 9.29. Схема расположения отверстий по верхнему поясу балки для крепления рельсов планками показана на рис. 9.30.

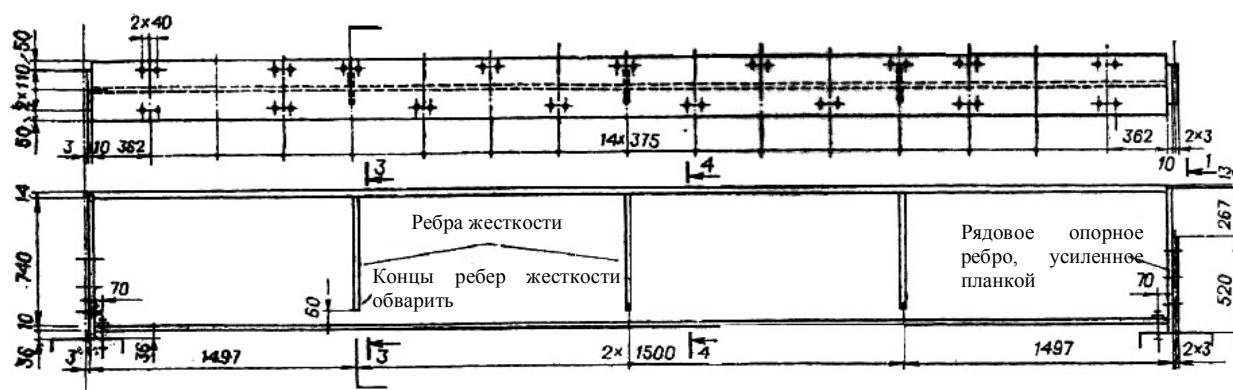


Рис. 9.30. Расположение отверстий в верхнем поясе балки

Чтобы уменьшить ослабление пояса отверстиями под болты планки с болтами в средней части балок располагают в шахматном порядке. Отверстия под болты должны быть увязаны с ребрами жесткости.

10. РАСЧЕТ ПРОГОНОВ, ЭЛЕМЕНТОВ ФАХВЕРКА, СВЯЗЕЙ ЖЕСТКОСТИ

10.1. Конструкция и расчет прогонов

Прогоны сплошного сечения чаще всего изготавливают из прокатных швеллеров и двутавров, а также из гнутых швеллеров, С-образных и Z-образных профилей. Сплошные прогоны выполняют по разрезной и неразрезной схемам. Прогоны рассчитываются на нагрузки от веса кровли и прогонов, снега, а при крутом уклоне – кровли и ветра.

Вертикальная нагрузка на прогон

$$q = \left(\frac{g}{\cos \alpha} + q_{с.н} \right) b + q_p, \quad (10.1)$$

где g – расчетная нагрузка от веса 1 м^2 кровли; α – угол наклона кровли к горизонту; $q_{с.н}$ – интенсивность снеговой нагрузки; b – шаг прогонов; q_p – расчетная нагрузка от веса прогона.

При расчете прогонов следует учитывать неразрезность профнастила. Нагрузкой на прогон является опорная реакция настила, и формула (10.1) соответствует однопролетной схеме настила или плиты покрытия. Если настил двухпролетный, значение q в формуле (10.1) следует увеличить в 1,25 раза; если трехпролетный – в 1,1 раза; если четырехпролетный – в 1,143 раза.

В зданиях с фонарями, а также при перепаде высот покрытия необходимо учитывать «снеговые мешки» посредством $\mu > 1$ [29]. При малоуклонной кровле ($i \leq 2,5 \%$) прогон работает только на вертикальные нагрузки. При большем уклоне он работает в двух плоскостях (косой изгиб). Вертикальная нагрузка q (рис. 10.1, а) может быть разложена на нормальную составляющую q_x и скатную q_y :

$$q_x = q \cdot \cos \alpha; \quad q_y = q \cdot \sin \alpha.$$

Расчетная длина прогона в вертикальной плоскости l – шаг ферм и изгибающий момент от нормальной составляющей $M_x = q_x l^2 / 8$ для разрезных прогонов. В плоскости ската дополнительными опорами для прогонов являются тяжи (рис. 10.1, б), и моменты в плоскости ската показаны на рис. 10.1, в. Проверка прочности прогона с учетом развития пластических деформаций

$$\sigma = \frac{M_x}{c_x W_x} + \frac{M_y}{c_y W_y} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n}, \quad (10.2)$$

где c_x и c_y см. по табл. П.4.9.

Если на прогонах надежно закреплен профнастил, то скатная составляющая q_y воспринимается самим настилом, и тяжи не нужны. $M_y = 0$, и прогон будет работать на поперечный изгиб. Не нужны тяжи и при малоуклонной кровле.

Прогиб прогонов от нормативной нагрузки проверяют только в нормальной к скату плоскости: $f_x \leq l/200$.

Следует заметить, что тонкостенные гнутые профили (особенно С-образного сечения) плохо сопротивляются кручению и в них возникают дополнительные напряжения: нормальные от бимоменты B_ω и касательные от крутящего момента M_k . В этом случае условие прочности (10.2) следует дополнить влиянием бимоменты

$$\sigma_\omega = \frac{B_\omega}{W_\omega}. \quad (10.3)$$

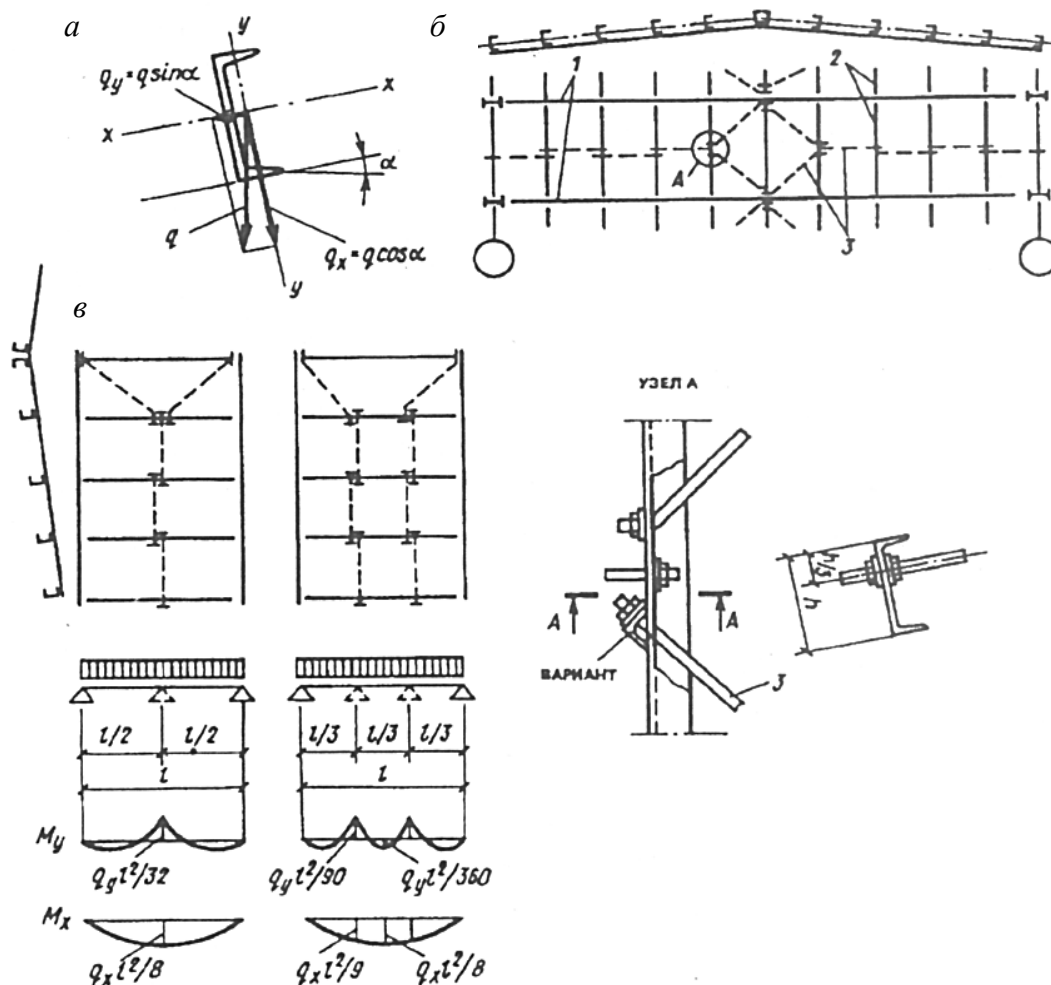


Рис. 10.1. Расчетные схемы прогонов:

а – схема действия нагрузки; б – развязка прогонов тязями; в – к определению усилий в прогонах; 1 – фермы; 2 – прогоны; 3 – тязи

Рекомендации по определению B_{ω} и W_{ω} для различных профилей прогонов можно найти в [9, п. 4.9.2].

Схема решетчатых прогонов приведена на рис. 2.45. Решетчатые прогоны рассчитывают как фермы с неразрезным верхним поясом (подразд. 8.2). Верхний пояс работает на сжатие с изгибом. Остальные элементы – на растяжение или сжатие.

10.2. Расчет ригелей и стоек фахверка

Конструктивное решение фахверка описано в подразд. 2.4. На рис. 2.31 представлен фрагмент монтажной схемы фахверка стен из трехслойных металлических панелей; на рис. 2.32 – типы сечений ригелей. Несущие ригели воспринимают горизонтальные и вертикальные нагрузки и работают как балки на косоу изгиб. Расчетная схема ригеля приведена на рис. 10.2.

Вертикальная нагрузка q_x – собственный вес стены, собранный с высоты, равной расстоянию между несущими ригелями для сэндвич-панелей. Для кирпичных и блочных стен образуются своды, и нагрузка принимается с высоты, равной $0,6l$, если расстояние между ри-

гелями $h \geq 0,75l$. Горизонтальная нагрузка q_y – ветровая на отметке ригеля. Условие прочности ригеля при косом изгибе соответствует (10.2). Ветровые ригели воспринимают только горизонтальную нагрузку q_y .

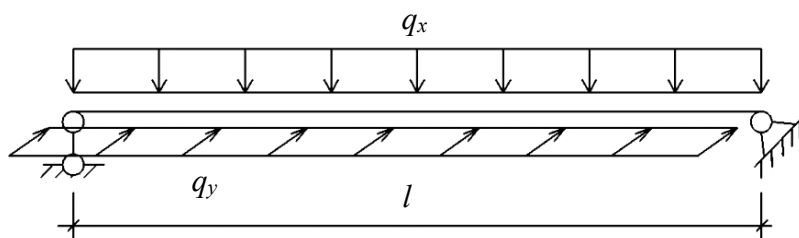


Рис. 10.2. Расчетная схема ригеля

При использовании тонкостенных гнутых профилей открытого сечения в ветровых ригелях фахверка появляются ощутимые изгибо-крутильные деформации и дополнительные напряжения от стесненного кручения (10.3). При высоте стойки фахверка до 350 мм и легком стеновом ограждении ригели фахверка могут одновременно выполнять функции распорок вертикальных связей по колоннам. В этом случае (при отсутствии распорок) в ригелях фахверка появятся дополнительные продольные силы, и расчет их потребует вести по формулам (62) СНиП II-23–81* как сжато-изогнутый стержень:

$$\frac{N}{\varphi_{exy} A} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} \quad (10.4)$$

Эффективность элементов фахверка можно повысить путем введения в систему подвесок и подпорок. Особенности работы таких систем фахверка рассмотрены в [9, разд. 4–6].

Стойки фахверка рассчитывают как сжато-изогнутые стержни на нагрузки от веса стенового ограждения, ветра, собственного веса тормозных и переходных площадок и полезной нагрузки на них, собственного веса стоек и различных инженерных коммуникаций.

Расчетная схема стойки торцевого фахверка приведена на рис. 10.3.

Вес стенового ограждения приложен эксцентрично. Стойки шарнирно опираются на фундамент и с помощью листового шарнира (см. рис. 2.26) на связи по нижним поясам ферм. Если в пределах стойки фахверка есть горизонтальные площадки, то они тоже являются горизонтальной опорой для стойки.

Расчет стойки фахверка выполняется как внецентренно сжатой колонны сплошного сечения (см. подразд. 7.1). Расчетная длина стойки принимается равной расстоянию между точками раскрепления. Предельная гибкость стоек принимается по табл. П.4.8, а предельные прогибы стоек и ригелей фахверка не должны превышать 1/200 пролета элемента.

Узлы примыкания стоек фахверка к конструкциям покрытия приведены на рис. 10.4, к тормозной ферме – на рис. 10.5, к тормозной площадке – на рис. 10.6. В элементах крепления на воздействие опорных реакций R_2 и R_3 (см. рис. 10.3) рассчитываются сварные швы и болты, а также пластины и распорки (рис. 10.4 и 10.5).

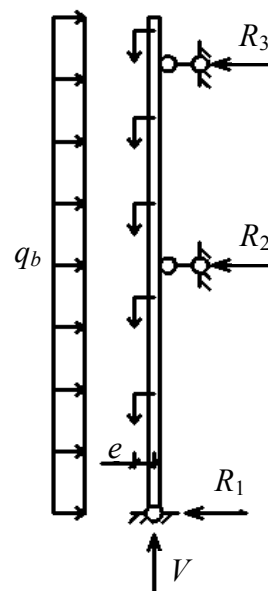


Рис. 10.3. Расчетная схема стойки торцевого фахверка

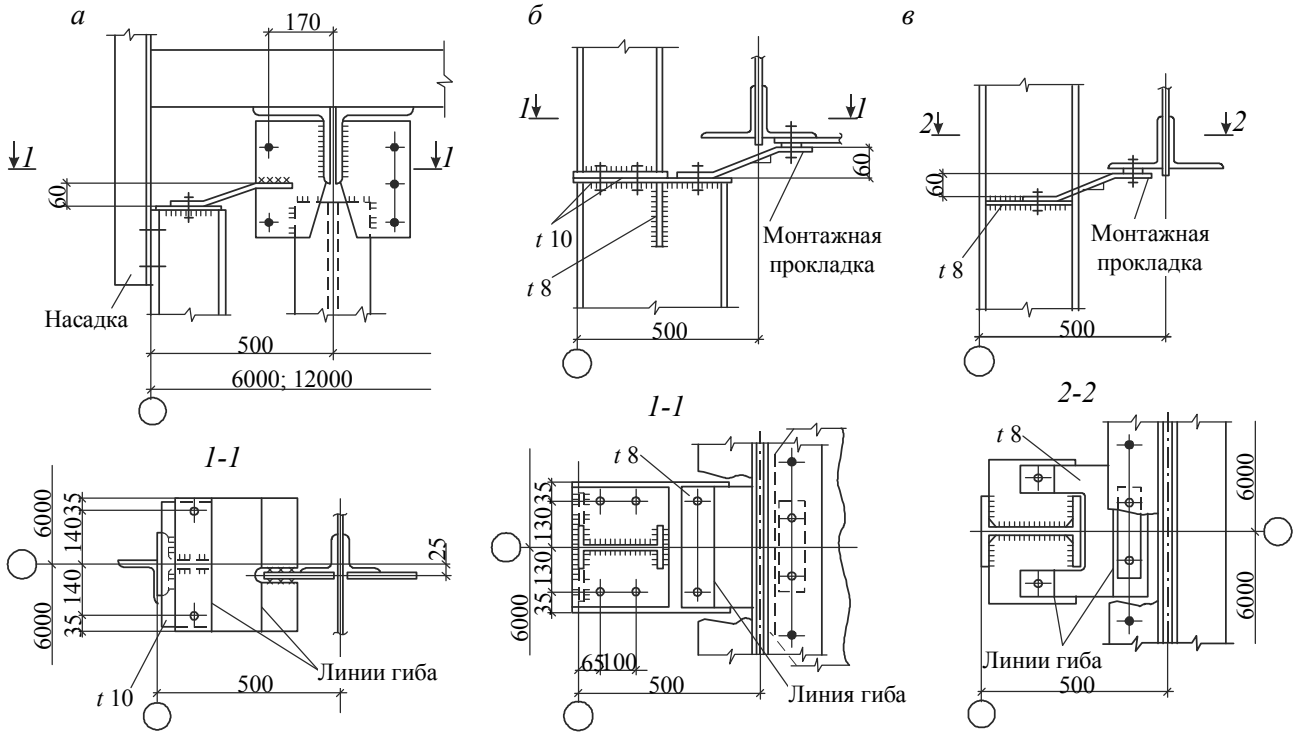


Рис. 10.4. Примыкание стоек фахверка к конструкциям покрытия:
а – в уровне верхнего пояса стропильных ферм; б, в – в уровне нижнего пояса стропильных ферм

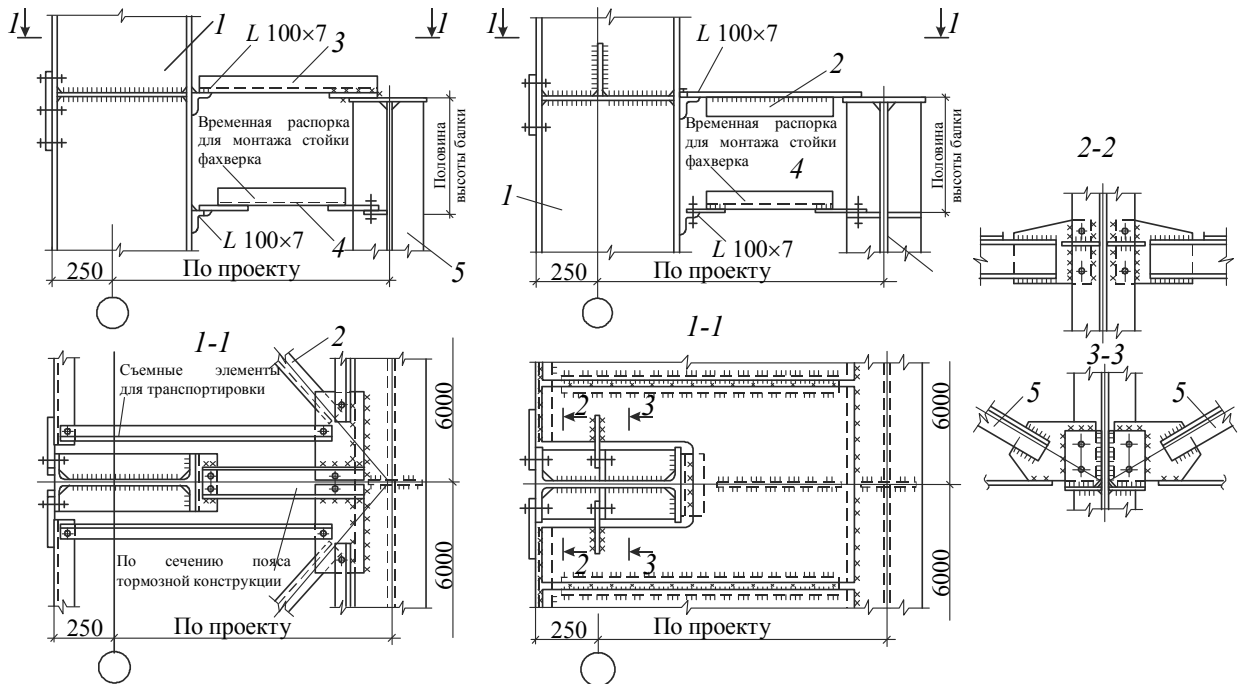


Рис. 10.5. Примыкание стойки к тормозной ферме:
1 – стойка; 2 – тормозная площадка; 3 – подкрановая балка; 4 – монтажная распорка; 5 – вертикальная связь

Рис. 10.6. Примыкание стойки к тормозной площадке:
1 – стойка; 2 – тормозная ферма; 3 – распорка; 4 – монтажная распорка; 5 – подкрановая балка

10.3. Конструкция и расчет связей жесткости

Назначение, компоновка и конструктивное описание связей жесткости подробно изложены в подразд. 3.3. Поперечные горизонтальные связи по фермам включают в себя пояса стропильных ферм и связевую решетку (крестовую, раскосную, треугольную или иную). При конструировании связей следует стремиться к их равноустойчивости: $\lambda_x = \lambda_y$. Схемы связей по покрытию приведены на рис. 3.4.

В торце здания стойки фахверка опираются на стропильную ферму с помощью гибкого листового шарнира (см. рис. 10.4) чаще всего в уровне нижнего пояса. В месте сопряжения эти стойки передают горизонтальную ветровую нагрузку W , собранную с соответствующей грузовой площади торцевой стены, в узлы горизонтальной связевой фермы. Расчетная схема связевой фермы с крестовой решеткой представлена на рис. 10.7.

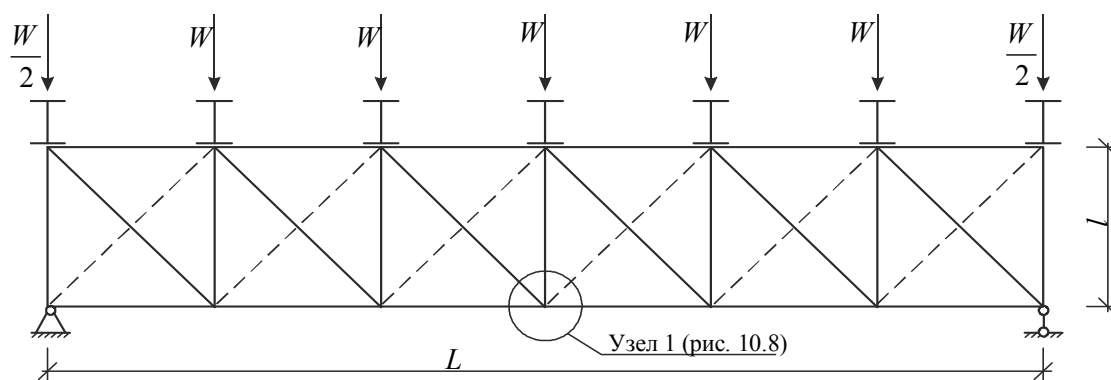


Рис. 10.7. Расчетная схема ветровой связевой фермы

С целью упрощения такую связевую ферму с решеткой из уголков можно рассматривать как статически определимую систему с выключением сжатых раскосов из работы (они показаны пунктиром). С жесткими элементами, а также с треугольной решеткой связевую ферму рассчитывают как обычную шарнирно-стержневую систему (см. разд. 8). По найденным усилиям и предельной гибкости подбирают сечение решетки из круглых труб, ГСП или уголков, соблюдая принцип равноустойчивости.

Так как пояса связевых ферм одновременно являются поясами стропильных ферм, то расчетные усилия в них определяют как суммарные от вертикальных нагрузок на покрытие и от горизонтальной ветровой нагрузки. Остальные связи рассчитывают по предельной гибкости

$$i_{\text{тр}} = \frac{l_{\text{ef}}}{[\lambda]}$$

Значение предельной гибкости $[\lambda]$ принимается по табл. П.4.8.

Связи крепят к элементам конструкций на болтах нормальной точности. При усилиях в связях более 160 кН и в зданиях с мостовыми кранами групп режимов 6К–8К связи крепят на высокопрочных болтах. Узлы крепления связей к поясам ферм представлены на рис. 10.8 и 10.9.

Вертикальные связи по колоннам воспринимают нагрузки, действующие в продольном направлении (ветер, сейсмические усилия, продольное торможение кранов, температурные воздействия, технологические нагрузки). Жесткие диски вертикальных связей показаны на рис. 3.5. Раскосные связи работают на растяжение-сжатие. Компоновка вертикальных связей описана в подразд. 3.3.

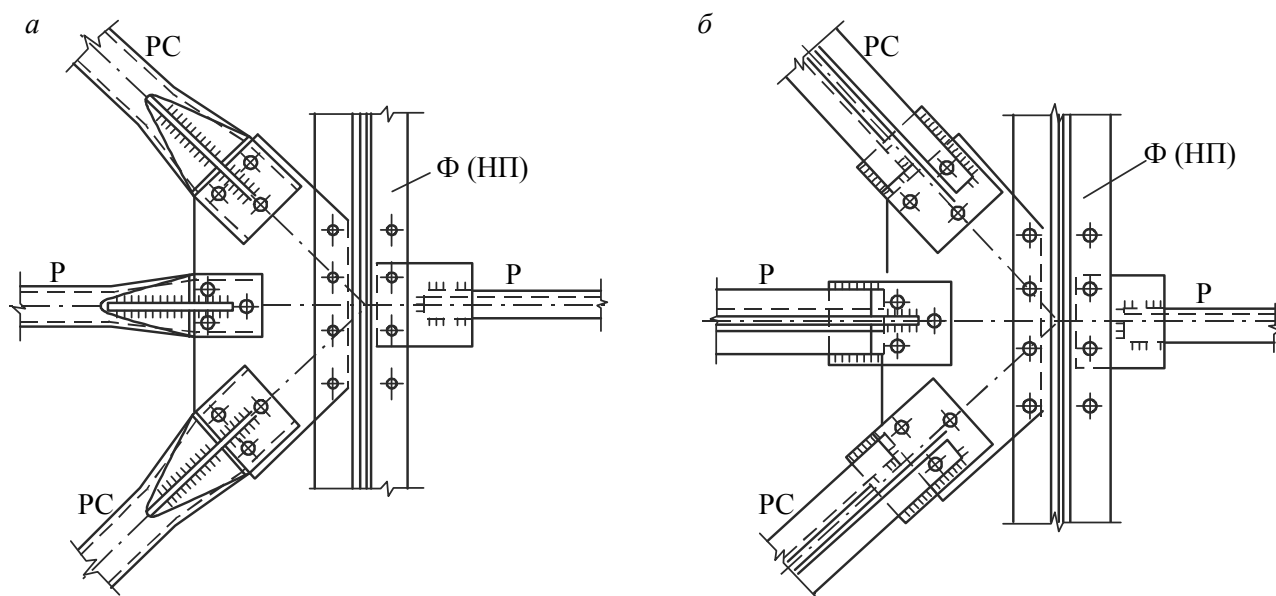


Рис. 10.8. Узел крепления горизонтальных связей РС к стропильной ферме Ф:
 а – связи из круглых труб; б – связи из уголков

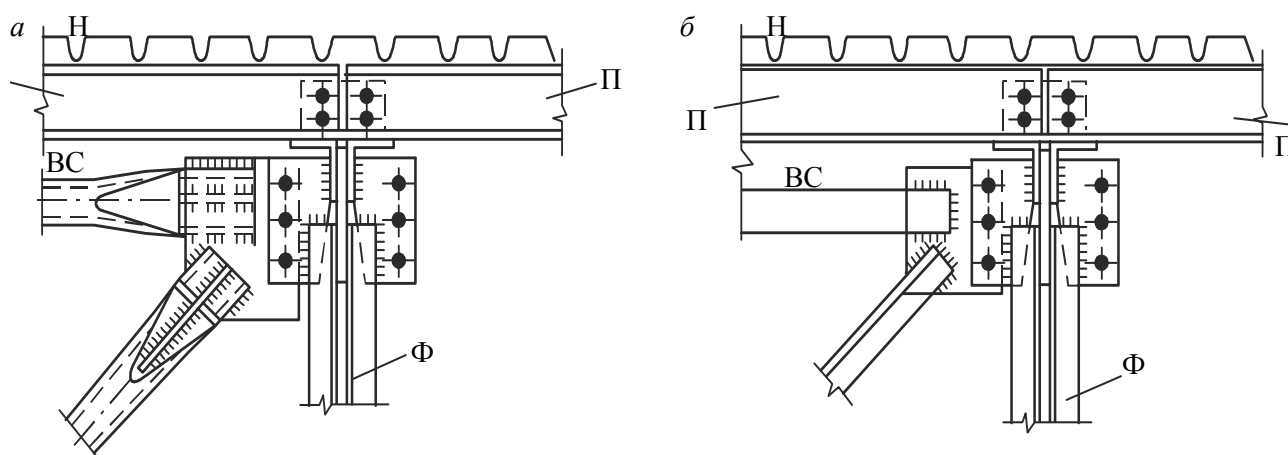


Рис. 10.9. Узел крепления вертикальных связей ВС к стропильной ферме Ф:
 а – связи из круглых труб; б – связи из уголков

При ширине сплошностенчатых колонн до 600 мм рекомендуется выполнять вертикальные связи одноплоскостными, при ширине колонн более 600 мм, а также при двухветвевых колоннах вертикальные связи выполняются двухплоскостными.

По верху колонн, а также в уровнях, определяемых требуемой гибкостью колонн из плоскости, должны устанавливаться распорки (рис. 10.10).

Крепление распорок к колоннам должно быть рассчитано на условную продольную силу и условный момент, равный

$$M_{fic} = Q_{fic} \cdot h,$$

где Q_{fic} – условная сила, определяемая по сечению полок колонн.

Условные силы и моменты не следует учитывать одновременно с фактическими от реальных нагрузок.

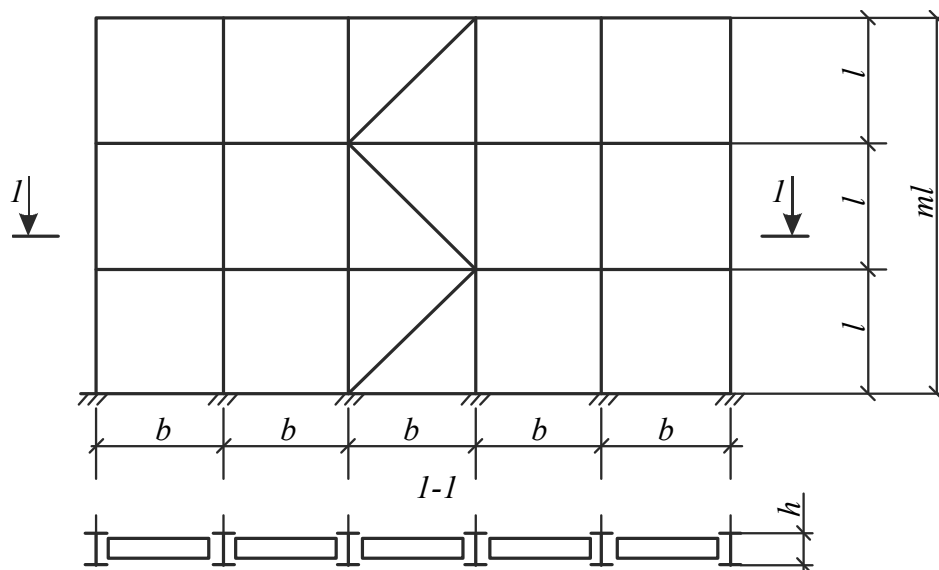


Рис. 10.10. Схема определения жесткости распорок по колоннам сплошного сечения:
 b – шаг колонн; l – шаг распорок; h – высота сечения колонн; m – число шагов; ml – полная длина колонны

При двухветвевых колоннах распорки должны устанавливаться по обеим ветвям в уровне верха колонны (или участка), а также в уровнях, необходимых по расчету ветвей на устойчивость из плоскости. Распорки должны быть проверены на условную продольную силу, равную

$$A = Q_{fic} \sqrt{n},$$

где n – число колонн, которые присоединяет распорка (от торца до панели связей).

Для колонн (и их участков), на которые опираются мостовые краны, определение условной силы производится по формуле

$$A_{fic} = 0,02N_1\sqrt{n_1} + 0,02N_2\sqrt{n_2}.$$

Принятые обозначения показаны на рис. 10.11.

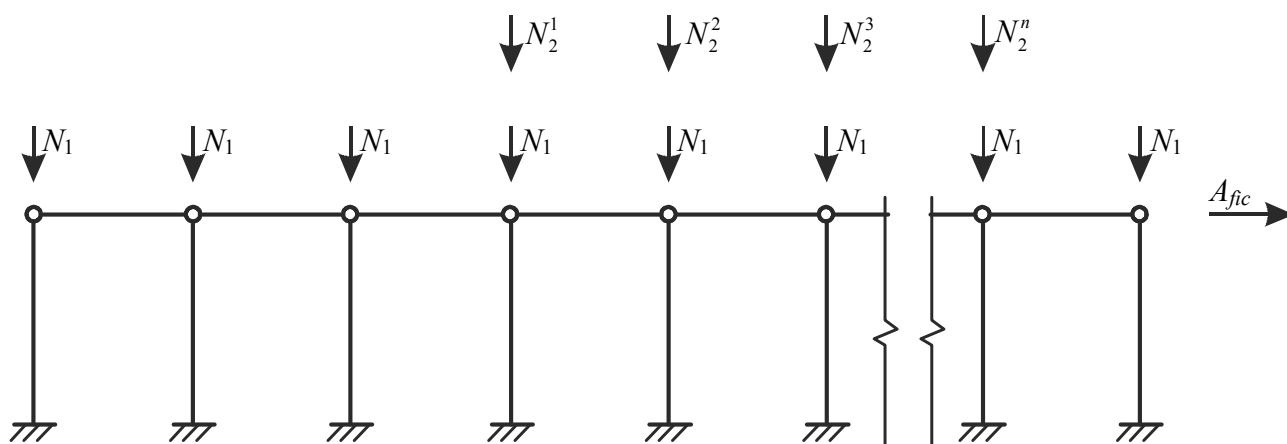


Рис. 10.11. Схема определения условных горизонтальных сил, действующих на ряд колонн:
 N_1 – нормальная сила в колонне от постоянных и временных нагрузок (без учета нагрузок от кранов); N_2 – нагрузка в колоннах от кранов; A_{fic} – условная горизонтальная сила, действующая на ряд колонн

При определении усилий в двухплоскостных вертикальных связях, расположенных ниже подкрановых путей, на подкрановую ветвь передаются усилия от продольного торможения кранов, а также от ветровой нагрузки с торцов в том случае, если нагрузка передается через торцевые фермы (площадки), которые крепятся к подкрановым балкам либо к подкрановым ветвям колонн. Нагрузки, в том числе и ветровые, приложенные выше подкрановых путей, распределяются между ветвями в зависимости от взаимного расположения ветвей колонн и связи, установленной выше подкрановых путей. Нагрузки от продольного воздействия трубопроводов распределяются между ветвями в зависимости от места их приложения. Усилия от продольного торможения, ветра и технологических воздействий, как правило, передаются на одну панель связей (вторая панель не учитывается).

При определении смещений необходимо учитывать фактическое количество связевых панелей. Сечение шатровой ветви принимается равным подкрановой. Вертикальные связи должны быть проверены на действие условной горизонтальной силы, равной

$$\sum Q_{fic} = Q_{fic} \sqrt{n} \frac{1}{a},$$

где Q_{fic} – условная поперечная сила по формуле (23) СНиП II-23-81*; n – число колонн в ряду; a – количество связевых панелей в ряду.

При определении усилий в сжато-растянутых вертикальных связях с крестовой решеткой необходимо учитывать обжатие колонн, которое рекомендуется принимать по формуле

$$N_{ad} = \alpha \cdot N \frac{A_d}{A},$$

где N – усилие в одной ветви стержня; A – площадь сечения одной ветви; A_d – площадь сечения одного раскоса; α – коэффициент, определяемый по формуле

$$\alpha = al^2 (a^3 + 2b^3),$$

где a, b, l – размеры, указанные на рис. 10.12.

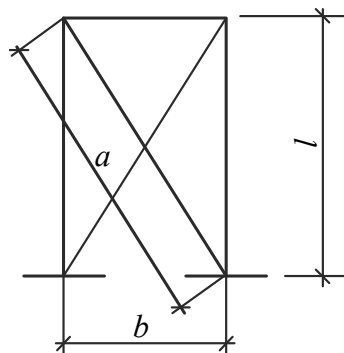


Рис. 10.12. Схема крестовых вертикальных связей

Продольное перемещение вертикальных связей ниже уровня подкрановых балок должно соответствовать $h/1000$ для зданий, оборудованных мостовыми кранами режимов 1К–3К, режимов 4К–6К – $h/2000$, режимов 7К–8К – $h/4000$. Для зданий без мостовых кранов смещение колонн не должно превышать $h/1000$, где h – расстояние от верха фундамента до верха колонны.

Конфигурация фасонки, диаметр и количество отверстий зависят от конструкции узла сопряжения стержня с другими элементами (рис. 10.13 и 10.14). На рис. 10.15 пунктирными линиями показаны варианты оформления фасонки. Во всех случаях следует обеспечить центральную передачу усилия, что достигается назначением равных между собой размеров c . Толщину фасонки можно определить по табл. 10.1.

Таблица 10.1

Рекомендуемые толщины фасонки

Усилие в элементе, кН (тс)	До 245 (25)	246–390 (26–40)	391–585 (41–60)	586–980 (61–100)	981–1370 (101–140)
Толщины фасонки, мм	8	10	12	14	16

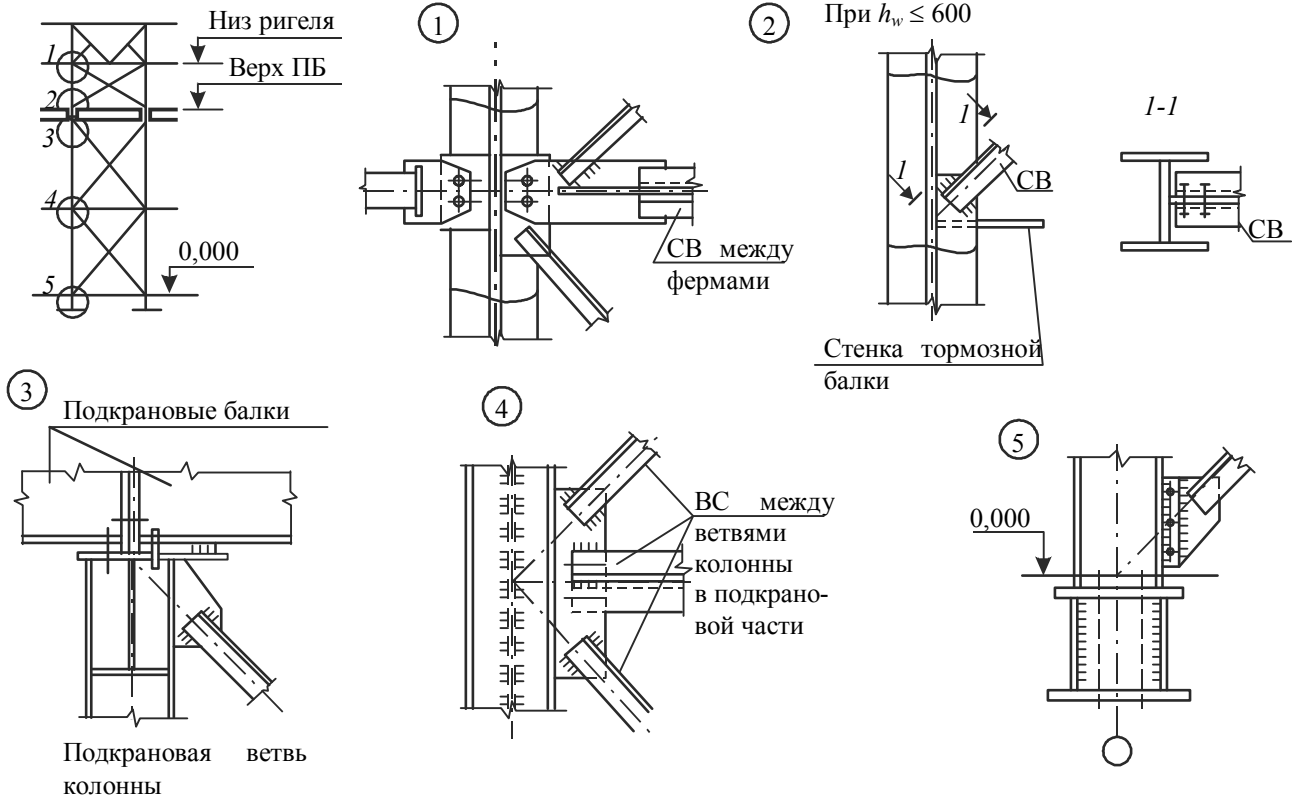


Рис. 10.13. Узлы крепления связей между колоннами при $h_w \leq 600$ мм

Типы связевых стержневых элементов показаны на рис. 10.15.

При решении опорного узла по рис. 10.16, а, б в трубе предусматривают прорези для вставки в них и последующей приварки фасонки, толщину которых определяют расчетом на прочность:

$$\frac{N}{A} + \frac{Ne_1}{W} \leq R_y \gamma_c.$$

Если глубина врезки в полтора раза и более превышает диаметр трубы (высоту сечения), то влияние эксцентриситета на работу фасонки можно не принимать во внимание при расчете растянутых стержней, а в сжатых – учесть это влияние коэффициентом условий работы $\gamma_c = 0,6$. Фасонка может быть усилена ребром (рис. 10.16, б), что увеличит геометрические характеристики поперечного сечения, но одновременно изменит величину эксцентриситета e . Торцевые заглушки (рис. 10.16, а, б) служат для изоляции внутренней полости трубы от внешней среды, поэтому их толщину назначают конструктивно, обычно 10 мм. Торцевой элемент узла, показанного на рис. 10.16, в, участвует в передаче усилия, и его толщину определяют расчетом.

Расчет узлов сопряжения сводится к расчету и конструированию сварных и болтовых соединений. Расчетные соединения показаны на рис. 10.17.

На рис. 10.17, а швы Ш1 – заводские, швы Ш2 и Ш3 – монтажные. Болты здесь предусмотрены для удобства монтажа. Обычно применяют болты М20, поставленные в отверстия диаметром 23 мм с максимальным шагом (не более $8d$ или $12t$).

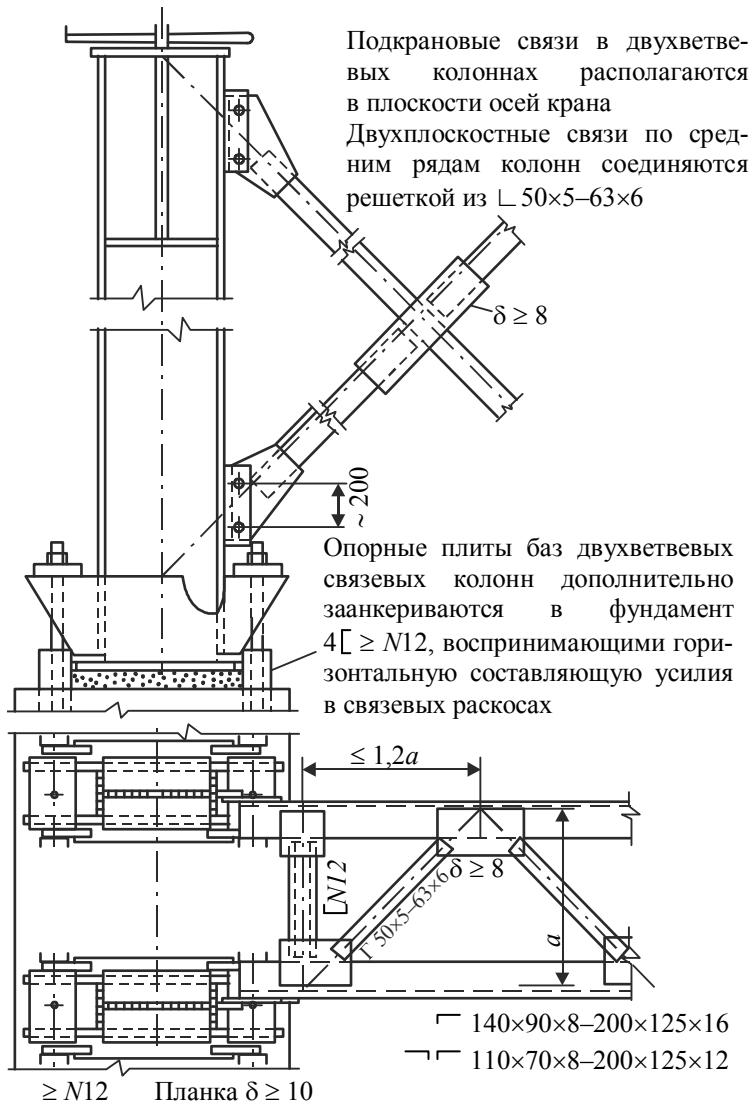


Рис. 10.14. Двухплоскостные связи между колоннами при $h_w > 600$ мм

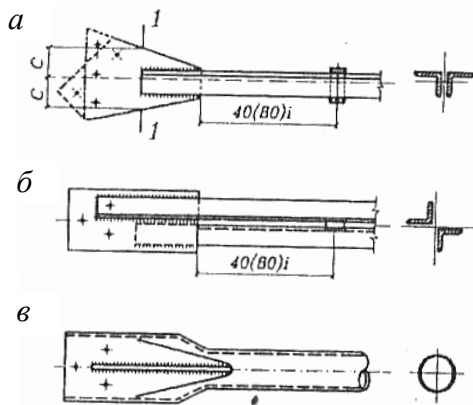


Рис. 10.15. Типы стержней:
 а – тавровый из уголков; б – крестовый из уголков; в – трубчатый

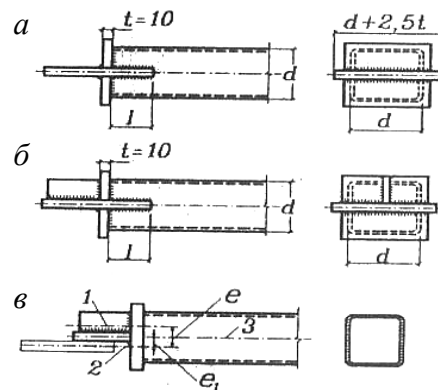


Рис. 10.16. Трубчатые элементы:
 а – с врезной фасонкой; б – с усиленной фасонкой; в – эксцентриситеты для схем а, б

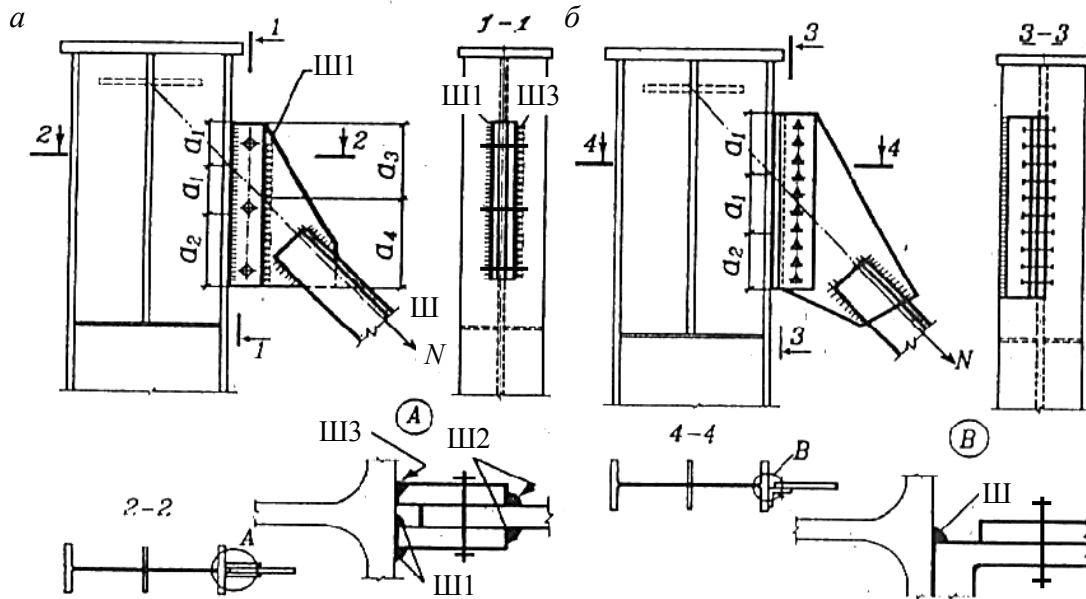


Рис. 10.17. Сопряжение с колонной одиночного стержня

При расчете сварных швов следует учитывать, что линия действия усилия N не совпадает с центром сварного соединения, поэтому проверку швов нужно производить на равнодействующее напряжение от нормальной силы и момента.

При расчете болтового соединения (рис. 10.17, б) болтовое поле следует расположить так, чтобы линия действия продольного усилия проходила через центр этого поля. При этом она не пройдет через центр сварного шва, поэтому в расчетную длину шва следует включить участок, равный $2a_1$, а шов на участке a_2 принять конструктивно.

При проектировании сопряжения с колонной стержневого узла (рис. 10.18) расчет существенно меняется. В этом случае равнодействующая усилий в стержневых элементах, которые должны быть центрированы на ось колонны, будет приложена к сварным швам с эксцентриситетами, поэтому шов Ш2 следует считать на нормальную силу $N_y = N \sin \alpha$ и момент $M = eN_y$, а каждый из швов Ш1 и Ш3 – на силу $N_y = 0,5N \sin \alpha$ и момент $M = 0,5hN_y = 0,25hN \sin \alpha$.

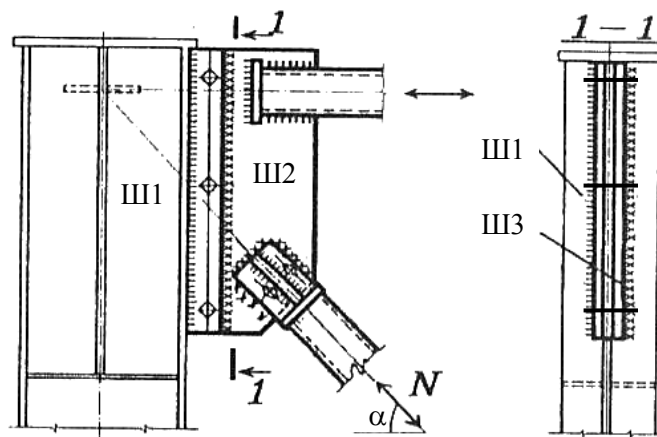


Рис. 10.18. Примыкание к колонне стержневого узла

11. ОБЛЕГЧЕННЫЕ РАМЫ КАРКАСОВ

Современные профили проката, использование эффективных ограждающих конструкций, высокотехнологичное оборудование способствуют широкому применению в каркасных зданиях легких металлических конструкций комплектной поставки (ЛМК КП). Пролеты таких зданий 18–30 м, высота чаще всего не превышает 18 м, подвесное крановое оборудование грузоподъемностью до 5 т, а мостовые краны – до 50 т.

Такие каркасы достаточно подробно рассмотрены в технической литературе [8–10, 12, 14, 15, 22, 36] и типовых сериях 1.420.3-15* и П-2537 КМ («Канск»), ТПР 400-0-26.84* («Орск»), 9-Ф88-КМ, 400-032.23.87 («Алма-Ата»), 1.420.3-38.07 («УНИКОН-РК1»), 1.420.3-39.08 («УНИТЕКС-Р1») и многих других. Они хорошо зарекомендовали себя в практике строительства и многолетней эксплуатации. Здесь мы кратко рассмотрим лишь некоторые из этих конструктивных форм.

11.1. Каркасы из двутавров постоянного сечения

Такие каркасы рамно-балочного типа применяются в двух- и трехпролетных рамах. Ригели рам выполняются из неразрезных балок (чаще всего прокатных двутавров). Они шарнирно опираются на заземленные в фундамент стойки. Такая схема обеспечивает простоту монтажа. Опорный изгибающий момент по среднему ряду колонн позволяет разгрузить пролетный изгибающий момент неразрезной балки (рис. 11.1). Опорные сечения ригеля могут быть усилены вутами, а дополнительная разгрузка пролетного момента – консольными свесами.

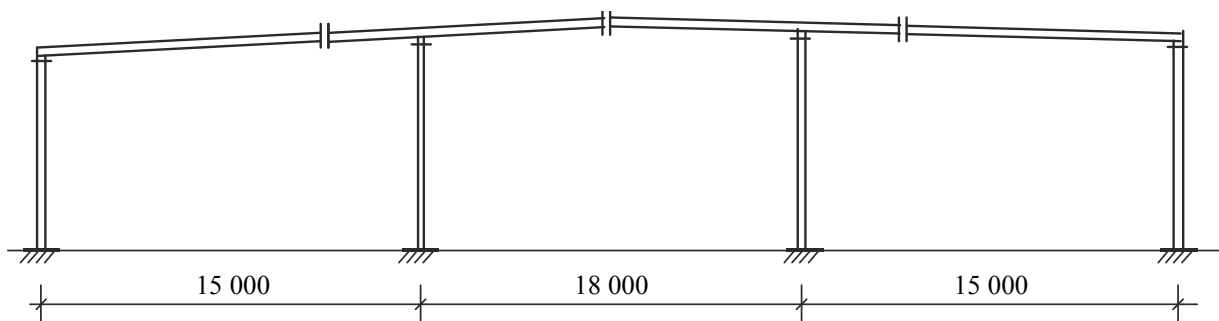


Рис. 11.1. Схема каркаса рамно-балочного типа («Батлер»)

В схеме каркаса (рис. 11.1) отправочная марка ригелей соответствует стандартной длине прокатного двутавра 12 м, что исключает отходы металла при изготовлении. Монтажные стыки на высокопрочных болтах обеспечивают неразрезность ригеля.

Одним из вариантов таких каркасов является здание-модуль типа «Канск». По серии 1.420.3-15 рама типа «Канск» имеет от 1 до 5 пролетов размером 18 и 24 м с шагом рам 6 и 12 м. Стойки рам – из широкополочного двутавра, ригели – из сварных двутавров высотой 920–960 мм ($1/19$ – $1/26$ пролета), толщина стенки – 4–8 мм. Схема трехпролетной рамы показана на рис. 11.2.

В однопролетных рамах ригели и стойки жестко сопряжены, а в многопролетных рамах ригели через вуты связаны с промежуточными стойками и шарнирно опираются на крайние стойки. Стойки рам относительно жестко сопряжены с фундаментами через опорную плиту толщиной 55 мм. Монтажные узлы сопряжения отдельных элементов выполнены на фланцах и высокопрочных болтах (рис. 11.2). Стойки ригелей укрепляются ребрами жесткости при-

мерно через 6 м, фланцы тоже выполняют роль ребер. При расчете этих рам из плоскости учитывается защемление колонн в фундаменте, и свободная длина их принимается до 0,7 длины колонны.

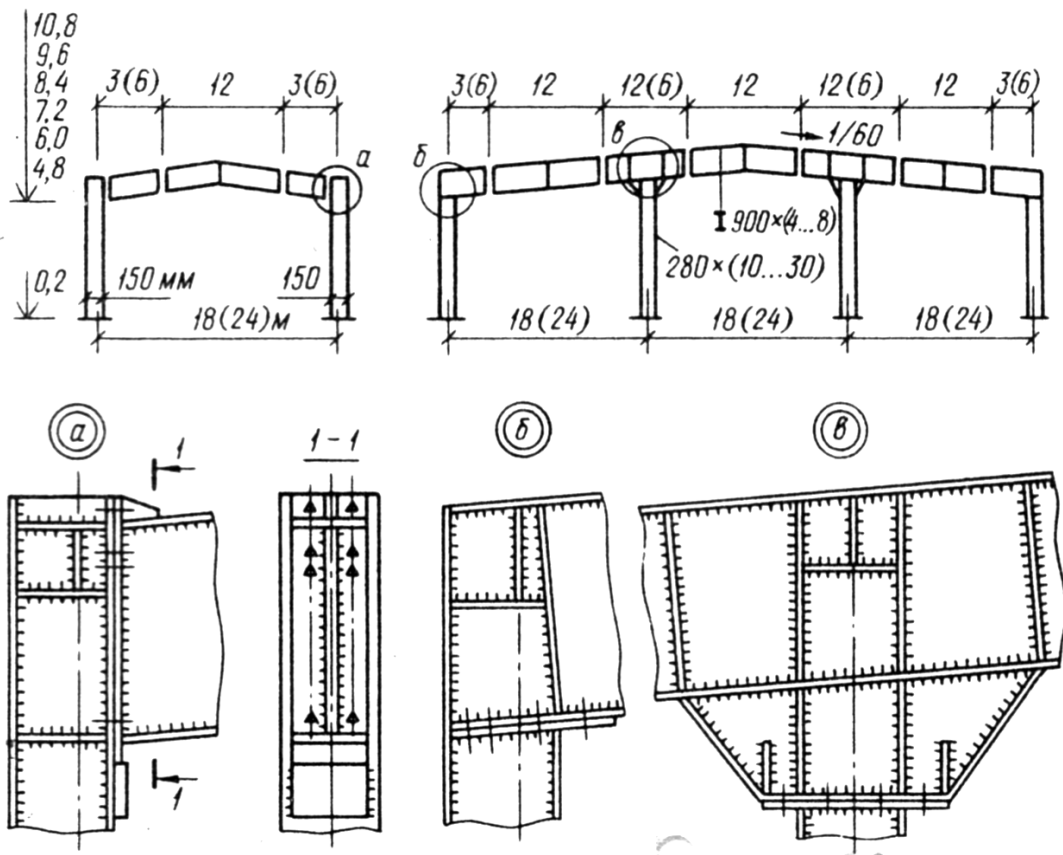


Рис. 11.2. Схемы рамы типа «Канск» (однопролетная и трехпролетная) и узлы сопряжений

Продольная жесткость каркасов обеспечивается устройством систем вертикальных связей по каждому ряду колонн. При отсутствии сейсмичности и длине здания более 72 м устраивают две системы связей по длине. При сейсмичности 7 баллов и длине здания от 48 до 90 м устраивают две системы связей, а при длине 96–156 м – три.

Помимо вертикальных связей предусмотрены горизонтальные диафрагмы жесткости, которые устанавливают у торцов в крайних двух шагах при шаге 6 м или в одном крайнем шаге при размере последнего 12 м. Кроме того, при шаге рам 12 м вдоль крайних рядов колонн применяют диафрагмы шириной 3 м. Диафрагмы жесткости устраивают путем дополнительного крепления профилированного настила к несущим элементам каркаса (который в пределах диафрагмы крепится в каждой волне) и между собой (шаг креплений в этом случае принимают 300 мм).

Несколько иное конструктивное решение имеет болгарский модуль, разработанный КНИПИ «Балканстройпроект». Поперечный разрез двухпролетной рамы показан на рис. 11.3. Ригели, стойки и подкрановые балки – сварные двутавры с толщиной стенки 6–8 мм, грузоподъемность мостовых кранов – от 5 до 12,5 т.

Шаг рам – 6 м. Колонны шарнирно опираются на фундаменты. Ригели на концах завершаются вутами переменного по длине двухметрового сварного тавра, в торце которого имеется фланец $t = 25$ мм. Фланец с помощью высокопрочных болтов обеспечивает жесткое

сопряжение ригеля с колоннами. Монтажное соединение отправочных марок ригеля также фланцевое на высокопрочных болтах. Кровля теплая из монопанелей по прогонам; стены – из сэндвич-панелей.

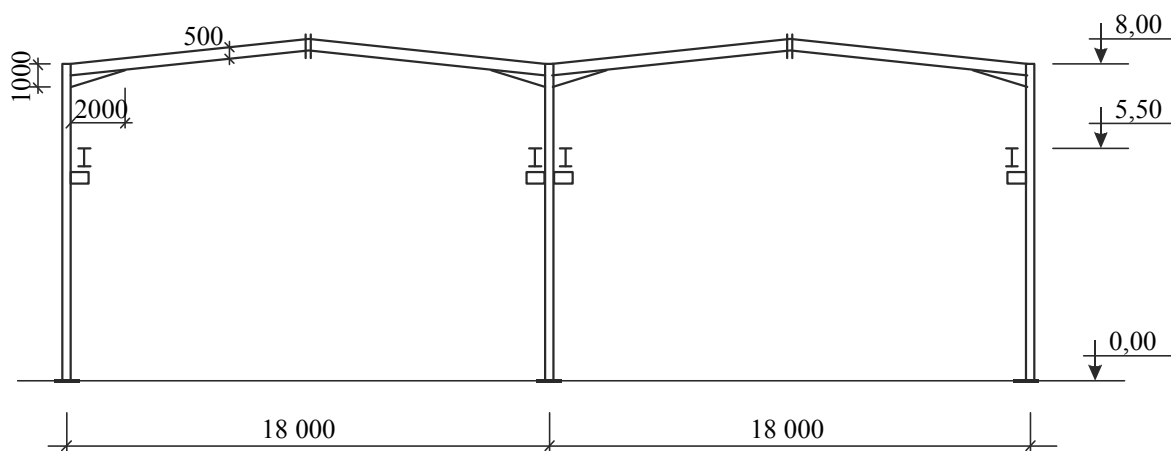


Рис. 11.3. Поперечный разрез двухпролетной рамы

Расчет рам с элементами постоянного сечения принципиально ничем не отличается от вышерассмотренных рам и их элементов. Колонны рассчитываются как внецентренно сжатые стержни сплошного сечения (разд. 7); ригели – как обычные балки. Неразрезность отправочных марок и жесткое их крепление к колоннам обеспечиваются посредством фланцевых соединений на высокопрочных болтах [28].

11.2. Рамы с элементами переменной жесткости

Более совершенными в конструктивном отношении являются рамы с элементами переменной жесткости. Распределение материала по длине элемента в рамах соответствует эпюре изгибающих моментов от вертикальных нагрузок, приложенных к ригелю.

Колонны и ригели переменного сечения компонуются из прокатных балок путем разрезки стенки профиля по наклонной прямой с последующей сваркой (рис. 11.4).

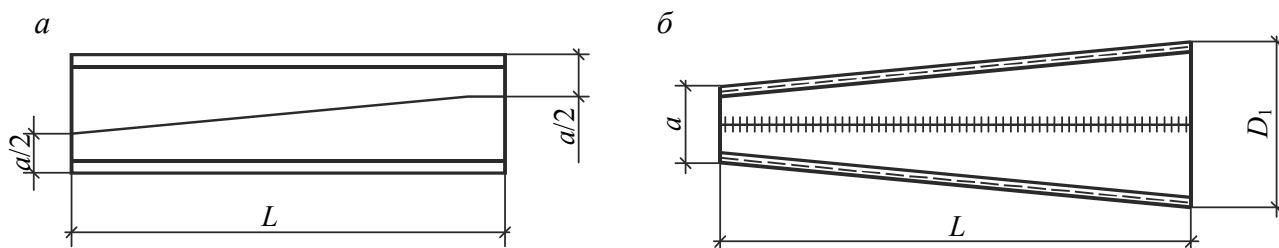


Рис. 11.4. Образование элемента переменной жесткости:
а – схема роспуска двутавра; б – элемент переменного сечения

Ригели жестко сопрягаются с колоннами, а колонны – шарнирно с фундаментами. Жесткие сопряжения ригеля с колоннами и соединения двух отправочных элементов ригеля выполняются с помощью фланцев на высокопрочных болтах. Экономия стали по сравнению с аналогичными рамами типа «Канск» составляет около 20 %.

11. Облегченные рамы каркасов

По типовому проекту ТП 400-0-27.85 (шифр 941) разработано унифицированное здание-модуль с применением рам переменного сечения пролетами 18 и 24 м (рис. 11.5). Уклон ригеля – 2,5 % при использовании рулонной кровли и 0,1 % – для кровельных панелей со стальными обшивками. Здание может быть оборудовано подвесными кранами $Q \leq 3,2$ т. Шаг поперечных рам – 6 м.

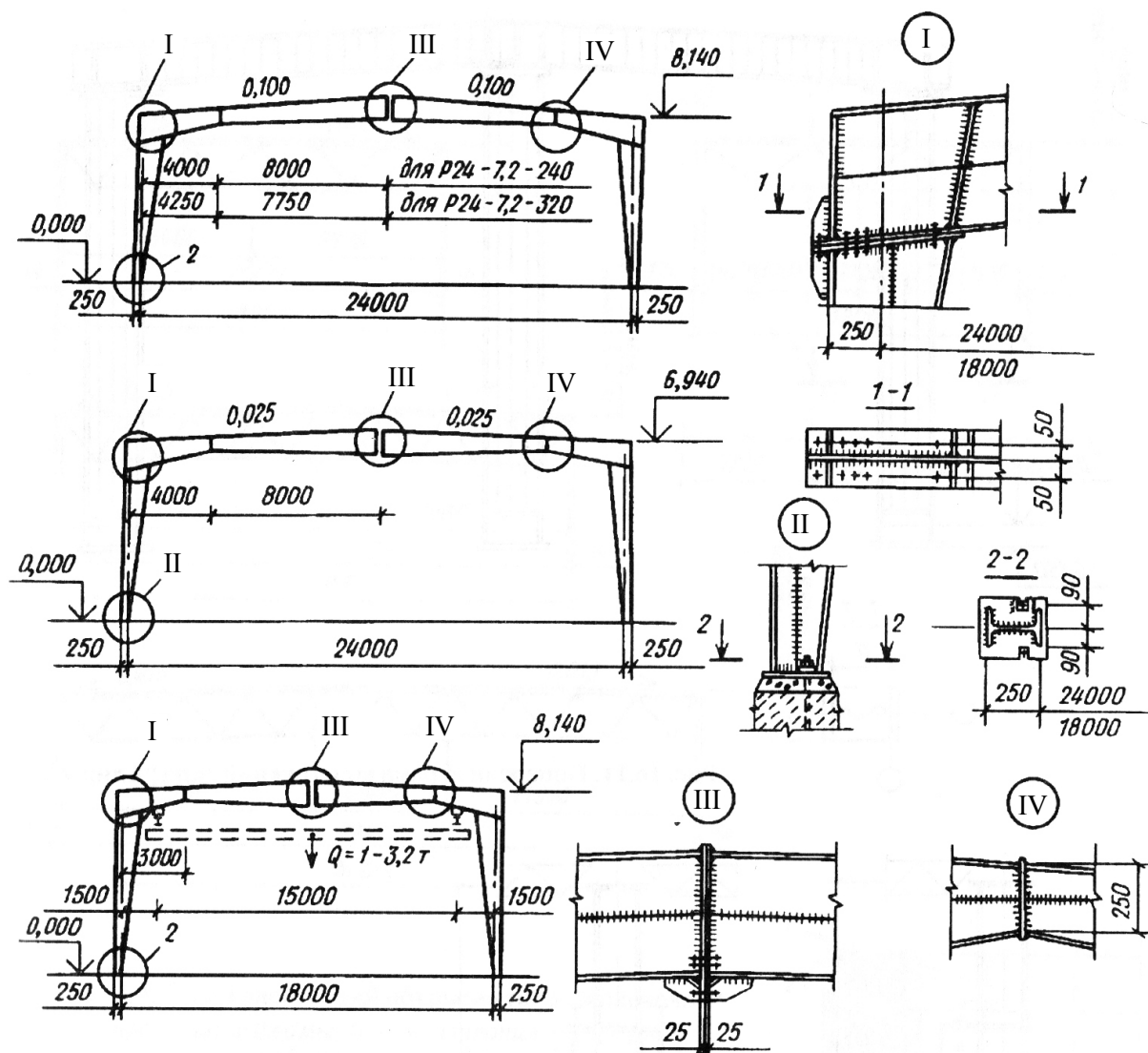


Рис. 11.5. Рамы с элементами переменной жесткости

Широкий спектр конструктивных решений с применением рам переменной жесткости разработан и реализован в практике строительства фирмами «УНИКОН», «ВЕНТАЛЛ», «BUTLER» и многими другими.

Конструктивные формы таких рамных систем могут быть самыми разнообразными:

- каркасы могут быть плоскими и пространственными;
- рамы однопролетные и многопролетные;
- пролеты малые (15–18 м), средние (18–36 м) и большие (до 100–120 м);
- по статическим схемам: двухшарнирные, трехшарнирные и бесшарнирные.

Некоторые варианты конструктивного решения показаны на рис. 11.6–11.8.

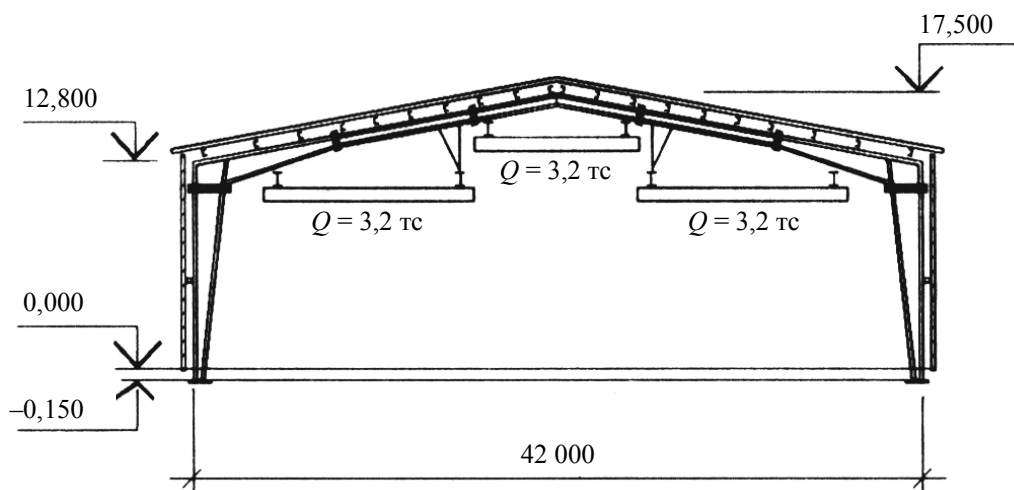


Рис. 11.6. Ангар для технического обслуживания самолетов

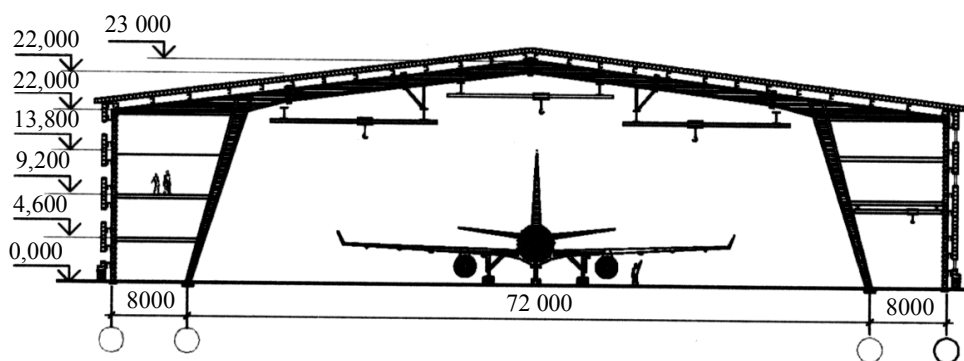


Рис. 11.7. Рамные конструкции с разгружающими консолями: ангар для ремонта обслуживания самолетов ТУ-204, ИЛ-96

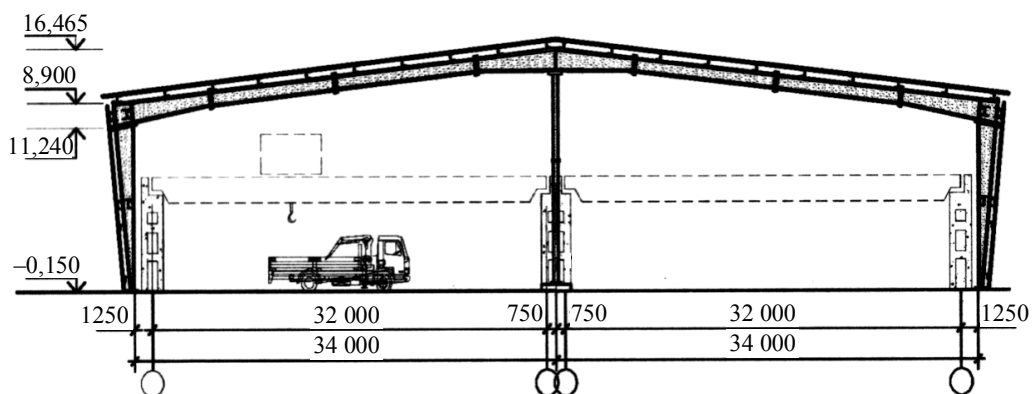


Рис. 11.8. Перекрытие действующего склада металлопроката в г. Кемерово. Размеры здания 2×34×168 м

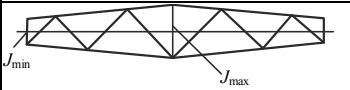
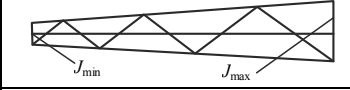
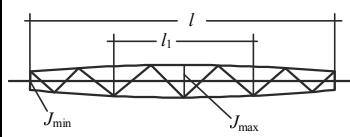
Расчет и конструирование рам переменного сечения имеют ряд особенностей. Они отмечены в работах [9, 15]. Так, при расчете стойки переменного сечения на устойчивость следует определять расчетную длину с учетом двух коэффициентов μ :

$$l_0 = \mu \cdot \mu_1 \cdot l.$$

Один из этих коэффициентов μ характеризует особенности работы стойки в системе рамы. Его назначают по общим правилам и принимают $\mu = 2$ при наличии шарнира в верхнем или нижнем узле однопролетной рамы и $\mu = 1$ при жестком сопряжении стойки с ригелем и фундаментом. Второй коэффициент μ_1 учитывает изменение жесткости по длине элемента и может быть принят по табл. 11.1.

Таблица 11.1

Коэффициенты приведения длины стержней с переменным сечением

Схема стержня	l_1/l	При отношении J_{\min}/J_{\max} , равном						
		0,01	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
	–	–	1,35	1,24	1,14	1,08	1,02	1,00
	–	–	1,66	1,45	1,24	1,14	1,06	1,00
	0,0	1,69	1,35	1,25	1,14	1,08	1,03	1,00
	0,2	1,45	1,22	1,15	1,08	1,05	1,02	–
	0,4	1,23	1,11	1,07	1,04	1,02	1,01	–
	0,6	1,07	1,03	1,02	1,01	1,01	1,00	–
	0,8	1,01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	–

Методика статического и конструктивного расчета каркасов из рам переменного сечения, их элементов и узлов подробно изложена в монографии В.В. Катюшина [9]. Упрощенный способ расчета таких конструкций приведен в [15, п. 3.2.2].

Порядок подбора переменного сечения:

1. Приводят нагрузку на ригель рамы к эквивалентной равномерно распределенной q_{eq} так, чтобы момент в середине пролета шарнирно-опертого ригеля от этой нагрузки $q_{eq}l^2/8$ был равен моменту от веса покрытия с учетом собственного веса ригеля, снегового покрова, кранового и технологического оборудования.

Производят статический расчет плоской рамы на эквивалентную нагрузку, условно принимая жесткость рамы постоянной по всему периметру.

По изгибающим моментам в карнизе и коньке вычисляют требуемые моменты сопротивления W_{req} , не обращая пока внимания на влияние продольных сил. Поскольку у развитых двутавров требуемый момент сопротивления выше момента сопротивления исходного двутавра, уменьшают найденные значения W_{req} в 1,3–1,5 раза и по сортаменту подбирают исходные номера двутавров типа Б.

Из выбранных прокатных балок образуют карнизную и коньковую части рамы путем разрезки (раскроя) стенок профилей по наклонным прямым линиям и последующей сборки (рис. 11.4). При компоновке рамы назначают следующие размеры: H , L и i – соответственно высоту рамы, пролет и уклон ригеля; c – расстояние от наружной грани стойки до точки на оси ригеля с «нулевым» значением момента; a и b – минимальные высоты сечений полученных элементов; D_1 и D_2 – максимальные высоты сечений элементов.

Параметры a и b принимают по конструктивным соображениям и прочностным расчетам. Например, размер a зависит от продольной силы, габаритных размеров оборудования, которое может быть использовано при механизированной резке и сварке. Параметр c (рис. 11.9) можно принять по данным расчета рамы с постоянной жесткостью элементов. Размеры D_1 и D_2 определяют из условий прочности сечения и устойчивости стенки (по ее предельно допустимой гибкости). Скомпонованная полурама с основными ее размерами представлена на рис. 11.9. Теперь можно приступить к статическому расчету.

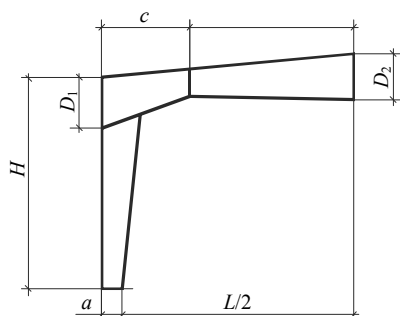


Рис. 11.9. Полурама из развитых двутавров переменной жесткости

При выполнении статического расчета рамы переменной жесткости возможны два варианта: аналитический (например, с использованием аппарата метода сил) и численный расчет на ЭВМ по стандартным программам.

Особенностью расчета рассматриваемых конструкций является изменение жесткостных характеристик по длине. Для аналитических расчетов необходимо определить функциональную зависимость изменения момента инерции по длине элементов. Изменяющимся параметром у развитого двутавра переменной жесткости по сравнению с исходным является высота стенки элемента. Изменение высоты стенки по длине при прямом разе происходит по линейному закону. Таким образом, определив зависимость момента инерции от высоты стенки, можно определить его распределение по длине элемента конструкции и перейти к расчету рамы с учетом полученных зависимостей.

При выполнении численного статического расчета на ЭВМ используют стержневую аппроксимацию элементов рамы. За расчетную принимают ось, проходящую через центры тяжести сечений двутавровых элементов рамы, что обуславливает ее ломаное очертание. Образец расчетной схемы рамы представлен на рис. 11.10.

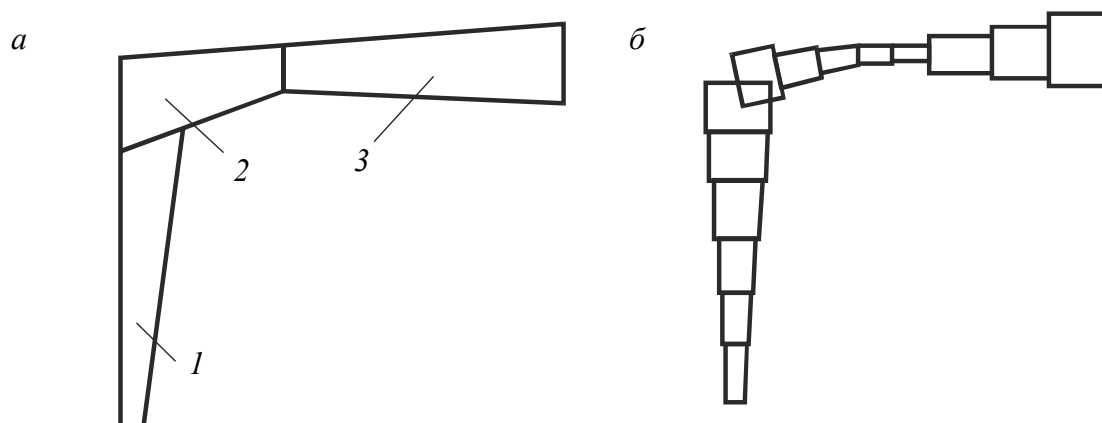


Рис. 11.10. К расчетной схеме рамы:

а – исходная полурама; б – аппроксимирующая модель; 1 – стойка; 2 – вут; 3 – ригель

Каждый элемент рамы (стойка, вут, ригель) разбивают на отдельные участки. Высоту сечения на участке принимают постоянной и равной среднему значению высот на концах участка. Как правило, шаг разбиения рамы на участки 0,5–1 м дает достаточно точные результаты.

Минимальное количество узлов, являющихся границами участков, определяется числом участков согласно шагу разбиения, обязательным введением узла в местах пересечения осей элементов и в местах приложения сосредоточенных нагрузок.

Узлы и стержни элементов удобно нумеровать последовательно, начиная от левой опоры, являющейся одновременно центром координатной системы ZOY .

Исходные данные для расчета на ЭВМ записывают в порядке, установленном для выбранной программы расчета.

Внутренние усилия в раме M , N и Q определяют от каждого вида загрузки отдельно. После выполнения статических расчетов на все виды нагрузок составляют таблицу расчет-

ных сочетаний внутренних усилий для характерных сечений подобно тому, как это делалось в разд. 2. По расчетным усилиям производят проверку прочности и устойчивости. Одновременно контролируют величину перемещений в вертикальном и горизонтальном направлениях. В случае невыполнения условий прочности или жесткости выбирают другой номер профиля для элементов рамы и все операции по расчету повторяют.

Рабочий чертеж рамной конструкции пролетом 24 м под вертикальную расчетную нагрузку 320 кг/м^3 показан на рис. 11.11.

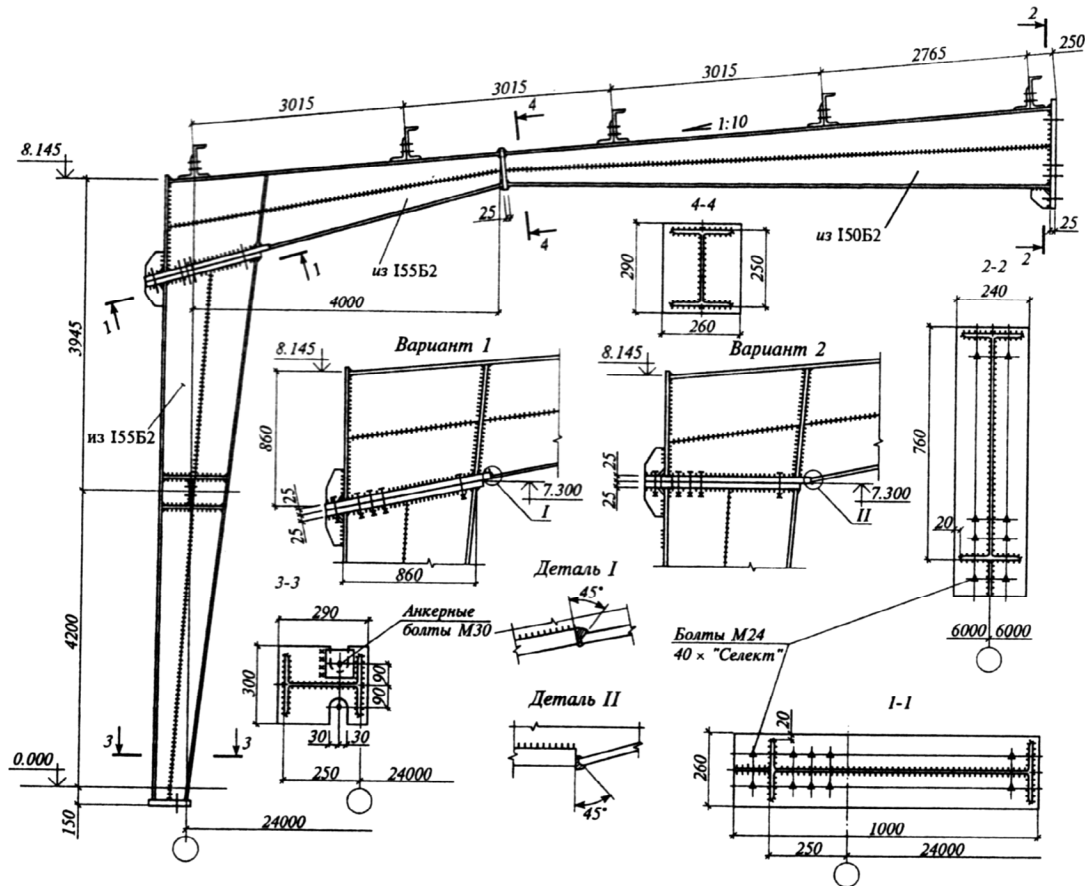


Рис. 11.11. Рамная конструкция с элементами переменной жесткости

11.3. Рамные конструкции коробчатого сечения

Система каркаса из плоских рам типа «Орск» (Плауэн) разработана по типовой серии 400-0-26.84. Колонна и стойки рамы имеют коробчатое постоянное по длине сечение. Такие сечения рациональны при работе на сжатие с изгибом и обладают высокой жесткостью на кручение.

Ригель и стойки рамы образованы двумя швеллерами, соединенными по полкам гофрированными листами. Схема рамы и поперечное сечение ее элементов показаны на рис. 11.12.

Конструкции предназначены для однопролетных отапливаемых зданий пролетом 18 и 24 м, возводимых в 1–4 снеговых районах; в сейсмических районах до 9 баллов при расчетной температуре $-40 \text{ }^\circ\text{C}$ и выше, а в несейсмических районах при температуре $-65 \text{ }^\circ\text{C}$. На рис. 11.12 в скобках показаны размеры для пролетов 24 м. Шаг рам – до 6 м. В рамах предусматриваются подкрановые консоли для опирания подкрановых балок под краны до 8 т.

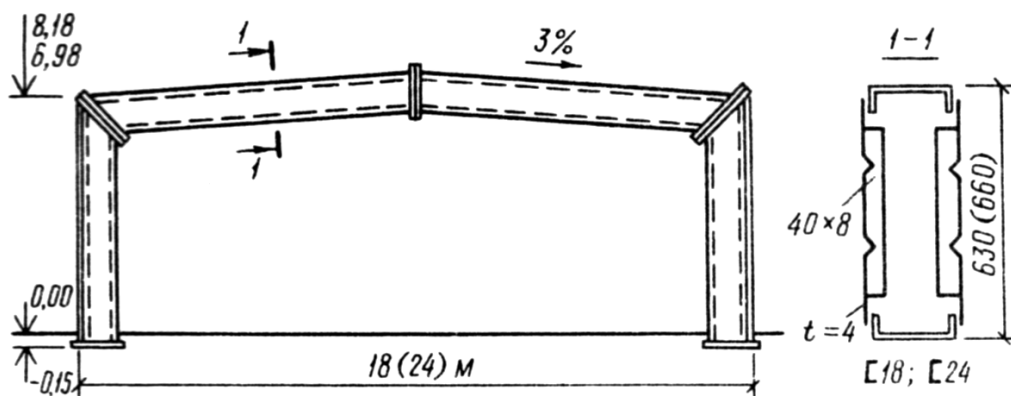


Рис. 11.12. Схема рамы типа «Орск»

Толщина гофрированных листов – 3 и 4 мм. Поперечные ребра делаются из полос 40×8, привариваемых к стенке внутри сечения. Шаг ребер – 2,5 м. Швеллеры соединяются с листами сваркой. Изготовление конструкций производится на специальном оборудовании с использованием механизированных линий. Конструкция технологична, так как дополнительные элементы сведены до минимума. Строительный коэффициент составляет всего 1,07.

Монтажные стыки рамы располагаются в карнизных и коньковом узлах и выполняются на фланцах с применением высокопрочных болтов. Сопряжение ригеля с колоннами жесткое, а колонн с фундаментами шарнирное. Поперечные сечения и фланцевые соединения элементов рамы показаны на рис. 11.13.

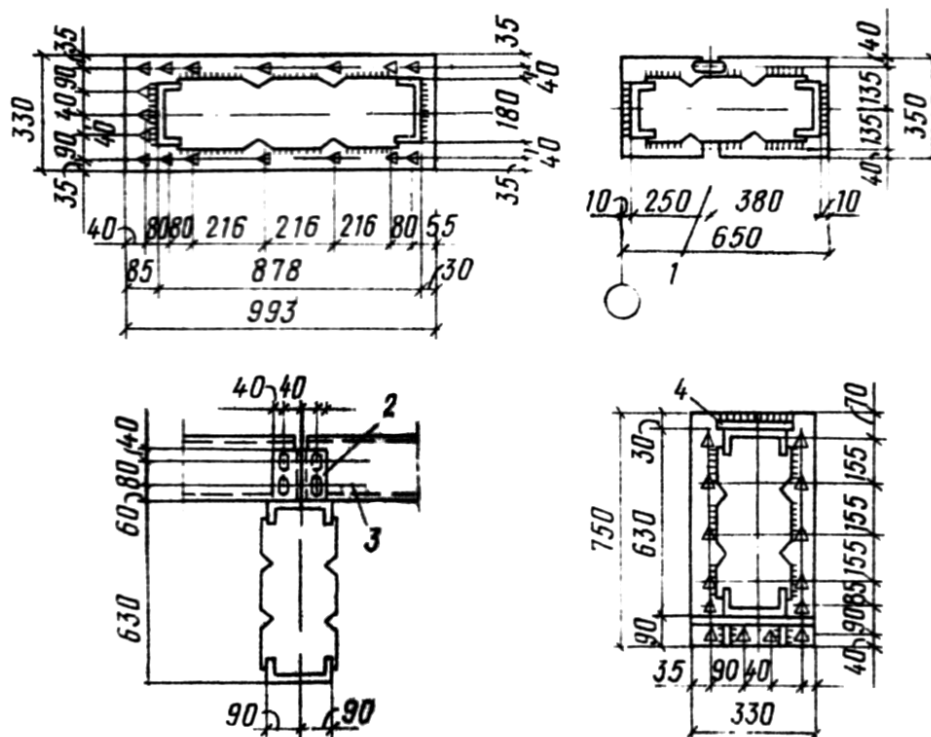


Рис. 11.13. Поперечные сечения и фланцевые соединения элементов рамы типа «Орск»: а – фланцевое соединение ригеля и стойки; б – сечение стойки; в – сечение ригеля, показано крепление прогона; г – фланцевое соединение ригеля рамы в середине пролета; 1 – анкерные болты М36; 2 – овальные отверстия в плане 40×23; 3 – болты М20; 4 – полоса 200×12

Кровля легкая с несущим стальным профнастилом, уложенным по прогонам из швеллеров. Шаг прогонов – 2,9 м. Стеновое ограждение – из сэндвич-панелей.

Пространственная жесткость обеспечивается системой горизонтальных связей в уровне верха ригеля и вертикальными связями по колоннам аналогично вышерассмотренным их решениям в подразд. 3.3 и 10.3. Монтажные узлы выполняются на болтах М20 нормальной точности. Вертикальные связи по стойкам представляют собой подкосные системы. Здание должно иметь одну панель вертикальных связей при длине отсека до 102 м и две связевые панели при длине от 102 до 150 м. Расчет рам ничем не отличается от расчета сплошных рам постоянного сечения.

11.4. Каркасы из гнутых профилей и тонкостенных двутавров

Минимальной металлоемкостью отличаются каркасы из гнутых профилей замкнутого и открытого типов сечений. По серии 1.420.3-36.03 разработаны каркасы типа «УНИТЕК» с одно- и многопролетными рамами пролетами от 15 до 30 м. Здания могут быть оборудованы подвесными кранами грузоподъемностью до 5 т (рис. 11.14), а также мостовыми опорными кранами грузоподъемностью до 16 т (рис. 11.15).

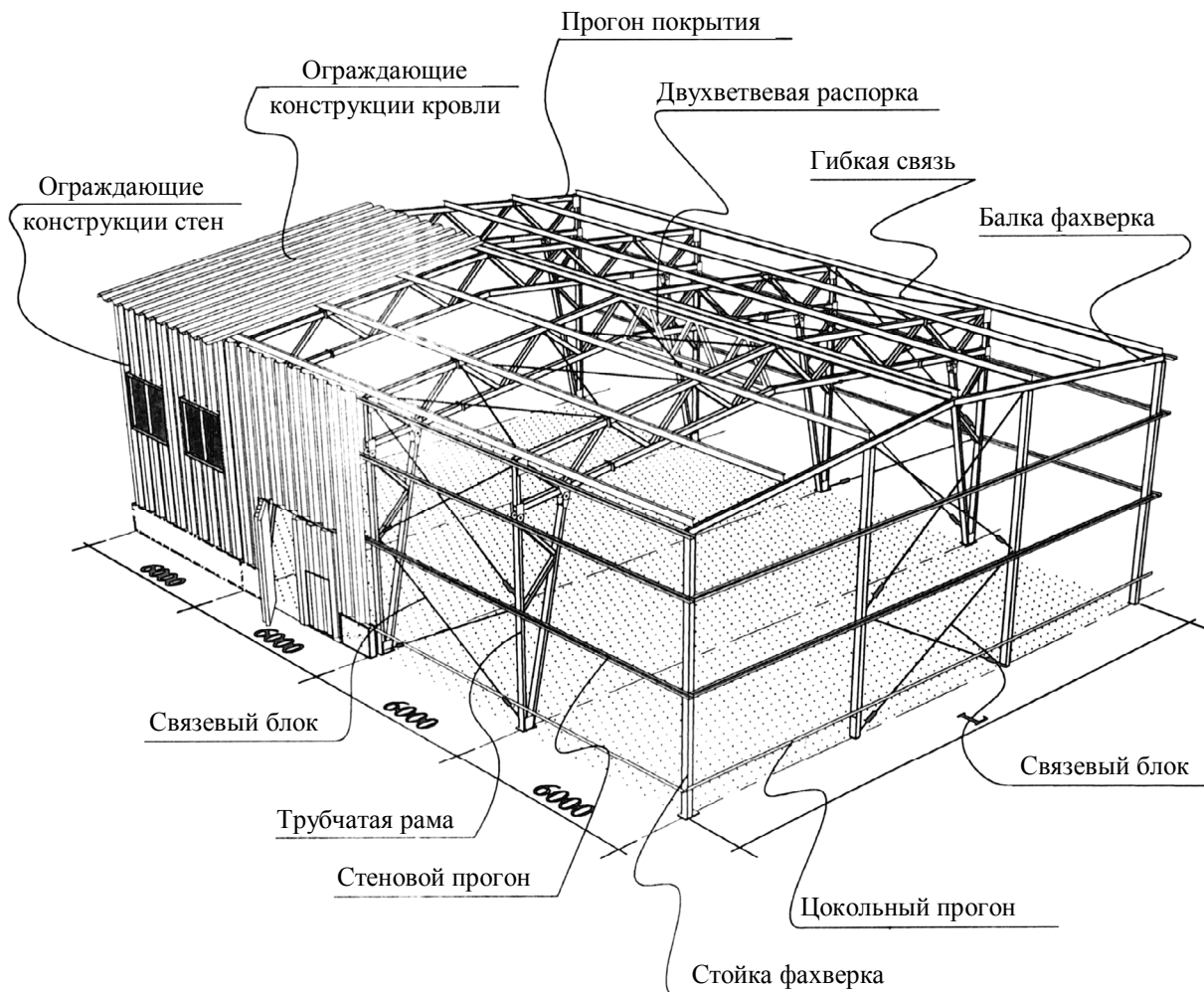


Рис. 11.14. Каркас из ГСП с шарнирным опиранием на фундамент

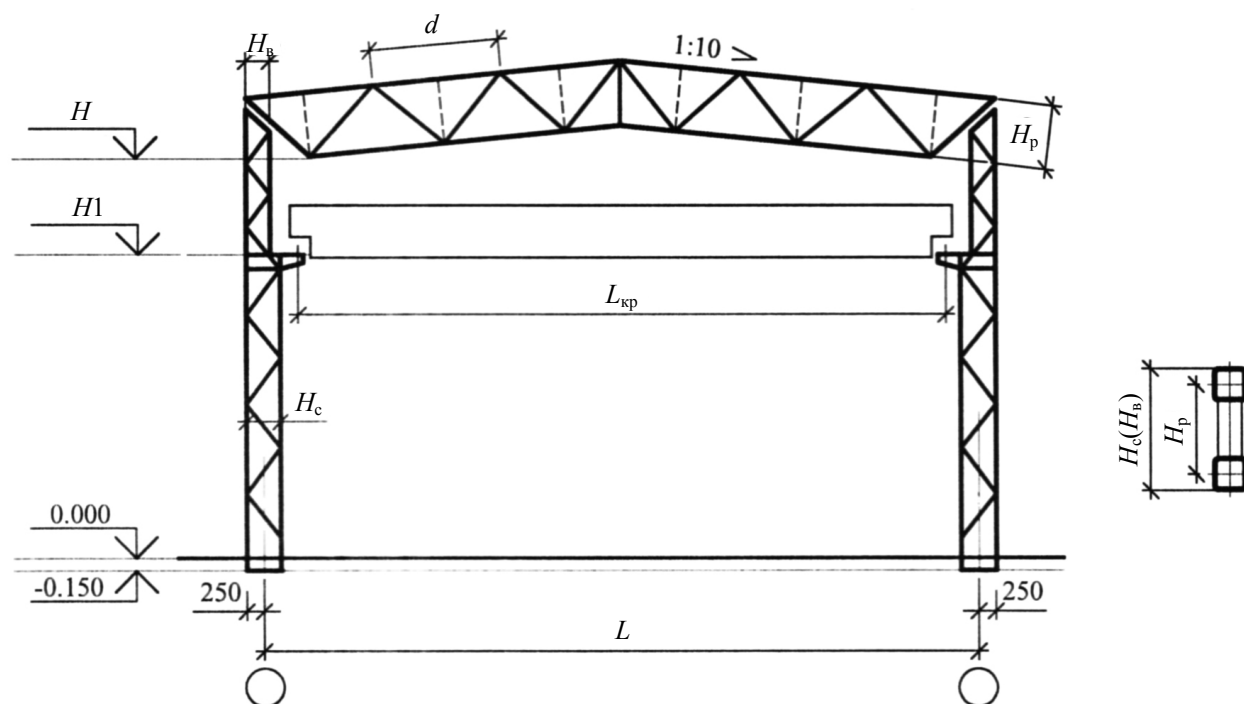


Рис. 11.15. Каркас из ГСП с шарнирами в карнизных узлах

Основными несущими элементами каркасов являются сквозные рамы из гнуто-сварных прямоугольных труб (ГСП). Шаг прогонов покрытия – 1,5 или 3 м; шаг стеновых прогонов – от 1,2 до 3 м. Связи по каркасу и фахверку – крестовые гибкие из круглой стали $\varnothing 20$ и 24 мм. Все заводские соединения – сварные. Монтажные соединения – на обычных и высокопрочных болтах.

При оборудовании здания мостовыми кранами (рис. 11.15) сопряжение стоек рам с фундаментами – жесткое, сопряжение ригеля со стойками – шарнирное. Вертикальные связи для зданий с мостовыми кранами выполняются жесткими. Высота здания H – от 6 до 14,4 м; пролеты L – 12 и 18 м; шаг рам – 6 м. Шарнирный узел сопряжения – цилиндрический (на втулках и проушинах), показан на рис. 11.16.

Расчет и конструирование таких рам подробно описаны в разд. 6–8. Особенности конструктивных решений ферм из ГСП изложены в п. 8.2.1; колонн сквозного сечения – в подразд. 7.2. При расчете и конструировании колонн следует только учесть профиль сечения составляющих элементов из ГСП. Основные принципы расчета шарнирных узлов можно найти в [14, п. 18.3.2]. Изготовление и монтаж каркасов из ГСП следует производить в соответствии с [4, 25, 28], а также ГОСТ 23118–99.

При малых пролетах (10–25 м) в рамных каркасах выгодно использовать холодногнутые профили открытого сечения. Такие конструкции на 25–45 % легче конструкций, выполненных из прокатных профилей. Рамные системы разработаны двух- или трехшарнирными без кранов с высотой здания от 3 до 8 м. Шаг рам 6 м. На рис. 11.17 показана схема трехшарнирной рамной системы «Метсек-Техник», разработанная английской фирмой MSLO.

На заводе изготавливаются 4 отправочные марки (два элемента ригеля и два элемента колонн), которые на строительной площадке соединяются болтами с использованием фасонки. Элементы рамных конструкций и прогоны изготавливают из тонкостенных профилей, сечения которых показаны на рис. 11.18.

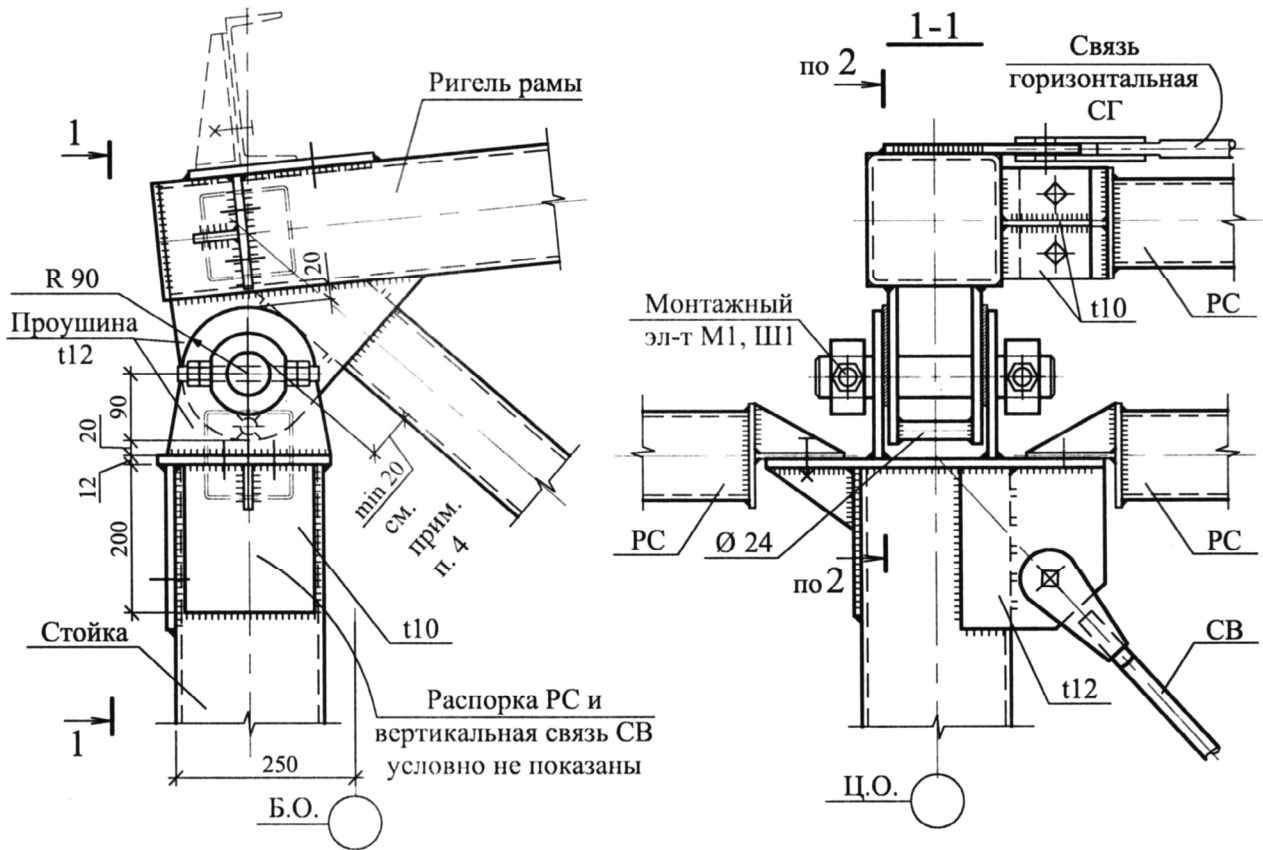


Рис. 11.16. Узел сопряжения ригеля и стойки из ГСП

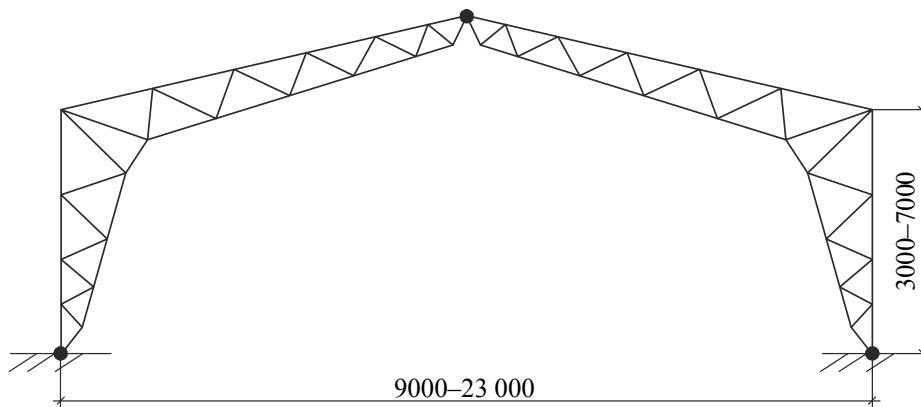


Рис. 11.17. Рама системы «Метсек-Техник»

Особенности расчета и конструирования элементов каркаса из холодногнутых профилей открытого сечения разработаны в ЦНИИПСК им. Мельникова [25]. Здесь изложены основные положения расчета гнутых профилей, их соединений, особенности проектирования конструкций из этих профилей, их узлов, системы связей, а также изложены основные требования к изготовлению, транспортировке и монтажу.

Основными элементами стропильных ферм, прогонов и других составных частей каркаса являются гнутые швеллеры и С-образные профили толщиной от 0,8 до 2,0 мм с высотой стенки от 100 до 250 мм. Основными метизами для расчетных соединений являются само-

сверлящие самонарезающие винты диаметром от 4,2 до 6,3 мм. В монтажных стыках применяют также болтовые и заклепочные соединения. В [25] приведены расчетные сопротивления винтовых соединений на выдергивание и срез.

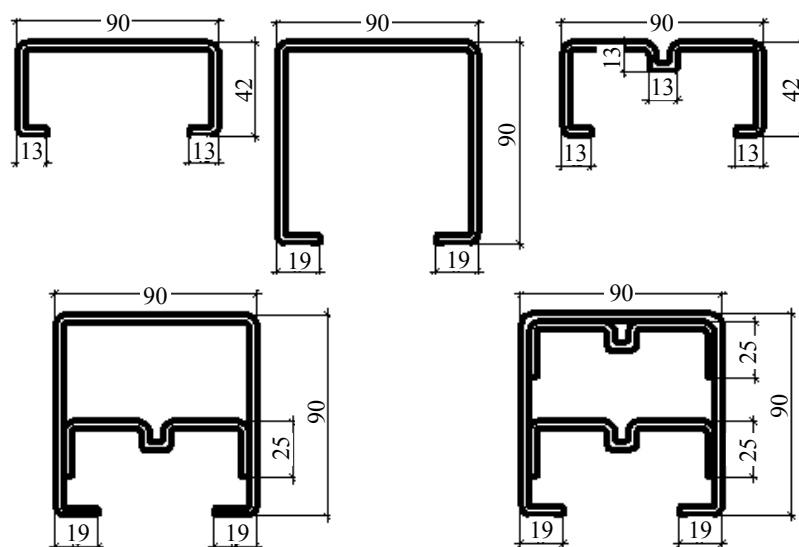


Рис. 11.18. Гнутые профили для рам «Метсек-Техник»

Такие стропильные фермы в элементах каркаса могут быть пролетами до 15 м; очертание ферм – треугольное, трапецидальное или с параллельными поясами. Пояса ферм выполняются из одиночных швеллеров (рис. 11.19, а) или спаренных С-образных профилей (рис. 11.19, б). Решетка из С-образных профилей крепится к поясам саморезами.

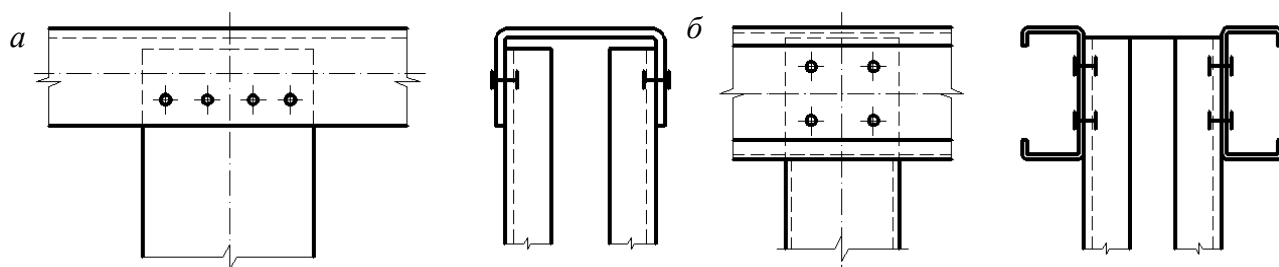


Рис. 11.19. Узел сопряжения пояса и раскоса:

а – пояс из одиночного швеллера; б – пояс из двух С-образных профилей

Если несущей способности винтового соединения недостаточно, могут быть установлены фасонки. Система связей и пространственная жесткость покрытия и каркаса в целом аналогичны описанным в подразд. 3.3 и 10.3.

Каркасы из гнутых профилей открытого сечения с винтовыми соединениями находят широкое применение в зданиях павильонного типа, в сборно-разборных и временных сооружениях. При больших знакопеременных ветровых нагрузках долговечность винтового соединения элементов остается под вопросом.

В Красноярском ПромстройНИИпроекте разработана оригинальная тонкостенная рама переменного сечения пролетом 18 м с элементами гнутого С-образного профиля (рис. 11.20). В каркасе используется сочетание нескольких конструктивных приемов повышения эффек-

11. Облегченные рамы каркасов

тивности рамных конструкций: переменность сечений колонн и ригеля, повышенная тонкостенность (от $\lambda = 140$ до $\lambda = 300$), гибкая безреберная стенка, пояса из тонкостенных фасонных гнутых профилей. Подобные приемы применены в отечественной практике впервые.

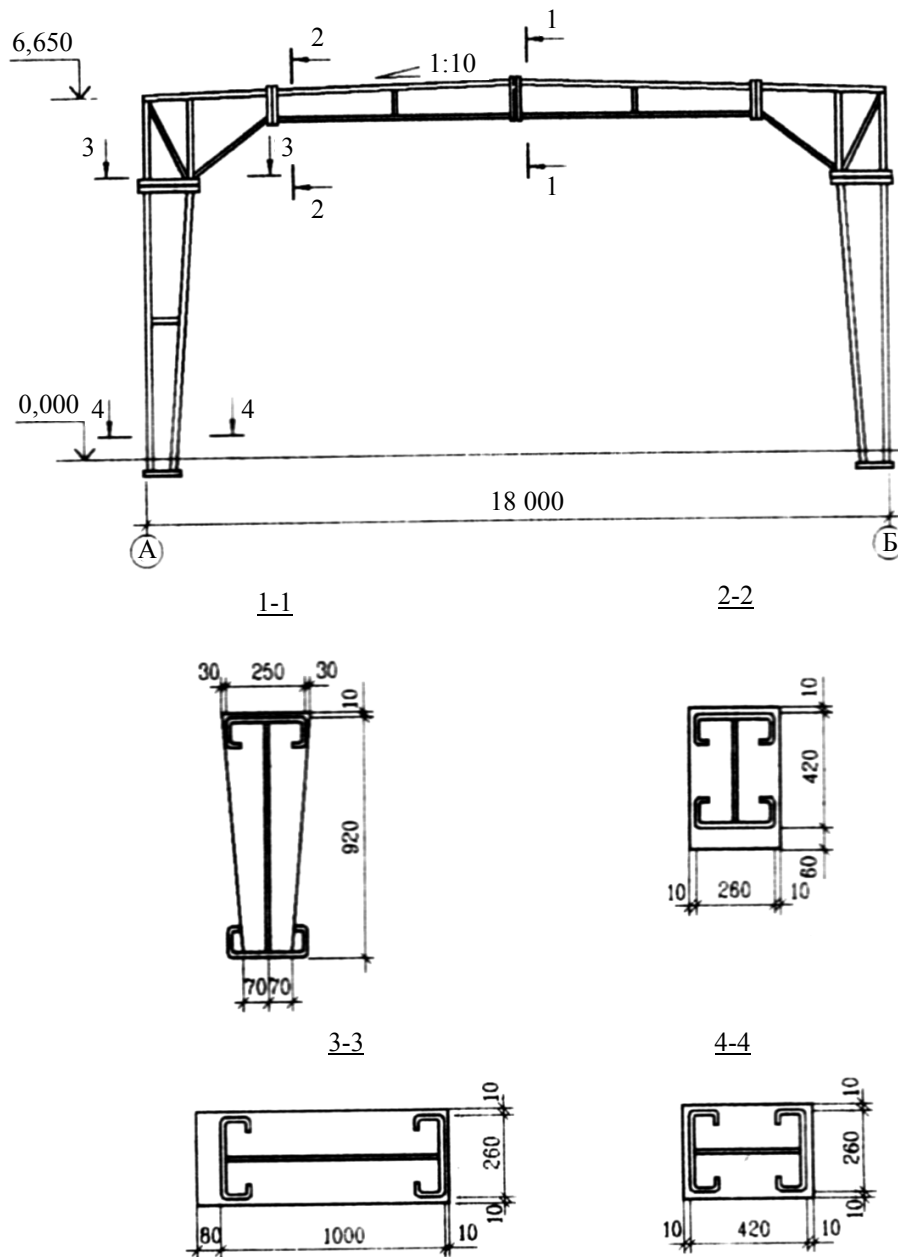


Рис. 11.20. Тонкостенная рама переменного сечения пролетом 18 м

Запроектированная под расчетную нагрузку 327 кг/м^2 при шаге 6 м однопролетная рама каркаса почти в 2 раза легче рамы «Канск» серии 1.420.3-15.

Составные части предложенной рамы могут быть унифицированными частями системы рам с разной шириной пролетов (рис. 11.20).

Размеры рамы подобраны так, что колонны высотой 6 м и ригель длиной 12 м образованы из одинаковых элементов переменного сечения с уклоном 1:10. Высота их стенок изменяется от 410 до 990 мм. Это позволяет применить безотходную резку листов 1400×6000 по

ГОСТ 19903–74*. Толщина стенок элементов рамы принята 3 мм. Ребра жесткости расположены только в местах опирания прогонов через 3 м. Карнизные узлы имеют стенку толщиной 4 мм и укреплены диагональными ребрами.

Монтажные соединения – фланцевые на болтах нормальной точности класса 5.8. Горизонтальные фланцевые соединения ригеля с колонной воспринимают меньшие сдвигающие усилия, чем вертикальные и диагональные, и позволяют формировать наиболее напряженную карнизную часть ригеля независимо от унифицированных частей рамы. Это облегчает создание на основе настоящих типоразмеров систем рам под различные нагрузки.

Двутавры с гибкостью стенки $\lambda_w > 150$ применяются не только в балках, но и в рамных системах. Рамные каркасы из двутавров с тонкими гофрированными стенками типа «Алма-Ата» разработаны для одноэтажных зданий-модулей многоцелевого назначения. Они предназначены для применения в одно- и двухпролетных отапливаемых зданиях пролетами 18 м, возводимых в I–III снеговых и ветровых районах с сейсмичностью до 9 баллов. Каркас может быть однопролетным или двухпролетным. Схема двухпролетного здания-модуля представлена на рис. 11.21.

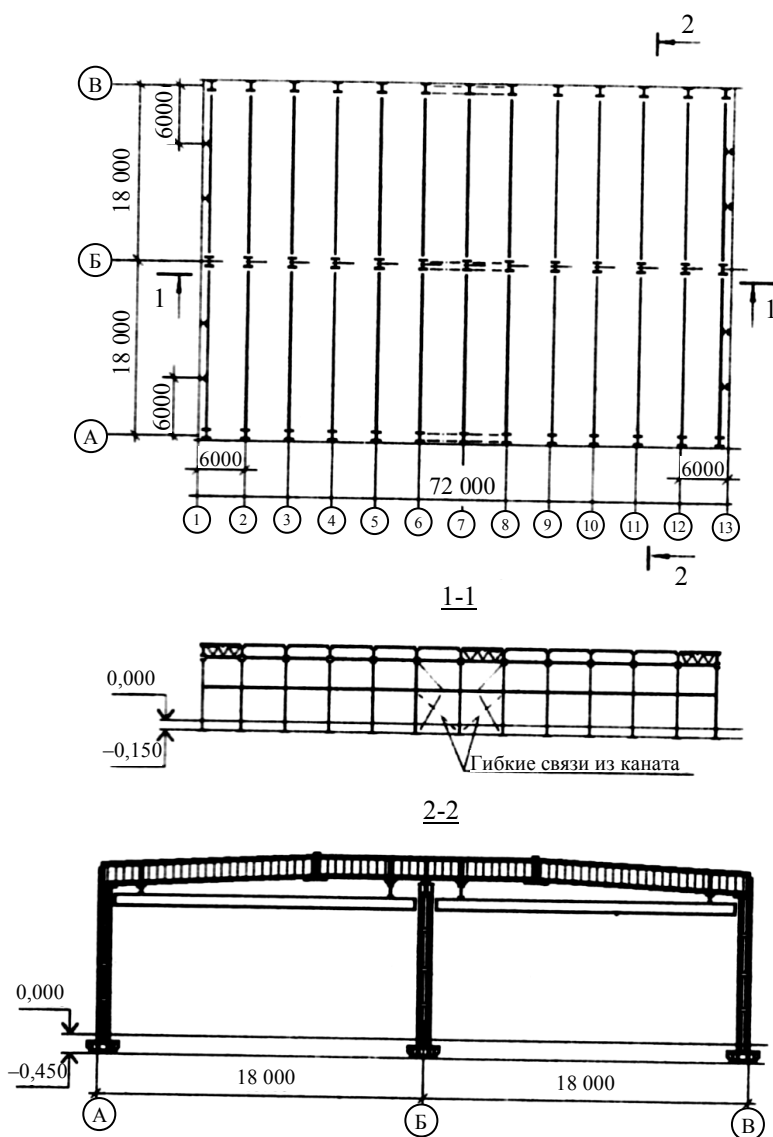


Рис. 11.21. Производственное здание-модуль из легких металлических рамных конструкций типа «Алма-Ата»

Несущий каркас здания в поперечном направлении выполнен в виде двухпролетной сплошностенчатой рамы с жестким закреплением колонн в фундаментах, жестким сопряжением ригелей с крайними колоннами и шарнирным сопряжением неразрезного ригеля со средней колонной. Устойчивость каркаса в продольном направлении обеспечивается системой связей по покрытию и вертикальными связями по каждому ряду колонн.

Рамы каркаса запроектированы из сварных сплошностенчатых элементов двутаврового сечения с тонкими гофрированными стенками. Гибкость стенок ригеля с расположением гофров перпендикулярно полкам равна 250; гибкость стенок колонны с расположением образующей гофров параллельно полкам равна 160.

В базах колонн применено решение, обеспечивающее повышенную сейсмостойкость рамы в поперечном направлении.

Профилированный настил укладывается по сплошностенчатым прогонам из холодногнутых швеллеров, шаг которых 3 м.

Стойки торцевого фахверка – типовые. Их опирание на конструкции покрытия, передача ветровых и сейсмических нагрузок от массы торцевых стен предусматриваются в уровне верхних поясов ригелей.

Металлоемкость каркаса – 137,4 т; затраты металла на 1 м² составили 42,4 кг.

Особенности расчета и конструирования балок с гофрированной стенкой можно найти в [15, п. 5.8] и в [22, разд. 2].

11.5. Каркасы с элементами из перфорированных стержней

Металлические перфорированные стержни – это линейные тонкостенные элементы открытого или замкнутого профиля сечения, содержащие систему регулярно расположенных отверстий – перфорацию. Перфорация позволяет снизить металлоемкость и прокладывать инженерные коммуникации в габаритах конструкций. В каркасных зданиях широкое распространение получили развитые профили проката, образованные путем роспуска исходных заготовок (рис. 11.22).

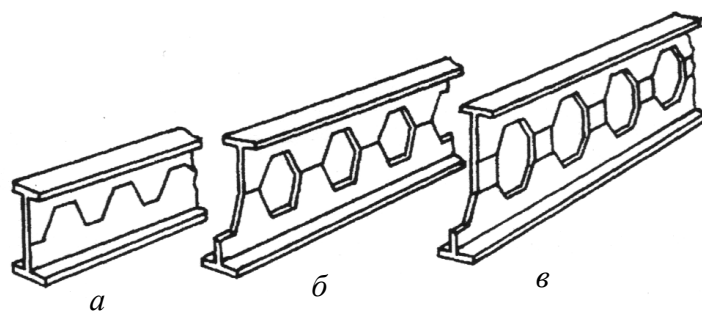


Рис. 11.22. Образование перфорированного двутавра:

a – схема роспуска исходного двутавра; *б* – перфорированный двутавр с гексагональными отверстиями; *в* – перфорированный двутавр с повышенной степенью развития

Развитые профили проката образуются из двутавров или швеллеров. Стенка исходного профиля разрезается по зигзагообразной линии (рис. 11.22, *a*). Полученные заготовки взаимно раздвигаются и свариваются встык по выступающим кромкам разрезанной стенки «зуб в зуб» (рис. 11.22, *б*). Образовавшийся сквозной двутавр или швеллер имеет высоту в 1,3–1,6 раза больше высоты исходного профиля. А это значит, что при том же расходе материала возрастают момент инерции в 1,5–2,2 раза и момент сопротивления в 1,3–1,6 раза. При роспуске дву-

тавра с развитием сечения в 1,5 раза несущая способность его увеличивается в 1,5 и одновременно в 2 раза увеличивается его жесткость.

Такие сквозные балки по сравнению с прокатными двутаврами снижают металлоемкость на 20–30 % и стоимость на 10–20 %. По трудоемкости изготовления они на 25–35 % эффективнее, чем сварные двутавры. Перфорированные двутавровые балки могут быть моностальными и бистальными. В моностальных балках сечение симметричное; в бистальных – сжатый пояс из малоуглеродистой стали имеет большее сечение, чем растянутый, выполненный из стали повышенной прочности.

Более высокими технико-экономическими показателями обладают перфорированные двутавры с повышенной степенью развития сечения (рис. 11.22, в). В этом случае между отверстиями перфорации устанавливаются дополнительные прямоугольные планки. При выпуске двутавра с развитием сечения в 3 раза несущая способность увеличивается в 3,2 раза, а жесткость в 7,3 раза, но возникает опасность потери местной устойчивости стенки. Увеличивается также трудоемкость изготовления конструкции.

Рамы каркасов из перфорированных двутавров показаны на рис. 11.23 и 11.24. Карнизный узел сопряжения ригеля и колонны – на рис. 11.25.

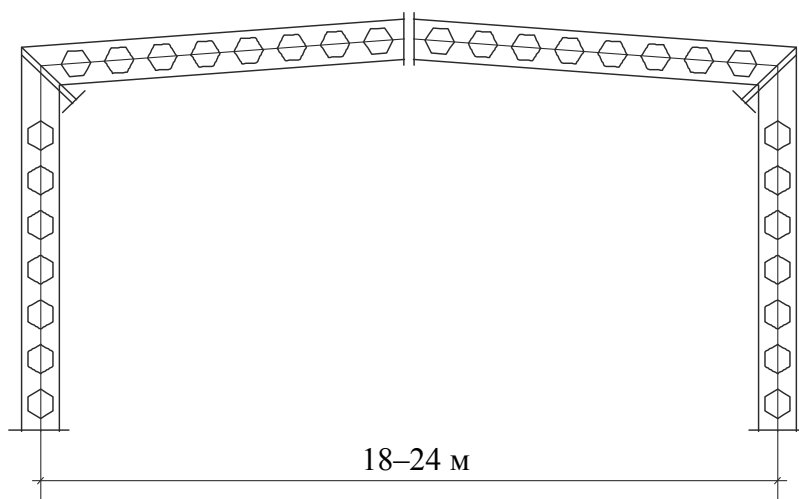


Рис. 11.23. Стальная рама из перфорированных двутавров постоянного сечения

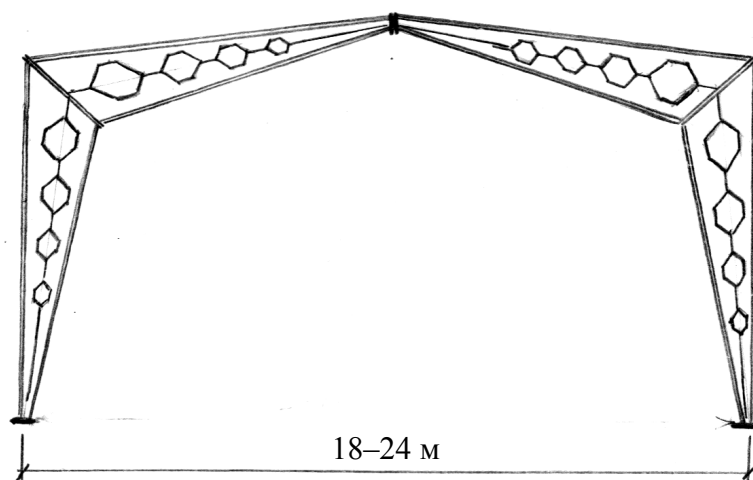


Рис. 11.24. Стальная рама из перфорированных двутавров переменного сечения

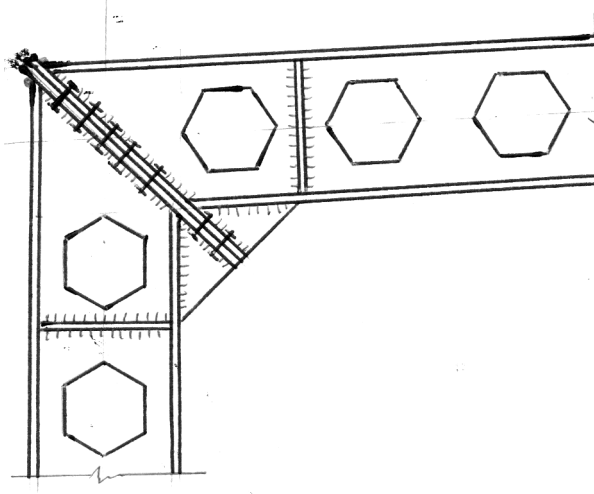


Рис. 11.25. Карнизный узел перфорированной рамы

Если двутавр распустить не по средней линии стенки, а по наклонной, то получим перфорированный двутавр с переменным по высоте сечением: на одном конце высота исходного профиля почти удваивается, на другом может быть меньше первоначальной высоты. Такие элементы эффективны в трехшарнирных рамах и однопролетных балках, т. к. конструкция становится близкой к равнопрочной (максимальные ее геометрические характеристики – в зоне максимальных напряжений; минимальные – в зоне минимальных).

Трехшарнирные рамы из перфорированных двутавров нашли широкое применение на Украине [8, 22]. Пролет их 18–24 м, высота до 3,5 м; уклон кровли $1/8$. Шаг рам 3 м. Карнизный узел усилен вутом. Сопряжение ригеля и стойки фланцевое на болтах.

На базе перфорированных двутавров переменной высоты КИСИ совместно с ИСЭ им. Е.О. Патона и проектными организациями Украины разработана серия особо легких стальных конструкций. К ним относятся помимо трехшарнирных рам (см. рис. 11.24) стропильные фермы пролетом 18 и 24 м, подкрановые балки пролетом 6 м, арки с затяжками и ряд других конструктивных форм.

Развитые профили проката образуются не только из двутавров. Часто используется роспуск гнутых швеллеров, из заготовок которых формируется Z-образный или С-образный профиль перфорированного стержня. Такие профили нашли широкое применение в мобильных сборно-разборных зданиях из складывающихся секций, а также в быстровозводимых каркасах. Схемы роспуска заготовок и получение из них разнообразных перфорированных композиций приведены в [8, табл. 20]. Технологические процессы их изготовления описаны в [10].

Перфорированный стержень – многосвязная тонкостенная система. При расчете возникают трудности, связанные с концентрацией напряжений около отверстий и высокой гибкостью перемычек между отверстиями. В [33, п. 19] даны рекомендации по проектированию бистальных двутавровых балок с шестиугольными отверстиями, построенные на простейших предположениях (реализована упрощенная расчетная модель в виде безраскосной фермы).

Для сжатоизогнутых перфорированных стержней (ригели и стойки рам) кроме изгибающих моментов M и поперечных сил Q следует учитывать продольную сжимающую силу N . Минимальный расход металла может быть достигнут за счет применения двутавров с повышенной степенью развития сечения (см. рис. 11.22, в). При тех же расчетных предположениях [33] проверку прочности перфорированного двутавра с восьмиугольными отверстиями рекомендуется выполнять по формулам (11.1) – (11.3). Расчетная схема и обозначения модуля перфорированного стержня приведены на рис. 11.26.

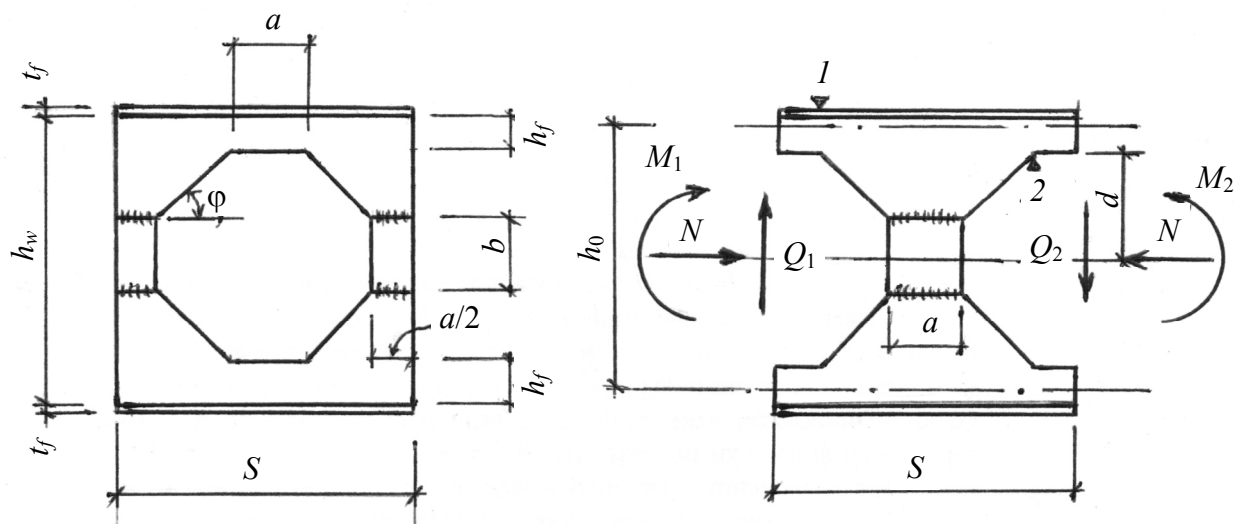


Рис. 11.26. Геометрические обозначения и расчетная схема модуля перфорированного двутавра

Наибольшие значения нормальных напряжений в поясе двутавра будут в точке 1 (рис. 11.26, б); для стенки наиболее опасна точка 2.

Условие прочности пояса

$$\frac{N}{2A_T} + \frac{Q_1 a}{4W_{T \max}} + \frac{M_1 d}{J_n} \leq R_y \gamma_c. \quad (11.1)$$

Условие прочности стенки

$$\frac{N}{2A_T} + \frac{Q_2 a}{4W_{T \min}} + \frac{M_2 d}{J_n} \leq \frac{R_u \gamma_c}{\gamma_n}. \quad (11.2)$$

Условие прочности перемычки между отверстиями

$$\frac{Q_{\max} \cdot S}{t_w \cdot a \cdot h_0} \leq R_s \gamma_c. \quad (11.3)$$

Здесь A_T – площадь таврового пояса; d – расстояние от нейтральной оси перфорированного стержня до угловой точки восьмиугольного отверстия; J_n – момент инерции сечения перфорированного стержня с учетом ослабления стенки восьмиугольным отверстием; $W_{T \max}$, $W_{T \min}$ – максимальный и минимальный моменты сопротивления поясного тавра относительно его нейтральной оси; h_0 – расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего тавровых поясов; t_w – толщина стенки.

Условие жесткости перфорированного стержня

$$f \leq f_u, \quad (11.4)$$

где f – максимальный прогиб рамного стержня от нормативных нагрузок. Он складывается из общего прогиба и дополнительных прогибов от сдвига стоек (перемычки между отверстиями) и участков тавровых поясов между угловыми точками отверстия перфорации; f_u – предельный прогиб, установленный СНиП 2.01.07–85*.

Общая устойчивость обеспечивается связями жесткости, и при соблюдении условий п. 5.16* СНиП II-23–81 ее не следует проверять. Если это условие не выполняется, то про-

11. Облегченные рамы каркасов

верка общей устойчивости производится согласно [33, п. 5.15] при этом геометрические характеристики вычисляются для сечения с отверстием.

В двутаврах с повышенной степенью развития сечения (рис. 11.26) особую опасность представляет местная устойчивость стенки на участке перемычки между отверстиями перфорации. Помимо внешних нагрузок она зависит от геометрических параметров перфорации:

$$\eta = \frac{h_w}{S} \quad (\text{соотношение сторон пластины модуля стенки}); \quad \varphi - \text{угол реза}; \quad \theta = \frac{h_f}{h}; \quad \chi = \frac{a}{h}; \quad \mu = \frac{b}{h},$$

где h – высота исходного (неперфорированного двутавра).

Для пластинок, работающих в упругой области, критические напряжения выражаются

$$\sigma_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{S} \right)^2, \quad (11.5)$$

где K – параметр, определяющий критическое состояние пластины.

Коэффициенты влияния C_i геометрических параметров перфорации на критический параметр устойчивости приведены в табл. 11.1–11.5.

Таблица 11.1

Влияние параметра η на K

$\eta = h_w/S$		0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
C_η	Сжатие	1,10	1,08	1,00	0,90	0,88	0,80	0,76
	Изгиб	0,98	1,00	1,00	0,92	0,89	0,80	0,74
	Сдвиг	1,06	1,04	1,00	0,91	0,87	0,80	0,75

Таблица 11.2

Влияние параметра φ на K

$\varphi_{\text{град}}$		30	40	45	50	60	70
C_φ	Сжатие	1,06	1,02	1,00	0,98	0,95	0,92
	Изгиб	1,08	1,01	1,00	0,99	0,97	0,96
	Сдвиг	0,50	0,93	1,00	1,10	1,15	1,17

Таблица 11.3

Влияние параметра θ на K

$\theta = h_f/h$		0,1	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5
C_θ	Сжатие	1,40	1,12	1,00	0,97	0,82	0,75
	Изгиб	2,11	1,07	1,00	0,80	0,75	0,71
	Сдвиг	1,37	1,24	1,00	0,98	0,69	0,67

Таблица 11.4

Влияние параметра μ на K

$\mu = b/h$		0	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8
C_μ	Сжатие	0,70	0,85	0,95	1,00	1,05	1,15	1,25	1,37	1,43	1,47	1,48
	Изгиб	0,66	0,83	0,94	1,00	1,06	1,17	1,27	1,4	1,48	1,54	1,58
	Сдвиг	1,24	1,13	1,04	1,00	0,96	0,89	0,83	0,78	0,75	0,72	0,71

Влияние параметра χ на K

$\chi = a/h$		0,15	0,20	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00
C_χ	Сжатие	1,13	1,10	1,03	1,00	0,99	0,98	1,02
	Изгиб	1,10	1,08	1,02	1,00	0,98	0,97	1,01
	Сдвиг	0,78	0,82	0,95	1,00	1,05	1,13	1,22

На местную устойчивость стенки оказывает влияние упругое защемление ее в уровне поясов. Коэффициент δ , учитывающий упругое защемление стенки в поясах, принимается по (77) СНиП II-23-81* с учетом [20, п. 7.8]:

$$\delta = \frac{b_f}{h_w} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3.$$

В табл. 11.6 представлены поправочные коэффициенты C_δ влияния упругого защемления стенки в поясах.

Таблица 11.6

Влияние упругого защемления стенки в поясах

δ		0	0,2	0,4	0,6	1,0	1,5	2,0	∞
C_δ	Сжатие	1,0	1,46	1,69	1,78	1,84	1,86	1,94	1,98
	Изгиб	1,0	1,29	1,54	1,72	1,77	1,82	1,84	1,86
	Сдвиг	1,0	1,13	1,31	1,46	1,62	1,73	1,74	1,75

С учетом коэффициентов влияния (11.5) принимает вид

$$\sigma_{cr} = \frac{K_3 \cdot \prod_i C_i \cdot C_\delta \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{S} \right)^2, \quad (11.6)$$

где $\prod_i C_i = C_\eta \cdot C_\phi \cdot C_\theta \cdot C_\mu \cdot C_\chi$; K_3 – параметр устойчивости эталонного элемента.

Критические напряжения для перемычки между восьмиугольными отверстиями перфорированного двутавра имеют вид:

а) при осевом сжатии силой N

$$\sigma_{cr}^N = 14,15 \cdot 10^5 \prod_i C_i^N \cdot C_\delta^N \left(\frac{t}{S} \right)^2 \text{ МПа}; \quad (11.7)$$

б) при изгибе

$$\sigma_{cr}^M = 37,26 \cdot 10^5 \prod_i C_i^M \cdot C_\delta^M \left(\frac{t}{S} \right)^2 \text{ МПа}; \quad (11.8)$$

в) при сдвиге

$$\tau_{cr} = 2,01 \cdot 10^5 \prod_i C_i^Q \cdot C_\delta^Q \left(\frac{t}{S} \right)^2 \text{ МПа}. \quad (11.9)$$

Условие местной устойчивости стенки

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma^N}{\sigma_{cr}^N} + \frac{\sigma^M}{\sigma_{cr}^M}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c \gamma_{c1}. \quad (11.10)$$

Расчетные напряжения от сжатия, изгиба и сдвига

$$\sigma^N = \frac{N}{2A_t}; \quad \sigma^M = \frac{M}{h_0 \cdot A_t}; \quad \tau_{xy} = \frac{QS_x^n}{J_n \cdot t_w}, \quad (11.11)$$

где S_x^n – статический момент отсеченной части полки двутавра; γ_c – коэффициент условия работы (табл. 5 СНиП II-23–81*); $\gamma_{c1} = 0,8$ – дополнительный коэффициент условия работы, учитывающий несовершенства изготовления (п. 20.17 СНиП II-23–81*).

При оценке устойчивости в упругопластической стадии, когда критические напряжения больше предела упругости, в качестве критических напряжений в (11.10) с небольшим запасом можно принять $\sigma_{cr} = R_y$; $\tau_{cr} = R_s$. Это вытекает из реализации диаграммы Прандтля.

Согласно [33, п. 7.18*] условие местной устойчивости стенки поясного тавра

$$\frac{h_f}{t_w} \leq (0,4 + 0,07\bar{\lambda}) \left(1 + 0,25\sqrt{2 - \frac{b_f}{h_f}}\right) \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (11.12)$$

Здесь b_f – ширина полки поясного тавра; $\bar{\lambda} = 1,4$ (п. 19.15 СНиП II-23–81*).

При $\mu = 0$ условие (11.10) справедливо для перфорированного двутавра с шестиугольным отверстием.

Оценку местной устойчивости стенки перфорированной балки с шестиугольными отверстиями можно также выполнить, используя решение Блэдгетта. Оно опубликовано в [15, с. 296–299 и 39, с. 119–122].

Исследования перфорированных балок с повышенной степенью развития сечения (см. рис. 11.22, в и 11.26) показали, что потеря устойчивости стенки происходит в упругой стадии при уровне напряжений 0,5–0,8 предела текучести.

После потери местной устойчивости резерв несущей способности балки не исчерпан. В процессе испытания перфорированных балок с гибкостью стенки $100 \leq \lambda_w \leq 130$ при степени развития сечения $2,3 \leq \alpha \leq 3,0$ установлено, что разрушающая нагрузка в 1,5–3 раза превышает критическую силу потери местной устойчивости стенки [11].

Причиной отказа и потери несущей способности перфорированной балки является интенсивное развитие пластических деформаций. Они зарождаются в углу восьмиугольного отверстия в зоне максимальной концентрации напряжений (в точке 2 рис. 11.26). При возрастании нагрузки пластические деформации проникают вглубь сечения таврового пояса в сторону полки до образования четырех шарниров пластичности в двух наиболее напряженных поперечных сечениях перфорированного двутавра.

12. СОСТАВ И ОБЩИЕ ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ ЧЕРТЕЖЕЙ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ

Конструирование металлоконструкций ведется в две стадии: КМ (конструкции металлические) и КМД (конструкции металлические деталировочные). КМ разрабатывает проектная организация, КМД – завод-изготовитель.

В процессе КМ выбирается расчетная схема, выполняются статический и конструктивный расчеты, общие чертежи металлоконструкций здания, его частей, узлы, техническая спецификация металла по элементам, профилям и маркам стали.

КМД выполняются на основании КМ с учетом технологических возможностей завода-изготовителя, условий транспортировки и монтажа.

12.1. Состав основного комплекта чертежей КМ

В состав этого комплекта входят:

- общие данные;
- сведения о нагрузках;
- чертежи общих видов конструкций;
- схемы расположения элементов (монтажные схемы);
- чертежи элементов;
- чертежи узлов;
- спецификации.

Общие данные

В общих данных приводятся:

- ведомость рабочих чертежей, а также ссылочных и прилагаемых документов;
- ссылка на принятые нормы проектирования;
- сведения о нагрузках и расчетные схемы конструкций;
- описание принятых монтажных и заводских соединений;
- указания по выполнению сварных швов, болтов и др.;
- требования к изготовлению и монтажу;
- антикоррозионные и противопожарные мероприятия.

Расчетные нагрузки могут быть представлены на отдельных листах или схемах расположения элементов.

Чертежи общих видов конструкций

Эти чертежи выполняются схематично. На них указывают:

- привязку элементов конструкций к разбивочным осям;
- основные габаритные размеры металлоконструкций;
- характерные отметки;
- сведения о грузоподъемных механизмах;
- размеры сечений для прикрепления элементов.

Схемы расположения элементов (монтажные схемы)

На этих схемах элементы металлоконструкций показывают в виде отрезков сплошной утолщенной линии, прерывистой в местах стыков и сопряжений с соседними элементами. Пример изображения монтажной схемы покрытия показан на рис. 12.1, примеры изображения разрезов приведены на рис. 12.2 и 12.3.

Элементы конструкций обозначают марками. Маркировка производится буквами. Основные элементы маркируются прописными буквами (Б – балки, ФС – фермы стропильные, ФП – фермы подстропильные, К – колонны), второстепенные элементы – строчными буквами русского алфавита.

На чертежах схем помещают «Ведомость элементов» по форме 1 (табл. 12.1).

Таблица 12.1

Форма 1 – Ведомость элементов

30	Марка элемента	Сечение			Усилие для прикрепления			Наименование или марка металла	Примечание
		эскиз	поз.	состав	A, кН	N, кН	M, кН·м		
8									
8									
	20	30	10	30	15	15	15	25	25
	185								

Указания по заполнению ведомости элементов:

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

– в графе «Сечение» указывают:

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

«поз.» – порядковые номера позиций деталей;

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

– в графе «Усилие для прикрепления» указывают:

A – реакцию в опорном сечении элемента, кН;

N – продольное усилие в элементе, кН;

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

– в графе «Наименование или марка металла» указывают наименование или марку металла для всего элемента, если все детали элемента выполнены из одного металла, и по позициям – если наименование или марки металла деталей различны;

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

Пример заполнения формы показан в табл. 12.2.

Чертежи элементов конструкций

Решетчатые элементы изображают схематично, сплошнотенчатые – детально. В чертежах указывают:

– геометрические размеры;

– опорные реакции;

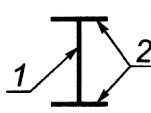
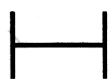
– размеры сечений и усилия в элементах;

12. Состав и общие правила оформления чертежей металлоконструкций

- марку стали для каждого элемента;
- толщины опорных фасонок и положения укрупнительных стыков;
- отметки верха и низа элементов конструкции;
- размеры отдельных деталей;
- ссылки на узлы.

Таблица 12.2

Ведомость элементов

Марка элемента	Сечение			Усилие для прикрепления			Наименование или марка металла	Примечание
	эскиз	поз.	состав	A, кН	N, кН	M, кН·м		
ФС1	Сложный							Лист 12
Б1		1	I 40Б1	200	—	—	C345-3	
		2	L 100 × 8	—	—	—	C245	
Б2		1	– 900 × 8	300	—	800	C345-3	
		2	– 200 × 16					
K1			I 40Ш1	140	– 380	– 410	C345-3	

Примеры чертежей сквозного и сплошного элементов показаны на рис. 12.4 и 12.5.

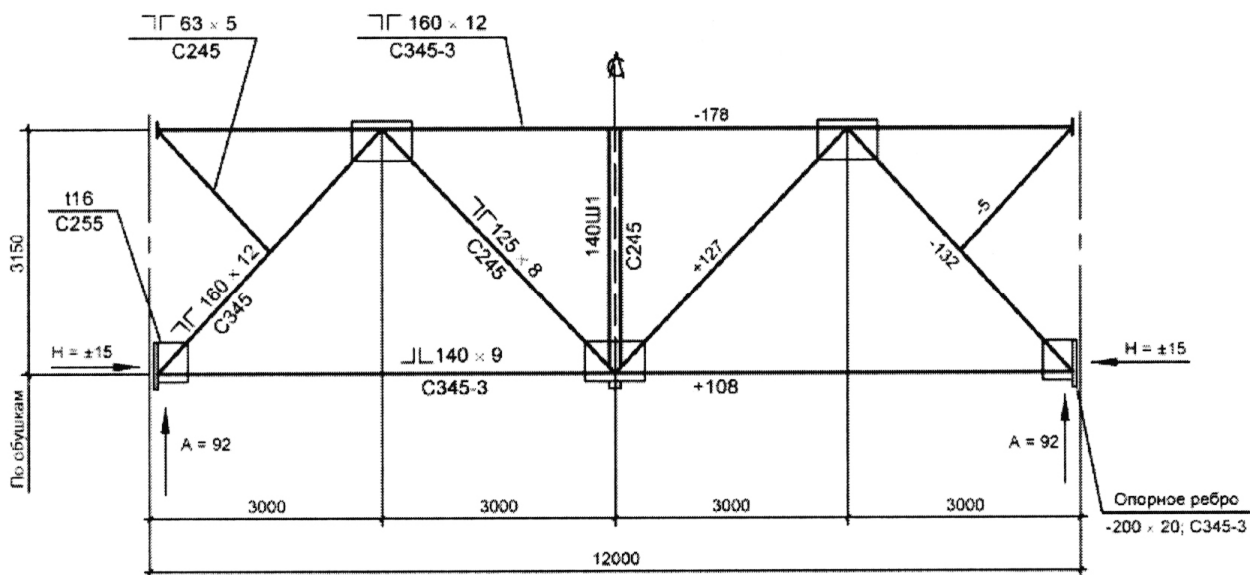


Рис. 12.4. Пример чертежа сквозного элемента

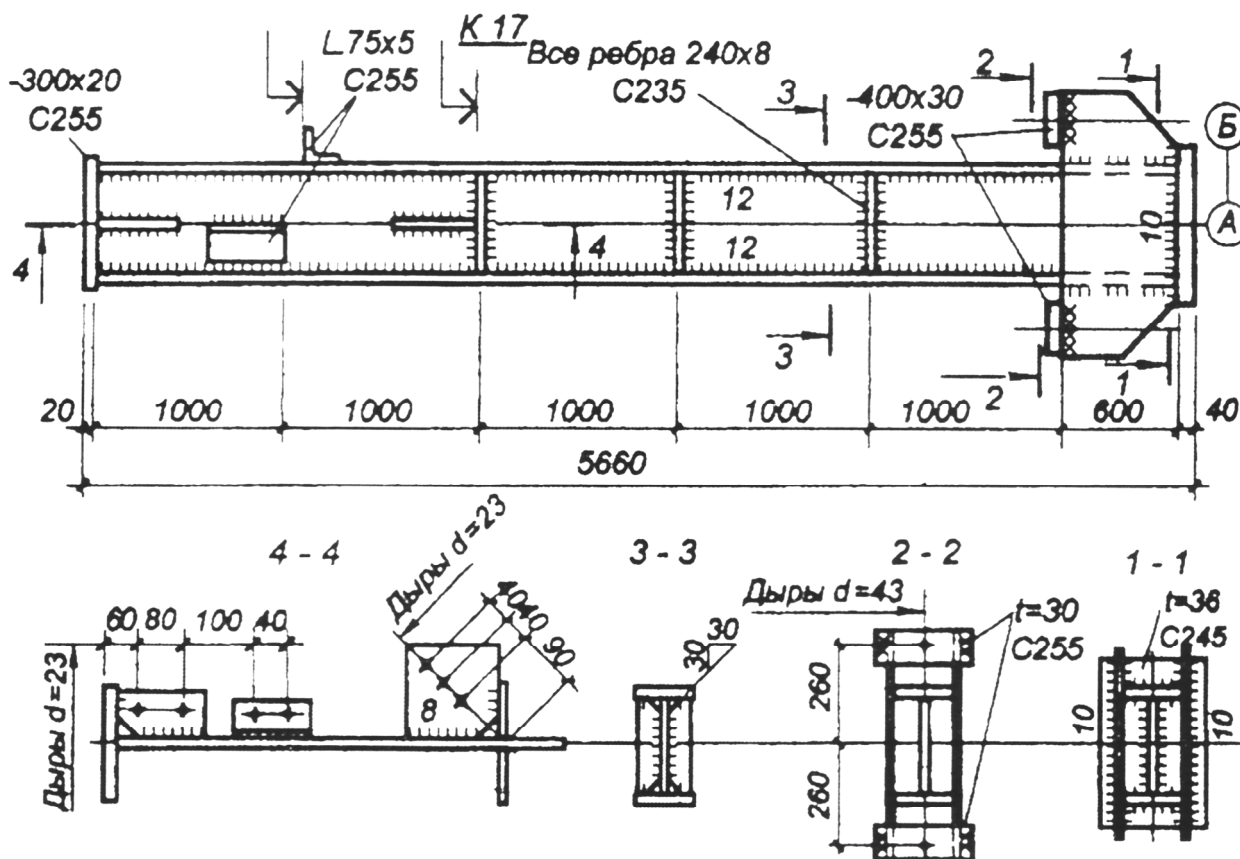


Рис. 12.5. Пример чертежа сплошного элемента

Чертежи узлов

Обозначение узлов должно соответствовать изображению на монтажных схемах. В них указывают:

- привязки элементов к осям;
- необходимые отметки;
- усилия для расчета крепления элементов;
- толщины фасонки и размеры монтажных сварных швов;
- примыкающие элементы конструкций с обозначением их размеров, если чертежи этих конструкций отсутствуют в данном проекте.

Примеры чертежей узлов показаны на рис. 12.6.

Спецификация металлопроката

Спецификация металлопроката (СМ) предназначена для заказа металлопроката. СМ выполняют по форме 2 (табл. 12.3). Пример выполнения СМ показан в табл. 12.4.

СМ составляют на каждый вид элементов конструкции в соответствии с прейскурантом оптовых цен. На основе СМ составляют свободную спецификацию металлопроката (СМС) по той же форме. Спецификации записывают в ведомость прилагаемых документов. Допускается СМ выполнять на отдельных листах в составе комплекта чертежей.

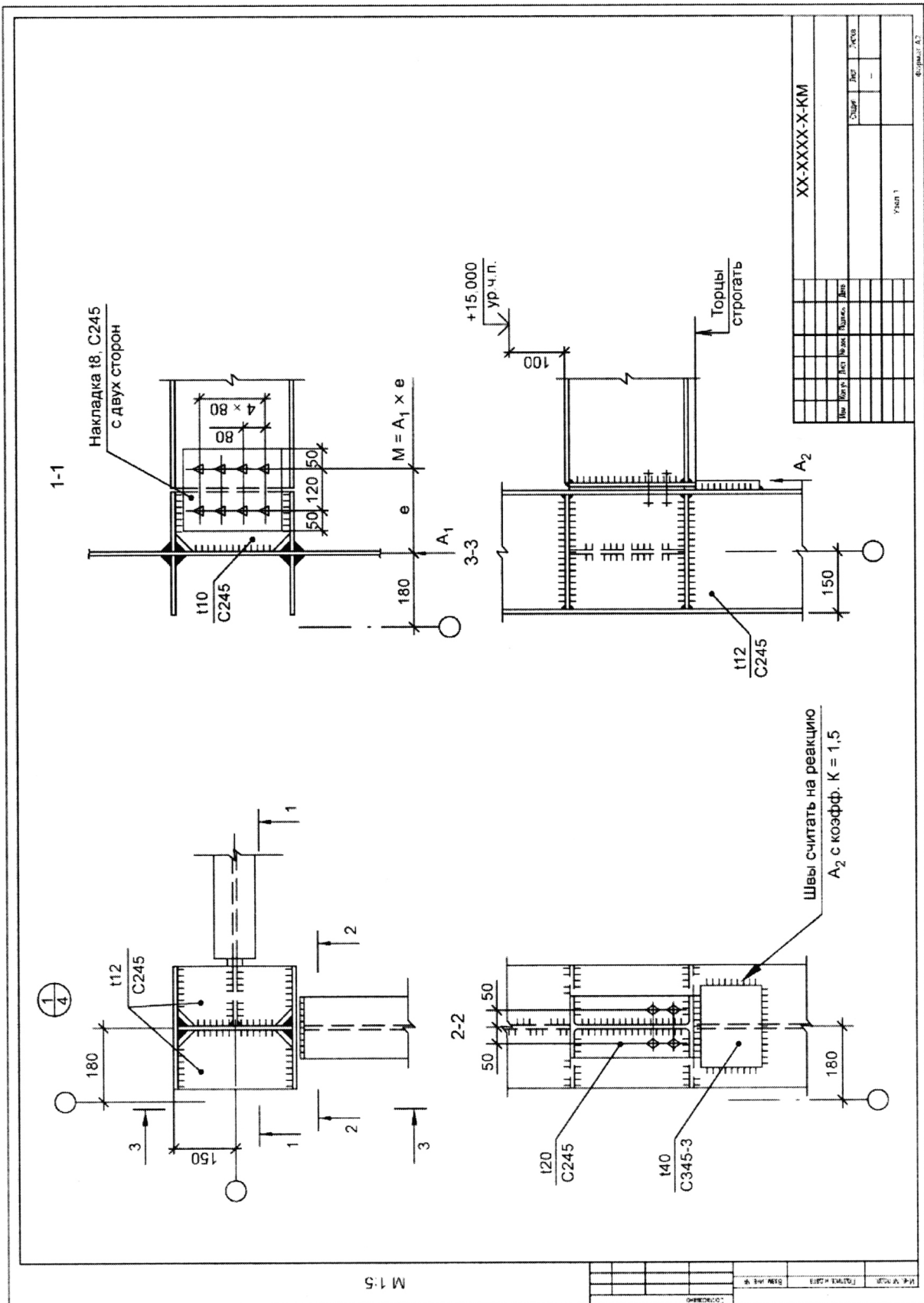


Рис. 12.6. Узел 1

12.2. Состав комплекта чертежей КМД

В состав комплекта входят:

- рабочие чертежи, предназначенные для производства строительного-монтажных работ (основной комплект);
- рабочие чертежи, предназначенные для изготовления и монтажа МК;
- дополнительные чертежи.

Основной комплект рабочих чертежей

В основном комплекте рабочих чертежей приводятся:

- общие данные (заглавный лист);
- монтажные схемы с ведомостью отправочных элементов по форме 3 (табл. 12.5), а также монтажных метизов по форме 4 (табл. 12.6);
- чертежи узлов сопряжения конструкций.

Таблица 12.5

Форма 3 – Ведомость отправочных элементов

Ведомость отправочных элементов схемы							10
Мар-ка эл-та	Кол., шт.	Наименование	Масса, кг		Номер чертежа	Прим.	8
			шт.	общ.			
							min
Итого:							
Масса метизов, кг:							
Всего по схеме:							
35	15	40	15	20	35	25	
			185				

Таблица 12.6

Форма 4 – Ведомость монтажных метизов

Ведомость монтажных метизов							10	
Тип болта	d болта, мм	l болта, мм	Толщина пакета, мм	Кол., шт.	Масса, кг		Прим.	8
					шт.	общ.		
								min
Всего:								
25	20	20	25	20	20	20	35	
			185					

В заглавном листе приводятся общие примечания с указанием организации-исполнителя проекта КМ, ведомость чертежей, сведения о материалах (металл, сварочные и болтовые соединения), масса металла и метизов.

Монтажные схемы содержат изображение взаимного расположения в пространстве всех отправочных элементов, размеры привязки и отметки, необходимые для монтажа, укрупнительные стыки и все узлы, выполняемые монтажной сваркой.

Как и в чертежах КМ (рис. 12.1), отправочные элементы обозначают марками (Ф-1, ПБ-1 и т. п.). К маркам зеркально симметричных элементов добавляют обозначения «Т» (так) и «Н» (наоборот). Например: $\Phi 2^T$ и зеркально симметричная ей марка фермы $\Phi 2^H$.

В примечаниях к монтажным схемам указывают ссылки на технический проект КМ, способы монтажных соединений, виды монтажных метизов (болтов), типы электродов и флюсов и др.

Чертежи узлов сопряжения конструкций помещают на свободном месте чертежа монтажной схемы или на отдельном чертеже. На чертеже узлов проставляют необходимые для монтажа размеры сварных швов, болтов, а также адрес узла (отметка и привязка к осям).

Рабочие чертежи для изготовления и монтажа

Рабочие чертежи содержат:

- изображение отправочных элементов со всеми размерами и указаниями, необходимыми для изготовления каждой детали;
- спецификацию деталей по форме 5 (табл. 12.7);
- таблицу потребности отправочных марок по форме 6 (табл. 12.8);
- ведомость заводских сварных швов по форме 7 (табл. 12.9) общие примечания.

Симметричные элементы из прокатных профилей или сплошных листов изображают полностью (рис. 12.7), решетчатые – до оси симметрии (рис. 12.8).

Решетчатые элементы сопровождают геометрической схемой и усилиями в стержнях (рис. 12.9).

Геометрическую схемы длинномерных конструкций вычерчивают полностью, а отправочную марку, изображаемую на данном листе, выделяют утолщенными линиями. Остальная часть – тонкие линии, где указывают её марку и номер чертежа, на котором она изображена. Однотипные элементы, незначительно отличающиеся друг от друга, можно совмещать.

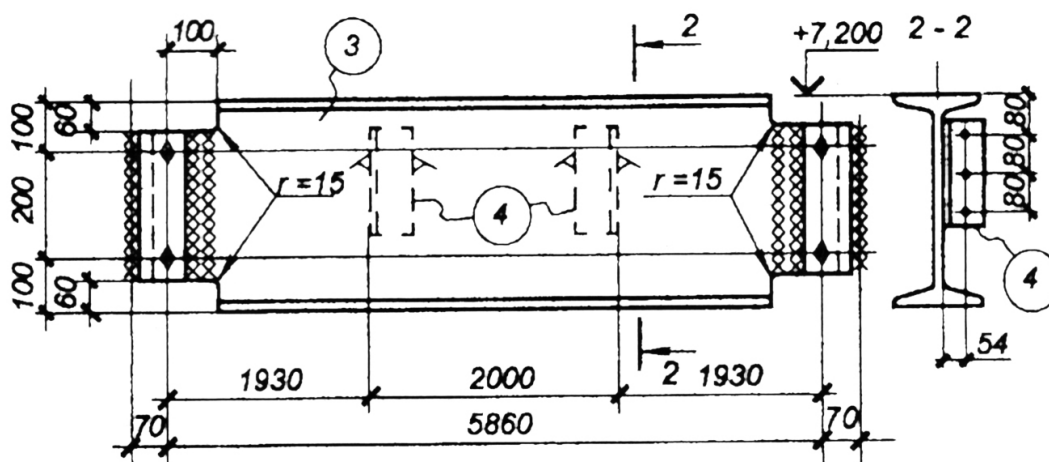


Рис. 12.7. Симметричные элементы из прокатных профилей

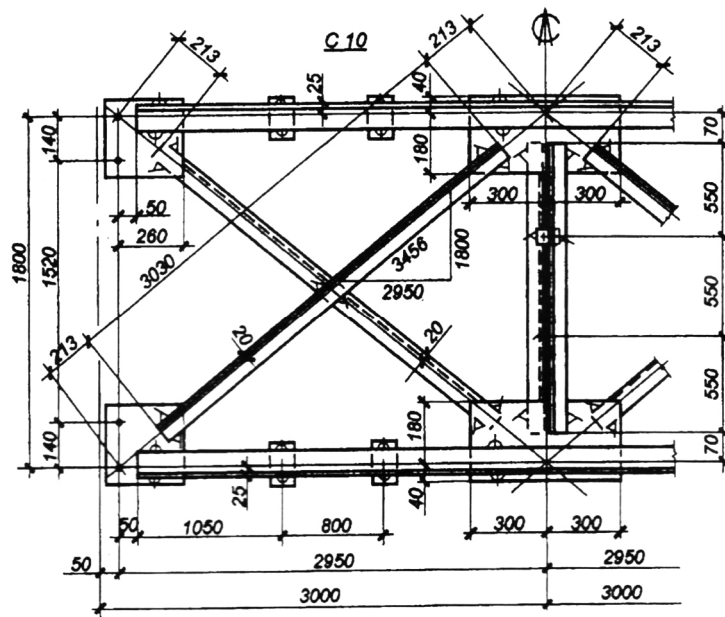


Рис. 12.8. Решетчатые элементы

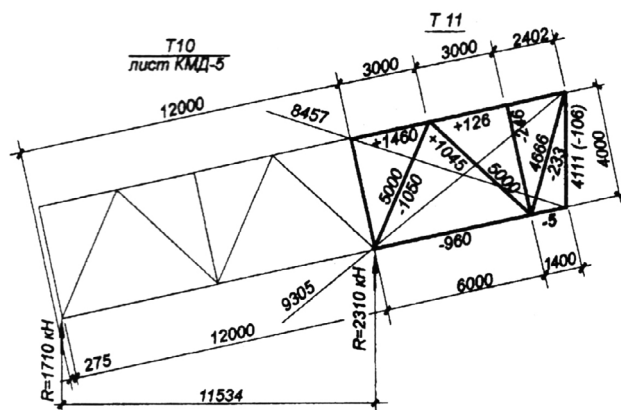


Рис. 12.9. Геометрическая схема

В табл. 12.7–12.9 приведены формы таблиц рабочих чертежей.

Таблица 12.7

Форма 5 (располагается в правом верхнем углу чертежа)

Спецификация на отправочный элемент											10
Марка	Поз.	Кол., шт.		Сечение	Длина, мм	Масса, кг			Марка или наим. стали	Прим.	15
		т	н			шт.	общ.	элемент.			8
											min
15	10	10	10	30	20	15	15	15	25	20	
185											

Таблица 12.8

Форма 6

(располагаются над основной надписью)

Требуется изготовить				10
Отпр. марка	Кол., шт.	Масса, кг		8
		шт.	общ.	
				min
20	20	20	25	85

Таблица 12.9

Форма 7

Таблица заводских сварных швов на 1 марку в м					10
Отпр. марка	Катет, вид шва				8
					min
20	20	20	20	20	100

Нанесение размеров на чертежах КМД

На чертежах КМД проставляют:

- монтажные размеры (М), определяющие положение конструкции в сооружении;
- увязочные размеры (У) – переход от монтажных к размерам изготовления;
- разметочные размеры (Р), необходимые для изготовления деталей;
- сборочные размеры (С), необходимые для сборки элементов (рис. 12.10).

В сварных балках указывают полную высоту опорной части. Этот размер с указанным допуском обводят рамкой (рис. 12.11).

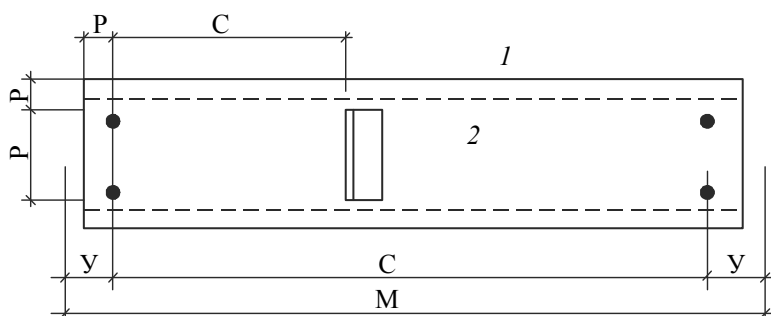


Рис. 12.10. Пример нанесения размеров

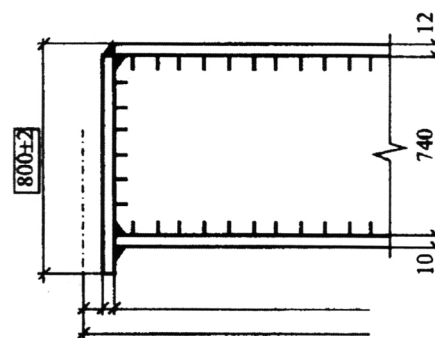


Рис. 12.11. Пример нанесения размеров

Габаритные размеры деталей конструируют кратными 5 или 10 мм. Название изображений располагают над изображениями и подчеркивают сплошной тонкой линией, заголовки таблиц – над таблицами и не подчеркивают.

12.3. Общие правила изображения чертежей

Линии на чертежах должны соответствовать ГОСТ 2.303–68*, размеры и надписи – ГОСТ 2.307–2011.

Элементы конструкций изображаются, как правило, в рабочем положении. Расположение проекций на чертежах: вид сверху – выше, вид снизу – ниже, виды справа и слева – соответственно справа и слева основной проекции. При таком расположении названия их не приводятся.

На разрезах показываются только те детали, которые находятся в секущей плоскости. В примыкающей к ней невидимой плоскости они изображаются пунктиром. Дальнейшие плоскости не изображаются. Воздух – непрозрачная плоскость.

Размерные линии привязываются к разбивочным осям, к кромкам или к осям примыкающих элементов. «Плавающие» размеры недопустимы.

Перед изображением узла это место на монтажной схеме обводят кружком с обозначением на полке выносной линии порядкового номера узла. Если узел замаркирован на другом листе, то это указывается в знаменателе. Примеры изображения узлов показаны на рис. 12.12.

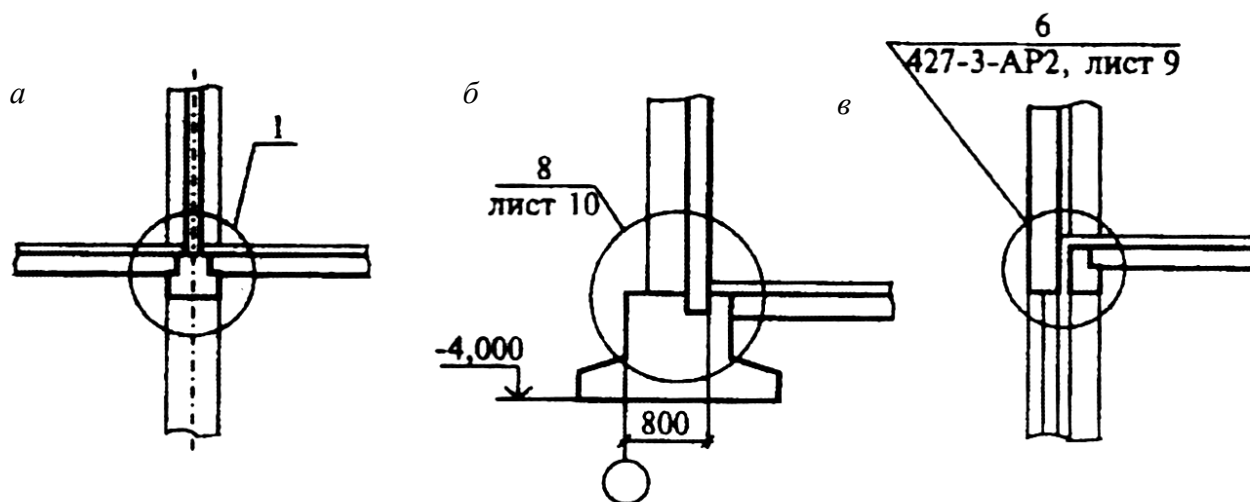


Рис. 12.12. Пример обозначения узлов

Геометрические схемы элементов, изображаемых на различных проекциях, выполняются в одном масштабе. Для изображения длинных сплошных элементов (балки, колонны) разрешается применять по длине элемента произвольный масштаб. При изображении сквозных элементов (ферм) масштаб осей и поперечных сечений может быть разным.







Формы, размеры и порядок заполнения основных надписей, размеры рамок на чертежах и в текстовых документах должны соответствовать ГОСТ 21.101–97. Нумерация листов чертежей КМД должна применяться пообъектной. Каждому номеру объекта присваивается порядковая нумерация листов, начиная с общих данных, затем схемы расположения конструкций, узлов и рабочих чертежей элементов.

Размеры элемента следует привязывать к осям и рядам сооружения или к осям примыкающих элементов. При простановке размеров по высоте или ширине прокатных профилей размерная цепочка не замыкается. Риски прокатных и гнутых уголков привязываются к обушке. Ряд одинаковых размеров рекомендуется указывать в виде произведения ($m \times n$).

12.4. Условные обозначения на чертежах

Условные изображения профилей проката показаны в табл. 12.10. Условные изображения и обозначения швов сварных соединений на стадии КМД должны соответствовать требованиям ГОСТ 2.312–72*. Они представлены в табл. 12.11. Для стадии КМ эти изображения рекомендуется выполнить в соответствии с ГОСТ 21.502–2007. Они приведены в табл. 12.12.



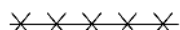

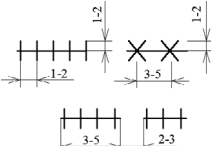




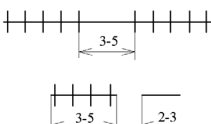
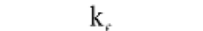
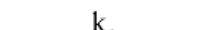
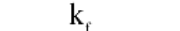

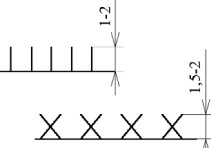

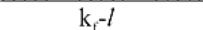
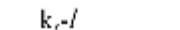
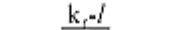
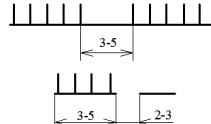
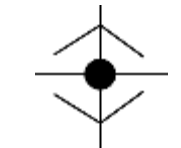
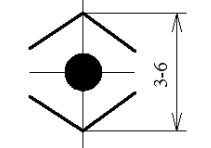
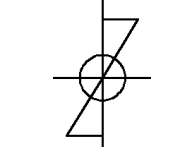
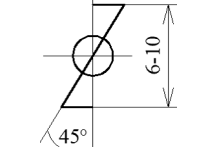
Условные обозначения на чертежах

Наименование	Пример условного обозначения
Балка двутавровая	И 40
Швеллер	Г 24
Нормальные двутавры – Б	И 40Б1
Широкополочные двутавры – Ш	И 50Ш3
Колонные двутавры – К	И 40К2
Нормальные тавры – БТ	Т15БТ1
Широкополочные тавры – ШТ	Т20ШТ1
Колонные тавры	Т20КТ5
Двутавры тонкостенные с узкими параллельными полками	И Т22
Швеллеры с уклоном внутренних граней полок	Г 20
Швеллеры с параллельными гранями полок	Г 20П
Швеллеры тонкостенные с узкими параллельными полками	Г 20Т
Сталь угловая равнобокая	Л 100×8
Сталь угловая неравнобокая	Л 125×100×8
Сталь квадратная	□ 20
Сталь круглая	○ 20
Сталь листовая или полосовая	–400×30
Прокат листовой горячекатаный	–8×800×6000
Трубы	∅ 114×4
Сталь просечно-вытяжная	–ПВ608
Сталь рифленая ромбическая	–Риф. 800×6
Сталь рифленая чечевичная	–ЧРиф. 6
Гнутый швеллер равнобокий	Гн. Г 180×50×3
Гнутый швеллер неравнобокий	Гн. Г 180×80×50×3
Гнутый профиль угловой равнополочный	Гн. Л 100×5
Гнутый профиль угловой неравнополочный	Гн. Л 110×90×5
Зетовый профиль равнополочный	Гн. Л 40×55×4
Зетовый профиль неравнополочный	Гн. Л 65×45×40×4
Профиль гнутый квадратный	Гн. □ 140×40
Профиль гнутый прямоугольный	Гн. □ 140×100×5
Профилированный лист типа Н	Н57-750-0,8
Профилированный лист типа НС	НС44-1000-0,7
Профилированный лист типа С	С18-1000-0,8
Отверстие круглое	
Отверстие овальное $a \times b$	
Болт постоянный нормальной и повышенной точности	
Болт постоянный высокопрочный	
Линия симметрии	 

Обозначения сварных швов на чертежах марок КМД

Тип шва	Условное обозначение	Эскиз
Угловой шов	односторонний видимый	
	односторонний невидимый	
Угловой шов	двусторонний	
Прерывистый шов	угловой	
	стыковой	
Стыковой без скоса кромок	с ближней стороны	
	с дальней стороны	
	с двух сторон	
Стыковой с V-образной разделкой кромок	без подварки	
	с подваркой	
	с зачисткой с ближней стороны	
	с зачисткой с дальней стороны	
	с зачисткой с двух сторон	
Стыковой с X-образной разделкой кромок	без зачистки	
	с зачисткой с ближней стороны	
	с зачисткой с дальней стороны	
	с зачисткой с двух сторон	
Стыковой и тавровый шов при V-образном соединении с односторонним скосом кромок	без зачистки	
	с зачисткой с ближней стороны	
	с зачисткой с дальней стороны	
	с зачисткой с двух сторон	
Монтажные швы всех видов соединений	стыковые	
	угловые	

Обозначения сварных швов на чертежах КМ

Наименование	Изображение шва		Размер изображения, мм
	заводского	монтажного	
Шов сварного соединения стыкового сплошной: с видимой стороны с невидимой стороны	 	 	
То же прерывистый: с видимой стороны с невидимой стороны	 	 	
Шов сварного соединения углового, таврового или внахлестку сплошной: с видимой стороны с невидимой стороны	 	 	
То же прерывистый: с видимой стороны с невидимой стороны	 	 	
Шов сварного соединения внахлестку контактный точечный		-	
Шов сварного соединения электрозаклепочный внахлестку (с круглым отверстием)		-	

13. ЗАЩИТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА ОТ КОРРОЗИИ И ОГНЯ

В процессе проектирования следует минимизировать важнейшие недостатки металлических конструкций: слабую коррозионную стойкость и огнестойкость. Степень агрессивного воздействия сред, требования к материалам и элементам конструкций и способы защиты от коррозии указаны в СНиП 2.03.11–85 «Защита строительных конструкций от коррозии». Рекомендации по проектированию защиты от коррозии металлических конструкций подробно изложены в [24]. В сжатой форме их можно найти в [15, гл. 1.5; 36, разд. IV т. 1] и другой технической литературе.

Выбор конструктивной формы элементов каркаса следует производить с учетом агрессивности производственного процесса и окружающей среды.

Металлические конструкции для зданий с агрессивными средами следует проектировать такой формы, которая исключала бы возможность скопления на поверхности элементов конструкций атмосферной влаги, конденсата, пыли и жидких агрессивных сред и не затрудняла бы их удаление. Необходимо избегать образования застойных мест в виде пазух, карманов, зазоров, узких щелей и т. п. Элементы и соединения должны иметь свободный доступ для осмотров и восстановлений защитных покрытий.

Применение металлических конструкций с тавровыми сечениями из двух уголков, крестовыми сечениями, двутавровыми сечениями из швеллеров или из гнутого профиля в зданиях со среднеагрессивными и сильноагрессивными средами не допускается.

Стальные конструкции зданий для производств с агрессивными средами с элементами из труб или из замкнутого прямоугольного профиля должны проектироваться со сплошными швами и заваркой торцов. Применение элементов замкнутого сечения в слабоагрессивных средах для конструкций на открытом воздухе допускается при условии, если обеспечен отвод воды с участков ее возможного скопления.

При контакте разнородных металлов может возникнуть электрохимическая коррозия. Во избежание контактной коррозии в местах соединений стальных конструкций с оцинкованными стальными или алюминиевыми листами необходимо изолировать один из соприкасающихся элементов. Изоляцией могут служить прокладки из неметаллических материалов или лакокрасочные покрытия. Выполнение этого требования особенно важно в зданиях со слабо- и среднеагрессивными средами.

Защиту стальных конструкций от коррозии производят с помощью металлических, лакокрасочных, оксидных покрытий и их комбинированными способами. Рекомендуемые способы защиты представлены в табл. 13.1.

Таблица 13.1

Способы защиты от коррозии металлических конструкций

Среда	Конструкции		
	несущие	ограждающие полистовой сборки ¹	
	из углеродистой и низколегированной стали	из алюминия и его сплавов	из оцинкованной стали с покрытием I класса
Неагрессивная	Окрашенные лакокрасочными материалами группы I	Без защиты	Без защиты со стороны помещения при окрашивании битумом или лакокрасочными материалами групп II, III со стороны утеплителя

Среда	Конструкции		
	несущие	ограждающие полистовой сборки ¹	
	из углеродистой и низколегированной стали	из алюминия и его сплавов	из оцинкованной стали с покрытием I класса
Слабоагрессивная	а) горячее цинкование ² б) газотермическое напыление цинка или алюминия в) окрашивание лакокрасочными материалами групп I, II, III г) изоляционные покрытия (для конструкций в грунтах)	Без защиты	Окрашивание лакокрасочными материалами групп II, III, нанесенными на линиях окрашивания (допускается окрашивание битумом со стороны утеплителя); для конструкций внутри помещений допускается окрашивание через 8–10 лет после монтажа
Среднеагрессивная	а) горячее цинкование с последующим окрашиванием материалами групп II и III ³ б) газотермическое напыление цинка или алюминия в) окрашивание лакокрасочными материалами групп I, II, III г) облицовка химически стойкими неметаллическими материалами	а) электрохимическое анодирование б) без защиты ² в) окрашивание лакокрасочными материалами группы IV г) химическое оксидирование с последующим окрашиванием материалами групп II, III	Не допускается к применению
Сильноагрессивная	а) термодиффузионное цинкование с последующим окрашиванием материалами группы IV б) газотермическое напыление цинка или алюминия с последующим окрашиванием материалами группы IV в) облицовка химически стойкими неметаллическими материалами	а) электрохимическое анодирование с последующим окрашиванием материалами группы IV б) окрашивание материалами группы IV с применением протекторной грунтовки ЭП-057 в) то же с предварительным химическим оксидированием	Не допускается к применению

¹ Только на конструкции по ГОСТ 14918–80*. Не распространяется на конструкции трехслойных металлических панелей по ГОСТ 23486–79 и ГОСТ 24524–80.

² Допускается горячее алюминирование ($t = 50$ мкм).

³ Допускается горячее алюминирование ($t = 50$ мкм) без дополнительного окрашивания.

Примечание. Полный перечень способов защиты с указанием толщин металлических покрытий см. в СНиП П-28–73*.

Марку защитных покрытий применяют по прил. 15 к СНиП 2.03.11–85. Сокращенный перечень лакокрасочных материалов приведен в табл. 13.2.

Таблица 13.2

Сокращенный перечень лакокрасочных материалов для защиты металлических конструкций от коррозии

Группа покрытия	Тип связующего	Марка материала	Индекс покрытия	Примечания
I	Пентафталевые	Лаки ПФ-170 и ПФ-171 с 10=15% алюминиевой пудры	а, ан, п, т	По грунтовкам ГФ-020, ПФ-020; «т» – без грунтовки
		Эмали ПФ-115, ПФ-133, ПФ-1126 (быстросохнущая)	а, ан, п	Наносятся по грунтовкам I группы

Группа покрытия	Тип связующего	Марка материала	Индекс покрытия	Примечания
	Глифталевые Уралкидные Алкидно-стирольные Масляные	Грунтовки ГФ-020 Эмаль УРФ-128 Грунтовка МС-0141 (быстросохнущая) Краски масляные густотертые для внутренних работ То же для наружных работ	– а, ан, п – п а, ан, п	Под эмали I группы По грунтовкам I группы Под атмосферостойкие эмали I и II групп Небиостойкие – не рекомендуются для с/х зданий По железному сурику, грунтовкам ГФ-020, ПФ-020
	Масляно-битумные	Краска БТ-577 (бывш. АЛ-177)	а, ан, п, т	По грунтовкам ГФ-020, ПФ-020 или по металлу
II	Фенольно-формальдегидные Полиакриловые	Грунтовка ФЛ-03К Грунтовка ФЛ-03Ж Грунтовки АК-069, АК-070 (бывш. АГ-3а, АГ-10с)	– – –	По эмали II и III групп То же для алюминия и оцинкованной стали Для огрунтовывания алюминия и оцинкованной стали На линиях окраски оцинкованной стали по ЭП-0200
	Поливинилбутиральные	Эмали АС-1171, АС-5122 Грунтовка ВЛ-023 Эмаль ВЛ-515	а, ан, п – в, б, м	Для консервации «б, м» – по грунтовке ВЛ-02, «в» – без грунтовки
III	Хлоркаучуковые	Эмали КЧ-749	а, п, х	По грунтовкам ХС-010, ХС-068, ХВ-050
	Эпоксидные	Эмаль ЭП-773	хм, м, х, ан, п а, п, х	Наносится без грунтовки То же
	Кремний-органические	Эмали ЭП-140 Эмаль КО-198 Эмаль КО-813	а, ан, п, х, т а, ан, п, м, т	Без грунтовок; до 300 °С По грунтовке ГФ-020, ФЛ-03К; как «м, т» до 500 °С наносится без грунтовок

В процессе проектирования должны быть проработаны требования пожарной безопасности, предусмотренные СНиП 21-01-97 [32]. Показателем сопротивляемости пожару является предел огнестойкости. Предел огнестойкости – это время (в минутах) наступления нормируемых признаков предельных состояний:

R – потери несущей способности;

E – потери целостности;

i – потери теплоизолирующей способности.

Оценка пожарной безопасности сводится к сравнению показателей требуемого предела огнестойкости с фактическим. Последовательность расчета:

1. Определяют требуемую степень огнестойкости здания в зависимости от его назначения, площади, этажности, категории по взрывопожарной опасности и других факторов.

2. На основании требуемой степени огнестойкости здания определяют требуемые пределы огнестойкости основных строительных конструкций.

3. Исходя из назначенных в проекте геометрических характеристик конструктивных элементов здания (толщина, размеры поперечного сечения и др.) устанавливают фактические пределы огнестойкости конструкций.

4. Фактические пределы огнестойкости сравнивают с требуемыми пределами огнестойкости, после чего делают вывод о соответствии конструкций требованиям пожарной безопасности. Если конструкции не удовлетворяют таким требованиям, то принимают меры по их защите от огня с целью повышения фактического предела огнестойкости.

Требуемая степень огнестойкости устанавливается по ведомственным или отраслевым нормам проектирования [30, 31]. Требуемый предел огнестойкости – по [32] или прилагаемой здесь табл. 13.3.

Таблица 13.3

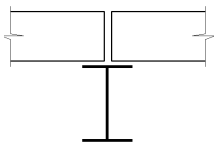
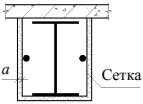
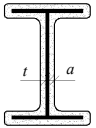
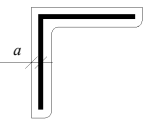
Требуемые пределы огнестойкости основных строительных конструкций, мин

Степень огнестойкости здания	Предел огнестойкости строительных конструкций, не менее			
	Несущие элементы здания	Наружные стены	Перекрытия междуэтажные (в т. ч. чердачные и над подвалами)	Покрытия бесчердачные
I	R 120	RE 30	REi 60	RE 30
II	R 45	RE 15	REi 45	RE 15
III	R 15	RE 15	REi 15	RE 15
IV	Не нормируется			

Фактический предел огнестойкости конструкций устанавливают по [19] или по прилагаемой здесь табл. 13.4. В ней указаны и некоторые способы огнезащиты.

Таблица 13.4

Фактические пределы огнестойкости конструкций

Краткая характеристика конструкций	Схема конструкции (сечение)	Размеры, мм	Предел огнестойкости, мин
Стальные балки, прогоны, ригели и статически неопределимые фермы при опирании плит и настилов по верхнему поясу, а также колонны и стойки без огнезащиты с приведенной толщиной металла t_{red}^*		$t_{red} =$ 0,3 0,5 1,0 1,5 2,0 3,0	7 9 15 18 21 27
Стальные балки перекрытий при огнезащите по сетке слоем бетона или штукатурки		$a =$ 1,0 2,0 3,0	45 90 150
Стальные конструкции с огнезащитой из теплоизоляционной штукатурки с заполнителем из перлитового песка, вермикулита и гранулированной ваты при толщине штукатурки a и при минимальной толщине элемента сечения t , мм: а) 4,5–6,5 б) 6,6–10,0		а) $a =$ 2,5 3,0 б) $a =$ 2,0 2,5 5,5	45 60 45 60 150
Стальные конструкции с огнезащитой: а) вспучивающимся покрытием ВПМ-2 при толщине покрытия после высушивания не менее 4 мм б) покрытием по стали огнезащитным фосфатным		$a =$ 0,4 1,0 2,0 3,0 4,0	45 30 60 90 120

Краткая характеристика конструкций	Схема конструкции (сечение)	Размеры, мм	Предел огнестойкости, мин
Стальные колонны и стойки с огнезащитой:		$a = 2,5$	45
а) из штукатурки по сетке или из бетонных плит		$a = 5,0$	120
б) из сплошных керамических и силикатных кирпича и камней		$a = 6,5$	120
в) из пустотелых керамических и силикатных кирпича и камней		$a = 12,0$	270
г) из гипсовых плит		$a = 3,0$	60
д) из керамзитовых плит		$a = 6,0$	240
		$a = 4,0$	66
	$a = 5,0$	90	
	$a = 7,0$	120	

* Приведенная толщина металла t_{red} вычисляется по формуле $t_{red} = A/U$, где A – площадь поперечного сечения, см², U – обогреваемый периметр сечения, см, определяемый без учета поверхностей, примыкающих к плитам, настилам перекрытий и стенам, при условии, что предел огнестойкости этих конструкций не ниже предела огнестойкости обогреваемой конструкции. Для ферм приведенная толщина металла устанавливается по наименьшему значению для всех нагруженных элементов.

Фактический предел огнестойкости таких ограждающих конструкций, как покрытия по стальному профилированному настилу с утеплителем из минераловатных плит, стены из стальных трехслойных панелей и монопанелей, составляет 15 мин.

Предел огнестойкости металлических конструкций может быть увеличен путем их огнезащиты.

В помещениях с неагрессивной и слабоагрессивной средами могут применяться вспучивающиеся (ВПМ-2, ОВП-1 и др.) и невспучивающиеся (на основе фосфатных вяжущих) огнезащитные покрытия.

Для помещений с агрессивной средой назначают следующие конструктивные решения по огнезащите стальных конструкций: кирпичная и бетонная облицовки, цементно-песчаная штукатурка, покрытия и штукатурки на основе асбеста, перлита, вермикулита, фосфатных соединений. Толщина штукатурок и облицовок устанавливается в зависимости от требуемых пределов огнестойкости конструкций (см. табл. 13.4).

Современные огнезащитные составы наносятся на защищаемую поверхность слоем толщиной до 2 мм. Под воздействием высоких температур они увеличиваются в объеме до 70 раз и обладают огнезащитной эффективностью до 90 мин. Нанесение вспучивающихся красок слоем более 2 мм нецелесообразно. В этом случае слой краски вспучивается неравномерно, происходит снижение его прочности, и он может осыпаться.

В современном строительстве помимо огнезащитных составов реализуется автоматическая противопожарная защита, включающая:

- охранно-пожарную сигнализацию;
- автоматические системы пожаротушения (водяные, пенные, газовые, порошковые);
- автоматические системы противодымной защиты;
- автоматические системы оповещения и управления эвакуацией.

14. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ПРОЕКТНОГО РЕШЕНИЯ

Технико-экономические показатели подразделяются на абсолютные и относительные. Относительные показатели нивелируют постоянное изменение цен. Методы расчета технико-экономических показателей тоже делятся на две группы: калькуляционные и укрупненные (аналитические). Аналитические методы построены на эмпирических зависимостях и показателях [13, 16, 35]. Они просты, но не в полной мере учитывают изменение рыночной конъюнктуры. Калькуляционные методы требуют большой и глубокой переработки экономической информации с применением автоматизированных систем расчета [6].

Определяющим параметром в структуре стоимости является масса металлоконструкций. Она выявляется в процессе подбора сечения элементов каркаса. На предварительной стадии вариантного проектирования ее можно определить приближенно:

– при растяжении

$$m_0 = \frac{N \cdot L \cdot \gamma}{R_y};$$

– при сжатии

$$m_0 = \frac{N \cdot L \cdot \gamma}{\varphi \cdot R_y};$$

– при изгибе

$$m_0 = \frac{N \cdot L \cdot \gamma}{\rho \cdot R_y};$$

– при внецентренном сжатии

$$m_0 = \frac{N \cdot L \cdot \gamma}{\varphi_e \cdot R_y},$$

где N и M – продольная сила и изгибающий момент; L – длина элемента; γ – плотность металла; ρ – ядровое расстояние; e – эксцентриситет.

С учетом строительного коэффициента массы $k_{стр}$, который определяет вспомогательные и второстепенные элементы конструкции,

$$m = k_{стр} \cdot m_0. \quad (14.1)$$

Значения $k_{стр}$ для металлоконструкций каркаса приведены в табл. 14.1.

Таблица 14.1

Строительный коэффициент массы конструкций $k_{стр}$

Наименование конструкции	Конструктивное решения	$k_{стр}$
Стропильные фермы	Из парных уголков пролетом: 18–24 м	1,25–1,30
	24 м	1,30
Подстропильные фермы	30–36 м	1,20–1,22
	Из гнутых замкнутых профилей и труб	1,07–1,10
Подстропильные фермы	Из парных уголков пролетом: 12 м	1,25
	18 м	1,3
	24 м	1,35

Наименование конструкции	Конструктивные решения	$k_{стр}$
Прогоны	Сплошные	1,05
	Сквозные	1,2
Колонны	Сплошные постоянного сечения	1,3
	Сплошные ступенчатые	1,5
	Сквозные ступенчатые крайнего ряда	1,7
	То же среднего ряда	1,55
Подкрановые балки	Сплошные пролетом: 6, 12, 18 м 24, 30 м	1,2 1,25
	Сквозные пролетом: 18–30 м	1,15
Тормозные балки	Пролетом 6–18 м	1,2
Тормозные фермы	Пролетом 6–24 м	1,35
Связи	Крестовые	1,05
	Портальные	1,15
	Распорки, тяжи	1,05

Согласно [13, 16] на стадии разработки вариантов КМ трудоемкость изготовления и монтажа можно определить по формулам

$$T_{и} = A_{и} m^{(1-b)}; \quad (14.2)$$

$$T_{м} = A_{м} m^{(1-d)}, \quad (14.3)$$

где m см. (14.1), $A_{и}$, b , $A_{м}$, d – параметры, принимаемые по табл. 14.2.

Таблица 14.2

Параметры для определения затрат труда при изготовлении и монтаже конструкций

Конструкции	Изготовление				Монтаж			
	$A_{и}$	b	n	m	$A_{м}$	d	s	v
Фермы	23,0	0,41	0,340	0,35	21,5	0,68	0,669	0,13
Колонны: сквозные сплошные	30,4	0,25	0,337	0,36	13,3	0,36	0,558	0,17
	19,5	0,10	0,318	0,37	10,6	0,36	0,558	0,17
Балки: сварные клепаные	17,4	0,19	0,315	0,38	11,4	0,29	0,541	0,20
	22,9	0,14	0,416	0,28	11,4	0,29	1,000	0

Удобнее использовать удельные трудоемкости в чел.-ч на 1 т конструкции:

$$t_{и} = \frac{A_{и}}{m^b}; \quad (14.4)$$

$$t_{м} = \frac{A_{м}}{m^d}. \quad (14.5)$$

Тогда стоимость конструкции «в деле» будет иметь вид

$$C_{к,д} = G[(C_{нп} + t_{и} \cdot a_{и} \cdot 7,15 + 12,05)k_{и} + C_{т} + t_{м} \cdot a_{м} \cdot 3,52]k_{нр} \cdot k_{пм}, \quad (14.6)$$

где $C_{нп}$ – стоимость набора проката для 1 т конструкций; $a_{и}$, $a_{м}$ – тарифы средних разрядов работы при изготовлении и монтаже; $k_{и}$, $k_{нр}$, $k_{пм}$ – коэффициенты, учитывающие прибыль за-

вода-изготовителя, накладные расходы и прибыль монтажной организации; C_T – стоимость транспортировки 1 т конструкций.

При увеличении прочности стали с расчетным сопротивлением R_y по сравнению с базовым вариантом ($R_y^6 = 21 \text{ кН/см}^2$) следует ввести коэффициент

$$z = 0,0337R_y + 0,2773. \quad (14.7)$$

Простейшие зависимости (14.1) – (14.7) позволяют приблизительно выполнить технико-экономический анализ проектного решения, используя существующие в конкретной ситуации и времени цены и тарифы.

Другой простейший способ вариантного проектирования и технико-экономической оценки проектного решения построен на использовании эмпирически полученных коэффициентов [13, 35] при определении трудоемкости и стоимости строительных конструкций. Но эти параметры привязаны к тарифам и ценам 1980 г. и требуют корректировки для применения к конкретной ситуации по времени.

Рассмотрим подробнее этот способ, предложенный Я.М. Лихтарниковым. После компоновки каркаса, расчета и подбора сечений определяются масса основных элементов, их количество, трудоемкость изготовления и монтажа, стоимость и обобщенные показатели: «стоимость в деле», приведенная стоимость и другие, дающие технико-экономическую оценку проектного решения.

Трудоемкость изготовления [13] определяется по формуле

$$T_{\text{и}} = k_{\text{сер}} \cdot k_{\text{и}} \cdot \psi_{\text{т}} \cdot \mu \sqrt{Q_{\text{осн}} \cdot n_{\text{осн}}}, \quad (14.8)$$

где $k_{\text{сер}}$ – коэффициент серийности (табл. 14.3); $k_{\text{и}}$ – коэффициент повышения удельной трудоемкости изготовления при применении стали повышенной прочности (табл. 14.4); $Q_{\text{осн}}$, $n_{\text{осн}}$ – масса и количество основных (расчетных) деталей.

Таблица 14.3

Коэффициент серийности

Количество элементов в серии, шт.	3	5	7	11	20	30	40	50	60
$k_{\text{сер}}$	1,7	1,3	1,15	1,0	0,9	0,88	0,85	0,82	0,8

Таблица 14.4

Коэффициент повышения удельной трудоемкости изготовления $k_{\text{и}}$ (к стали С245)

Конструкция	Класс прочности стали				
	С245	С275	С345	С390	С440
Фермы:					
из уголков	1,09	1,13	1,23	1,30	1,40
из труб	1,08	1,15	1,26	1,33	1,47
Колонны:					
решетчатые	1,12	1,19	1,29	1,37	1,48
сплошные	1,08	1,12	1,21	1,27	1,37
Балки:					
сварные	1,09	1,13	1,24	1,32	1,44
клепаные	1,05	1,08	1,21	1,18	1,26

Если конструктивный элемент спроектирован из разных марок стали, $k_{\text{и}}$ определяется из выражения

14. Технико-экономический анализ проектного решения

$$k_{и} = \frac{k_{и1} \cdot q_1 + k_{и2} \cdot q_2 + \dots}{\sum q_i}, \quad (14.9)$$

где $k_{и1}$, $k_{и2}$ – коэффициенты для каждой марки стали (табл. 14.4); q_1 , q_2 – масса деталей из каждой марки стали.

Строительный коэффициент трудоемкости изготовления определяется по формуле

$$\psi_{т} = 1 + \frac{\beta}{k_{и}} \sqrt{(k_{стр} - 1)d}, \quad (14.10)$$

где $k_{стр}$ – строительный коэффициент массы конструкции (табл. 14.1); μ , β , d – коэффициенты (табл. 14.5).

Таблица 14.5

Коэффициенты μ , β , d к формулам (14.7) и (14.9)

Конструкции	μ	β	d
Фермы:			
из уголков	1,5	1,49	2,6
из труб	3,4	0,80	1,0
из открытых гнутых профилей	2,1	1,14	1,0
из гнуто-сварных замкнутых профилей	4,1	5,4	1,0
Подкрановые балки и сплошные надкрановые части сквозных колонн при сборке:			
по разметке	4,0	0,85	4,5
в кондукторе	3,5	0,96	6,5
Подкрановые части сквозных колонн:			
из листа	4,5	0,82	8
из листа и уголков	4,4	0,84	8
с одной ветвью из прокатного профиля	3,4	1,07	12
с двумя ветвями из прокатных профилей	1,6	2,22	24

Для конструктивного элемента из стали повышенной прочности

$$k_{стр}^п = 1 - \frac{k_{стр}^y - 1}{\alpha_m}; \quad (14.11)$$

$$\alpha_m = \frac{Q_{осн}^п}{Q_{осн}^y}, \quad (14.12)$$

где $k_{стр}^y$ – строительный коэффициент для стали С245 (см. табл. 14.1); α_m – коэффициент снижения массы конструкции (табл. 14.6 или 14.1); $Q_{осн}^п$, $Q_{осн}^y$ – масса основных деталей из стали повышенной и обычной прочности С245.

Таблица 14.6

Коэффициент снижения массы α_m

Сталь	Фермы из уголков	Фермы из труб	Колонны для частей		Подкрановые балки
			низ решетчат.	верх сплошн.	
С245	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
С275	0,93	0,86	0,83	0,89	0,87
С345	0,9	0,8	0,74	0,85	0,81
С390	0,86	0,74	0,67	0,8	0,73
С440	0,83	0,71	0,62	0,78	0,68

Трудоемкость монтажа определяется по формуле

$$T_m = k_m \cdot k_{всп} (T_{ук} + T_{уст} + T_{м.с}), \quad (14.13)$$

где k_m – коэффициент повышения удельной трудоемкости монтажа конструкций из сталей повышенной прочности (табл. 14.7); $k_{всп}$ – коэффициент, учитывающий вспомогательные операции.

Таблица 14.7

Коэффициент повышения удельной трудоемкости монтажа k_m

Конструкции	Марка стали				
	C245	C275	C345	C390	C440
Фермы:					
из уголков	1,0	1,07	1,1	1,16	1,21
из труб	1,0	1,07	1,14	1,21	1,27
Колонны:					
решетчатые	1,0	1,09	1,13	1,23	1,30
сплошные	1,0	1,08	1,13	1,19	1,23
Балки:					
сварные	1,0	1,07	1,12	1,20	1,25
клепаные и болтовые	1,0	1,04	1,07	1,10	1,13

Трудоемкость укрупнительных работ до подъема

$$T_{ук} = a_{ук} \cdot m + b_{ук} \cdot Q_6. \quad (14.14)$$

Трудоемкость установки

$$T_{уст} = a_{уст} + b_{уст} \cdot Q_6 \cdot t_{э.ж}, \quad (14.15)$$

где $a_{ук}$, $b_{ук}$, $a_{уст}$, $b_{уст}$ – коэффициенты по табл. 14.8; m – количество отправочных элементов в монтажном элементе или блоке; Q_6 – масса монтажного элемента или блока; $t_{э.ж}$ – трудоемкость установки временных монтажных элементов жесткости, если это предусмотрено в проекте монтажа (например, для укрепления гибкого нижнего пояса стропильной фермы принимают $t_{э.ж} = 6$ чел.-ч).

Таблица 14.8

Коэффициенты к формулам (14.14) и (14.15)

Конструкции	$a_{ук}$	$b_{ук}$	$a_{уст}$	$b_{уст}$
Колонны:				
решетчатые	3,7	1,1	4,6	1,06
сплошные	3,0	0,9	4,6	1,06
Подкрановые балки	2,1	1,0	5,5	1,03
Фермы (стропильные, подстропильные)	3,9	1,05	4,1	5,6
Укрупненный пространственный блок	1,55	1,35	12,7	1,72

Трудоемкость монтажных соединений $T_{м.с}$ определяется путем подсчета проектного количества сварных швов или болтов в монтажных узлах и стыках и умножения их на соответствующую трудоемкость по графикам (рис. 14.1–14.3).

Заводская технологическая себестоимость металлоконструкции с учетом транспортировки к месту монтажа

$$C_{и} = [Q(C_{осн.м} + C_{зс}) + T_{и}a_{и}(1 + k_{н.р}) + Q \cdot H/a_m]k_p \cdot k_{ис} + C_t, \quad (14.16)$$

14. Техничко-экономический анализ проектного решения

где Q – масса конструкций; $C_{\text{осн.м}}$ – стоимость основных материалов (табл. 14.9); $C_{з.с}$ – 1 р. 50 к. – заготовительно-складские расходы на 1 т; $T_{\text{и}}$ – трудоемкость изготовления (14.8); $a_{\text{и}} = 0,56$ р. в 1 ч – среднечасовая зарплата на заводе-изготовителе; $k_{\text{нр}} = 3,75$ – коэффициент учета накладных расходов к основной зарплате; $H \approx 11$ р. на 1 т – условно-постоянные расходы по изготовлению конструкции; α_m – см. табл. 14.6; $k_p = 1,44$ и $k_{\text{ис}} = 1,0054$ – коэффициенты учета рентабельности производства и отчисления на научно-исследовательские работы; $G_{\text{т}}$ – стоимость транспортировки (табл. 14.10).

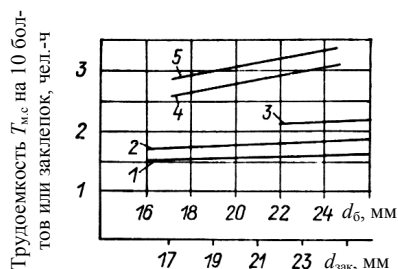


Рис. 14.1. Трудоемкость установки монтажных креплений $T_{\text{м.с}}$:
1, 2 – черных болтов при толщине пакета соответственно 20 и 30 мм; 3 – высокопрочных болтов; 4, 5 – заклепок при клепке соответственно рядовой и узловой

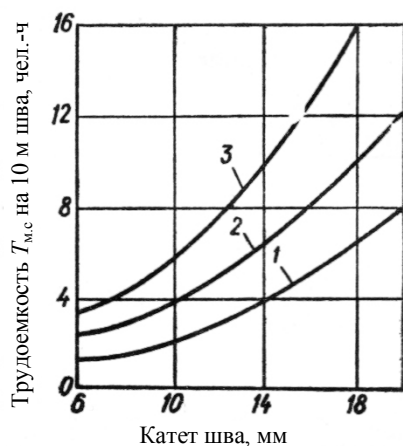


Рис. 14.2. Трудоемкость монтажной сварки угловых швов $T_{\text{м.с}}$ в положении:
1 – нижнем; 2 – вертикальном; 3 – потолочном

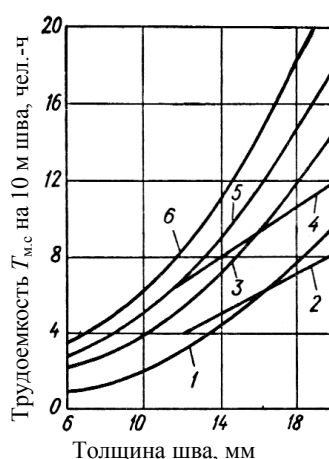


Рис. 14.3. Трудоемкость монтажной сварки стыковых швов $T_{\text{м.с}}$:
1, 3, 5, 6 – с V-образной разделкой соответственно в нижнем, горизонтальном, потолочном и вертикальном положениях; 2, 4 – с X-образной разделкой в горизонтальном и вертикальном положениях

Таблица 14.9

Стоимость 1 т основных материалов в руб. в ценах 1976 г.

Группа конст.	Характеристика металлопроката в конструкции	Марка стали					
		С235	С245	С255	С345	С375	С390
Б	Равномерное соотношение различных профилей	120	126	139	146	152	216
В	Преобладание угловой стали	121	127	140	146	152	215
Д	Преобладание швеллеров и двутавров	117	122	136	141	147	210
Е	Преобладание тонколистовой стали	132	134	144	161	167	233
Ж	Преобладание универсала	126	132	146	155	161	228
Е + Ж	Листовая сталь всех толщин	129	138	145	158	164	231
З	Оконно-рамные профили	154	160	173	–	–	–
И	Холодногнутые профили	125	128	139	–	–	–
К	Трубы бесшовные горячекатаные	168	170	175	–	–	–

Стоимость перевозки 1 т стальных конструкций длиной до 3 м автотранспортом

Расстояние, км (до)	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
C_t , руб.	0,4	0,63	1,04	1,33	1,69	1,99	2,2	2,45	2,63	2,81	2,99

За каждый 1 км свыше 100 – 0,03 руб.

За перевозку крупногабаритных конструкций взимаются надбавки: при длине от 3 до 6 м – 25 %; при длине от 6,5 до 12 м – 40 %; свыше 12 м – 60 %.

Технологическая стоимость монтажа определяется по формуле

$$C_M = a_M \cdot T_M \cdot k_{HM} + C_{Э.М}, \quad (14.17)$$

где $a_M = 0,6$ руб на 1 чел.-ч – среднечасовая зарплата при монтаже; T_M – трудоемкость монтажа (14.13); $k_{HM} \approx 1,8$ – коэффициент учета накладных расходов на зарплату при монтаже.

Себестоимость эксплуатации монтажных механизмов

$$C_{Э.М} = \frac{\Psi_M}{8k_{HM}} \sum \left(\frac{T_{ук} C_{ук}^{кр}}{n_{ук}} + \frac{T_{уст} C_{уст}^{кр}}{n_{уст}} \right) + \frac{T_{пр} Q C_{пр}^{кр}}{8k_{HM} n_{пр}}, \quad (14.18)$$

где Ψ_m – коэффициент, учитывающий работу механизмов на монтаже вспомогательных конструкций, принимается по рис. 14.4; $k_{HM} = 0,6$ – коэффициент использования монтажных механизмов; $T_{ук}$, $T_{уст}$ – см. (14.14) и (14.15); $T_{пр} = 0,6$ чел.-ч – средняя удельная трудоемкость погрузочно-разгрузочных работ; Q – масса всех монтируемых конструкций; $C_{ук}^{кр}$, $C_{уст}^{кр}$, $C_{пр}^{кр}$ – стоимость маш.-см. кранов при укрупнении, установке и погрузочно-разгрузочных работах (по табл. 14.11); $n_{ук} = 5$; $n_{уст} = 7$; $n_{пр} = 3$ – количество монтажников в звене (бригаде).

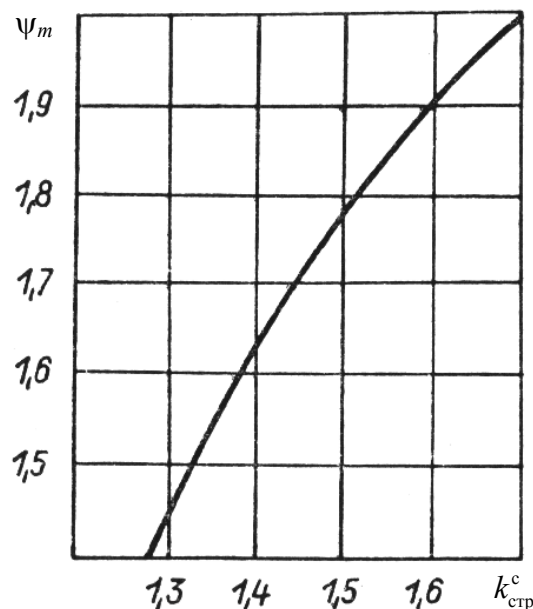


Рис. 14.4. Зависимость коэффициента Ψ_m от строительного коэффициента массы сооружения $k_{стр}^с$

**Стоимость маш.-см. кранов на строительномонтажных работах
для 1–6, 10 территориальных районов**

Краны	Груз-ть, т	Ст-ть маш.-см., руб.-коп.	Краны	Груз-ть, т	Ст-ть маш.-см., руб.-коп.
Автомобильные	До 3	14–30	Козловые пролетом до 38 м, высотой до 10,5 и до 18–24 м (со *)	12	29–10
	5	17–10		15	28–40
	7,5	18–60		20	27–80
	10	24–60		25*30	45–00
На пневмоходу	10–13	25–10		40	34–80
	25	40–60		45*	33–90
На ж/д ходу	25	34–00		50	46–00
	50	48–90		2×30*	34–50
	75	72–00			46–50
На гусеничном ходу	5	13–90		Мачтово-стреловые высотой подъема до 39–48 м	5
	10	18–90	10		20–70
	15	21–70	15		25–90
	20	27–70	25		28–00
	25–30	41–80	40		36–40
	40	44–70			
Башенные	0,5–1	8–40	Кабель-краны передвижные пролетом, м: 400–500	10	100–00
	2	12–50		15	118–00
	1,5–3	12–80		25	193–00
	2–4	15–40	Кабель-краны стац. пролетом 400 м	5	34–70
	3–5	17–60			
	5	19–50			
	5,5–8	29–00			
	13–25	72–00			
	15–40	82–00			
	16–50	107–00			
25–75	137–00				
Башенные Консольные	0,5–1	8–40	Ползучие (самоподъемные)	0,5	9–90
	2	12–50		2	19–60
	1,5–3	12–80			19–00
	2–4	15–40			21–50
	3–5	17–60		30–80	
	5	19–50		45–50	
	5,5–8	29–00	Подвесные ползучие	1	25–10
	13–25	72–00		2,5	32–70
	15–40	82–00	Портально-стреловые	10	50–30
	16–50	107–00			
	25–75	137–00	Лебедки	5	7–80
	80	150–00		12,5	18–00
	130	220–00			

Стоимость конструкции «в деле» определяется по формуле

$$C_{к.д} = (C_{и}k_{п} + C_{м})k_{н}k_{уд}, \quad (14.19)$$

где $C_{и}$ и $C_{м}$ – см. (14.16) и (14.17); $k_{п} = 1,144$ – плановые накопления; $k_{н} = 1,083$ – учет общих накладных расходов; $k_{уд} = 1,03$ – удорожание в зимнее время.

В полной, так называемой приведенной, стоимости конструкции учитываются эксплуатационные расходы, капитальные вложения, а также эффективность производства отрасли:

$$C_{\text{пр}} = C_{\text{к.д}} + E(K_{\text{с.к}}^{\text{пр}} + K_{\text{м.п}}^{\text{пр}}) + \frac{\mathcal{E}}{E}, \quad (14.20)$$

где $C_{\text{к.д}}$ – стоимость конструкции «в деле» по (14.19); E – нормативный коэффициент эффективности (0,15); $K_{\text{с.к}}^{\text{пр}}$, $K_{\text{м.п}}^{\text{пр}}$ – удельные капитальные вложения, приведенные к моменту окончания строительства заводов стальных конструкций и металлургических предприятий:

$$K_{\text{с.к}}^{\text{пр}} = A_{\text{с.к}} K_{\text{с.е}}; \quad K_{\text{м.п}}^{\text{пр}} = A_{\text{м.п}} K_{\text{м.п}},$$

где $A_{\text{с.к}} = 1,21$; $A_{\text{м.п}} = 1,07$ – коэффициенты, учитывающие сроки строительства заводов стальных конструкций и металлургических предприятий; $K_{\text{с.к}} = 243$ руб. на 1 т; $K_{\text{м.п}} = 180$ руб. на 1 т – нормативы удельных капитальных вложений в заводы стальных конструкций и металлургические предприятия – поставщики металлопроката; \mathcal{E} – эксплуатационные расходы, принимаемые

$$\mathcal{E} = \frac{C_{\text{к.д}}}{T_{\text{к}}} + C_{\text{к.д}} k_{\text{р}},$$

где $T_{\text{к}}$ – срок службы стальных конструкций, принимаемый равным 60 лет (кроме подкрановых балок, для которых $T_{\text{к}} = 20$ лет); $k_{\text{р}}$ – коэффициент, учитывающий затраты на текущий и капитальный ремонты, принимаемый для стальных конструкций 0,012 (кроме подкрановых балок, для которых $k_{\text{р}} = 0,018$).

При отработке проекта строительных сварных стальных конструкций на технологичность можно принять основным показателем технологичности стоимость конструкции «в деле» по формуле (14.19), так как последующие составляющие «приведенной» стоимости в формуле (14.20) являются постоянными для всех видов строительных конструкций независимо от технологичности проектных решений.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В этой книге рассмотрены основные принципы проектирования стальных каркасов и их элементов. Расчетные рекомендации даны в соответствии с требованиями действующей нормативной базы [29–34].

Строительная индустрия и наука постоянно развиваются и совершенствуются. Вместе с ними развиваются и совершенствуются нормы проектирования. Это хорошо представлено в комментарии специалиста [40].

Интеграция России в международное экономическое пространство требует взаимоувязки и «гармонизации» отечественных норм проектирования с нормативной базой других стран. Такая работа была проделана странами Евросоюза на протяжении нескольких десятилетий и привела к созданию Еврокодов [3, 5], что обеспечило им статус европейских стандартов (EN).

Подобная работа ведется и в нашей стране. В 2010 г. началась ускоренная «актуализация» строительных норм и правил [1]. Вместо СНиП появились более сотни документов в виде СП (своды правил)*. Но обязательное применение СНиП не отменено до сих пор. Это вносит сумятицу в процесс развития нормативной базы. Появились даже мнения о переходе на европейские нормы.

Однако введение в сферу строительства Еврокодов сопряжено с большими проблемами [18]. Потребуется переходить на европейские стандарты, переводить отечественные предприятия на работу по этим стандартам, осуществлять переработку программных комплексов и т. д. Для этого необходимы огромные материально-финансовые затраты и время для их реализации.

Следует заметить, что нет противоречий между этими нормами. В основу расчета СНиП и Еврокодов заложена методика предельных состояний, разработанная в 50-х гг. в Советском Союзе. Условия предельных состояний и требования к их обеспечению практически одни и те же. Отличается лишь оценка внешних воздействий на здания и сооружения. Это связано с постоянным изменением окружающей среды и технологических процессов, которые учитываются и постоянно корректируются как отечественными, так и зарубежными нормами, а вместе с ними развивается и нормативная база.

В настоящее время в связи со вступлением России в Европейскую ассоциацию свободной торговли и Таможенный союз странами-участницами разрабатывается единая Система межгосударственных нормативных документов в строительстве МСН 10-01-2012. В состав Системы входят в качестве документов обязательного применения межгосударственные строительные нормы (МСН). Межгосударственные своды правил (МСП) и межгосударственные стандарты (ГОСТ) на строительные материалы и изделия являются документами добровольного применения.

Процесс проектирования не догма. Metalлоконструкции, как и методы их расчета, постоянно развиваются и совершенствуются. Основными тенденциями их развития являются повышение их надежности и одновременное снижение металлоемкости и стоимости. Проектировщик должен быть готов к постоянным изменениям нормативной базы, следить за ее развитием и учитывать в практике проектирования современные достижения науки и стройиндустрии.

* СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция. СНиП 2.01.07–85*. М., 2011.
СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция. СНиП II-23–81*. М., 2011.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Актуализация нормативных документов Российской Федерации и гармонизация с Еврокодами* // БСТ. – 2011. – № 3. – С. 26–34.
2. Будур, А.И. Справочник конструктора. Стальные конструкции / А.И. Будур, В.Д. Белогуров ; под ред. А.В. Шимановского. – Киев, 2004. – 210 с.
3. *Выдержки из строительных Еврокодов* РР 1990; 2010. – М. : МГСУ, 2011. – 655 с.
4. *ГОСТ 27579–88*. Фермы стальные строительные из гнуто-сварных профилей прямоугольного сечения. – М. : Изд-во стандартов, 1983. – 18 с.
5. Гульвасян, Х. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 1: Воздействия на сооружения / Х. Гульвасян, П. Формичи, Ж.-А. Калгаро. – М. : МГСУ, 2011. – 343 с.
6. Зеленков, В.И. Составление плановых калькуляций изготовления стальных конструкций с помощью ЭВМ / В.И. Зеленков // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 1995. – № 5. – С. 36–42.
7. *Инструкция по проектированию путей внутрицехового подвешного транспорта* / Госстрой СССР. – М., 1965. – 62 с.
8. *Каркасы зданий из легких металлических конструкций и их элементы* / Л.В. Енджиевский [и др.]. – М. : Изд-во АСВ, 1998. – 246 с.
9. Катюшин, В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения / В.В. Катюшин. – М. : Стройиздат, 2005.
10. Копытов М.М. Перфорированные стержни / М.М. Копытов. – Томск, 1967. – 138 с.
11. Копытов, М.М. Особенности работы перфорированных балок с повышенной степенью развития сечения / М.М. Копытов, С.Г. Яшин // Известия вузов. Строительство. – 2003. – № 3. – С. 4–8.
12. Копытов, М.М. Легкие металлоконструкции из пятигранных труб / М.М. Копытов, А.В. Матвеев. – Томск, 2007. – 123 с.
13. Лихтарников, Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций / Я.М. Лихтарников. – М. : Стройиздат, 1979. – 319 с.
14. *Металлические конструкции* / под ред. Г.С. Веденикова. – М. : Стройиздат, 1998. – 758 с.
15. *Металлические конструкции. Конструкции зданий. Т. 2* / под ред. В.В. Горева. – М. : Высшая школа, 1999. – 528 с.
16. *Металлические конструкции. Т. 3. Специальные конструкции и сооружения* / В.В. Горев [и др.]. – М., 1999. – 544 с.
17. Неелов, В.А. Промышленные и сельскохозяйственные здания / В.А. Неелов. – М. : Стройиздат, 1980. – 224 с.
18. *О внедрении Еврокодов в сферу строительства Российской Федерации* // БСТ. – 2011. – № 9. – С. 61.
19. *Пособие по определению пределов огнестойкости конструкций* / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М. : Стройиздат, 1985. – 56 с.
20. *Пособие по проектированию стальных конструкций* (к СНиП II-23–81*). – М. : ЦИТП, 1989. – 148 с.
21. *Пособие по расчету и конструированию сварных соединений стальных конструкций* (к СНиП II-23–81). – М. : Стройиздат, 1984. – 40 с.
22. *Проектирование металлических конструкций. Спецкурс* / под ред. В.В. Бирюлева. – Л. : Стройиздат, 1990. – 432 с.
23. *Рекомендации по проектированию стальных ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из гнуто-сварных профилей* / ЦНИИПроектстальконструкция. – М., 1988. – 48 с.

24. *Рекомендации по проектированию* защиты от коррозии строительных металлических конструкций / ЦНИИПроектстальконструкция. – М., 1988. – 79 с.
25. *Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса* малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей производства ООО «Балт-Профиль». – М., 2004. – 69 с.
26. *Руководство по проектированию стальных конструкций* из гнuto-сварных замкнутых профилей. – М. : Госстрой СССР, 1978. – 45 с.
27. *Рекомендации по расчету жесткости диафрагм* из стального профилированного настила. – М., 1980. – 40 с.
28. *Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений* стальных строительных конструкций. – М., 1989. – 52 с.
29. *СНиП 2.01.07–85**. Нагрузки и воздействия. – М., 2003. – 43 с.
30. *СНиП 2.08.02–89**. Общественные здания и сооружения. – М., 1991. – 38 с.
31. *СНиП 2.09.02–85**. Производственные здания. – М., 1991. – 16 с.
32. *СНиП 21-01–97*. Пожарная безопасность зданий и сооружений. – М., 1997. – 14 с.
33. *СНиП II-23–81**. Стальные конструкции. – М., 1990. – 94 с.
34. *СП 53-102–2004*. Общие правила проектирования стальных конструкций. – М., 2005. – 53 с.
35. *Справочник проектировщика*. Металлические конструкции / под ред. акад. Н.П. Мельникова. – М. : Стройиздат, 1980. – 776 с.
36. *Справочник проектировщика*. Металлические конструкции. Т. 2. Стальные конструкции зданий и сооружений / под ред. В.В. Кузнецова. – М. : Изд-во АСВ, 1998. – 504 с.
37. *Справочник проектировщика*. Металлические конструкции промышленных зданий и сооружений / под ред. Н.П. Мельникова. – М. : Госстройиздат, 1962. – 618 с.
38. *Справочник проектировщика*. Расчетно-теоретический / под ред. А.А. Уманского. – М., 1972. – Кн. 1. – 600 с.
39. *Строительно-монтажный конвейер* / К.В. Клевцов [и др.]. – М. : Стройиздат, 1980. – 214 с.
40. *Тищенко, В.В.* Строительные нормы и правила вчера и сегодня / В.В. Тищенко // БСТ. – 2012. – № 4. – С. 11–16.
41. Федеральный закон Российской Федерации от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».
42. *Шерешевский, И.А.* Конструирование промышленных зданий и сооружений / И.А. Шерешевский. – М. : Архитектура-С, 2007. – 168 с.

СВЕДЕНИЯ О КРАНАХ

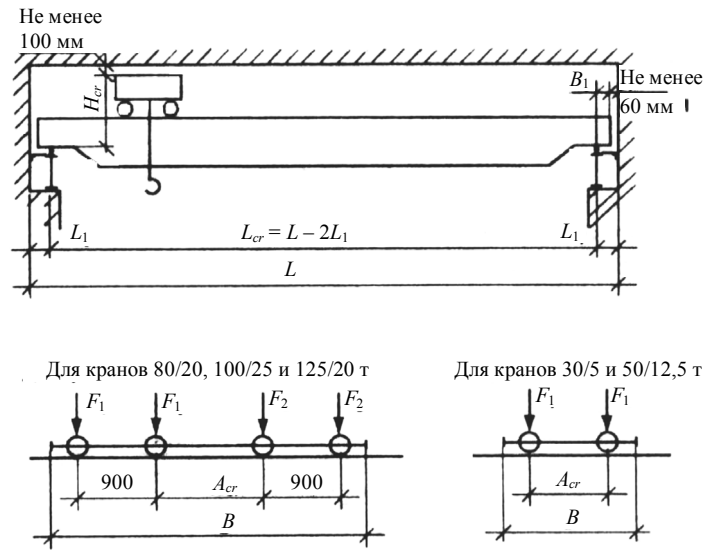


Рис. П.1.1. Схемы мостовых опорных кранов

Таблица П.1.1

Мостовые опорные краны типа Н (ГОСТ 25711–83, ГОСТ 6711–81)

Q, т	L _{cr} , м	H _{cr} , мм	B, мм	A _{cr} , мм	B _т , мм	Нагрузка, кН		Масса, т		TRS	Схема крана
						F ₁	F ₂	m _r	m _к		
10	16,5	1900	5400	4400	230	85		2,40	13,0	Р43 или КР70	Рис. П.1.1
	22,5		5400	4400		95			15,8		
	28,5		6000	5000		105			21,0		
20/5	16,5	2400	5600	4400	260	170		6,30	22,0		
	22,5		5600	4400		180			25,5		
	28,5		6200	5000		200			33,2		
32/5	16,5	2750	6300	5100	300	235		8,70	28,0		
	22,5					260			35,0		
	28,5					280			41,0		
50/12,5	16,5	3150	6860	5600	300	360		13,5	41,5		
	22,5					380			48,5		
	28,5					415			59,5		
80/20	22	3700	9100	4350	400	347	367	33,0	98,0	КР100	
	28	4000				367	392		110,0		
	34	4000				387	412		123,0		
100/20	22	4000	9600	4600	400	402	431	36,0	107,0	КР120	
	28					440	460		117,0		
	34					460	480		131,0		
125/20	22	4000	9400	4600	400	473	502	39,0	112,0		
	28					505	535		124,0		
	34					526	561		143,0		

Примечание. Тип крана Н – нормальный, режимная группа 5К; Q – грузоподъемность крана (числитель на большом крюке, знаменатель – на малом); F_i – максимальная нагрузка на колесо крана; L_{cr} – пролет крана; H_{cr} – высота от головки кранового рельса до верхней точки тележки; B_i – величина свеса крана от оси колеса; TRS – тип рельса.

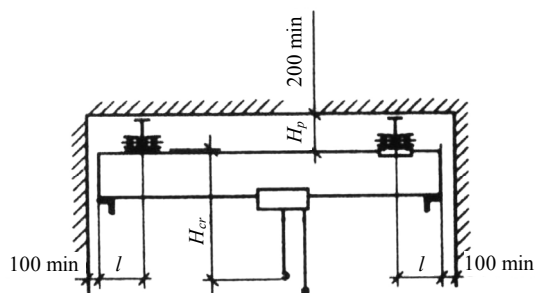


Рис. П.1.2. Схемы подвесных кранов

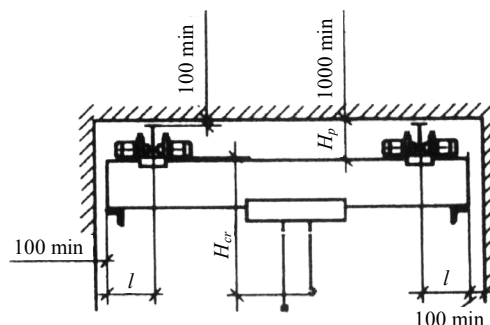


Рис. П.1.3. Схемы подвесных кранов

Таблица П.1.2

Мостовые однобалочные однопролетные подвесные краны, ГОСТ 7890–93

Q, т	L, м	L _{cr} , м	l, м	H _{cr} , мм	B, мм	A _{cr} , мм	Нагрузка, кН		Масса, т		ТБКП	Схема крана						
							F _T	F _k	m _T	m _k								
1	3,6	3	0,3	1200	1260	600	7,2	3,60	0,195	0,59	24М, 30М, 36М	Рис. П.1.2						
	6,6	6	0,3	1200	1460		7,4	3,70					0,290	0,71				
	12,0	9	1,5	1200	1460		7,8	3,90							1,23	1,27		
	15,0	12	1,5	1280	1710		8,5	4,25									1,71	1,91
	17,4	15	1,2	1360	1710		9,2	4,60							1,51	2,48		
2	3,6	3	0,3	1580	1260	600	12,7	6,35	0,470	1,02			24М, 30М, 36М	Рис. П.1.2				
	6,6	6	0,3	1580	1460		13,1	6,55							0,290	0,96		
	12,0	9	1,5	1660	1460		13,8	6,90									1,23	1,27
	15,0	12	1,5	1660	1710		14,5	7,25										
	17,4	15	1,2	1740	1710		15,3	7,65									1,86	2,48
3,2	3,6	3	0,3	1810	1260	600	19,8	9,90	0,700	1,70	30М, 36М, 45М	Рис. П.1.2						
	6,6	6	0,3	1810	1460		20,3	10,15							0,700	2,06		
	12,0	9	1,5	1890	1460		21,4	10,70									2,81	3,28
	15,0	12	1,5	2010	1710		22,0	11,00										
	17,4	15	1,2	2010	1710		23,4	11,70									2,48	2,48
5	3,6	3	0,3	2040	1860	900	15,7	7,85	0,700	1,70			30М, 36М, 45М	Рис. П.1.2				
	6,6	6	0,3	2120	2100		16,4	8,20							0,700	2,06		
	15,0	12	1,5	2240	2100		17,9	8,70									2,81	3,28
	17,4	15	1,2	2240	2100		17,9	8,95										
10	4,8	3	0,9	2360	2900	2200	75,6	18,90	1,300	4,80					на базе 45М	Рис. П.1.3		
	7,8	6	0,9				79,6	19,90			1,300	5,00						
	12,0	9	1,5				82,8	20,70									5,70	5,70

Примечание. Q – грузоподъемность крана; H_{cr} – расстояние от низа крюка в максимально поднятом положении до нижнего пояса балки кранового пути; F_T – нагрузка на путь от тележки; F_k – то же от колеса; m_T – масса тали; m_k – конструктивная масса крана; ТБКП – тип балки кранового пути. Все остальные обозначения размеров смотрите на схемах кранов.

СВЕДЕНИЯ О НАГРУЗКАХ

Таблица П.2.1

Нагрузки от веса конструкций

Элементы конструкций	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Стеновые панели			
Керамзитобетонные:			
ПС (5980×885×300)	3,91	1,2	4,692
ПС (5980×1185×300)	3,85	1,2	4,620
ПС (5980×1785×300)	3,84	1,2	4,608
ПС (11970×1180×300)	3,82	1,2	4,59
ПС (11970×1780×300)	3,85	1,2	4,62
Трехслойные с эффективным утеплителем:			
ПСТ (5980×885×250)	3,77	1,1	4,147
ПСТ (5980×1185×250)	3,93	1,1	4,323
ПСТ (5980×1785×250)	3,78	1,1	4,158
Предварительно напрягаемые со встроенными оконными переплетами:			
ПП (11980×2980×300)	2,23	1,2	2,676
ПП (5980×2985×300)	2,23	1,2	2,676
Трехслойные со стальной обшивкой при толщине панели 50–80 мм	0,165–0,183	1,1	0,182–0,201
Трехслойные с алюминиевыми облицовками при толщине панели 46,6–91,6 мм	0,079–0,100	1,1	0,087–0,110
Стальные полистовой сборки:			
размером 6×3 м при нормативной ветровой нагрузке 0,7–1,1 кН/м ²	0,256–0,281	1,1	0,284–0,309
размером 6×2,4 м при нормативной ветровой нагрузке 0,9–1,4 кН/м ²	0,275–0,306	1,1	0,303–0,337
Стеновые ригели с нагрузкой 0,7–1,7 кН/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			
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	0,206/0,2299	1,1	0,227/0,329
6×2,4	0,196/0,292	1,1	0,216/0,321

Элементы конструкций	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Ограждающие элементы кровли			
Гравийная защита толщиной 15–20 мм	0,3–0,4	1,3	0,390–0,520
Защитный слой из битумной мастики с втопленным гравием толщиной 10 мм	0,21	1,3	0,273
Гидроизоляционный ковер из 3–4 слоев рубероида	0,15–0,20	1,3	0,195–0,260
Асфальтовая или цементная стяжка толщиной 20 мм	0,36–0,4	1,3	0,468–0,520
Утеплитель (пенобетон $\gamma = 6$ кН/м ³ , минераловатные плиты $\gamma = 1-3$ кН/м ³ , пенопласт $\gamma = 0,5$ кН/м ³)	γ_t	1,2–1,3	–
Пароизоляция из одного слоя рубероида или фольгоизола	0,05	1,2	0,06
Несущие элементы кровли			
Стальной профилированный настил толщиной 0,6–1 мм	0,09–0,15	1,05	0,095
Асбестоцементные волнистые листы	0,2	1,1	0,220
Каркасы стальных панелей размерами, м:			
3×6	0,10–0,15	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 (5970×1490×300)	1,667	1,1	1,934
ПГ-АIVв (11960×2980×455)	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

Таблица П.2.2

Снеговые нагрузки

Расчетные значения веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли

Снеговые районы	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g , кПа (кгс/м ²)	0,8 (80)	1,2 (120)	1,8 (180)	2,4 (240)	3,2 (320)	4,0 (400)	4,8 (480)	5,6 (560)

Полное значение снеговой нагрузки $S = S_g \cdot \mu$, где μ – коэффициент перехода к снеговой нагрузке на покрытие (см. пп. 5.3–5.6 СНиП 2.01.07–85*).

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

Таблица П.2.3

Ветровые нагрузки

Нормативное значение ветрового давления w_0

Ветровые районы	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_0 , кПа (кгс/м ²)	0,17 (17)	0,23 (23)	0,30 (30)	0,38 (38)	0,48 (48)	0,6 (60)	0,73 (73)	0,85 (85)

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки на высоте z над поверхностью земли $w_m = w_0 k c$, где k и c – см. табл. П.2.4 и П.2.5.

При высоте одноэтажных производственных зданий выше 36 м следует учитывать пульсационную составляющую согласно СНиП 2.01.07–85*.

Коэффициент надежности по ветровой нагрузке $\gamma_t = 1,4$.

Таблица П.2.4

Аэродинамические коэффициенты

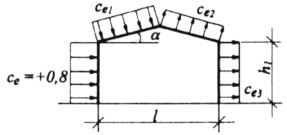
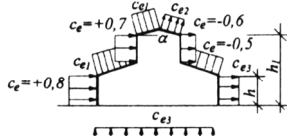
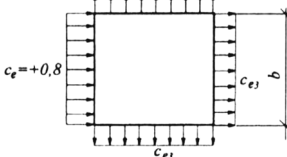
Схемы зданий и ветровых нагрузок	c_{ei}	α	Значения c_{ei} при h_1/l				
			0	0,5	1	>2	
	c_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8	
		20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8	
40		+0,4	+0,3	-0,2	-0,4		
60		+0,8	+0,8	+0,8	+0,8		
	c_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8	
		c_{e3}	$b/l \leq 1$	90	-0,4	-0,4	-0,5
	c_{e3}		$b/l \geq 2$	90	-0,5	-0,5	-0,6

Таблица П.2.5

Значения k_{ed}

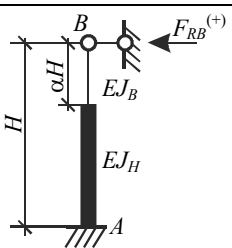
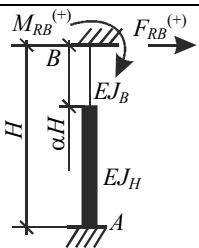
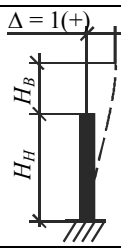
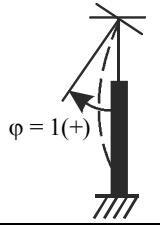
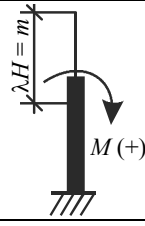
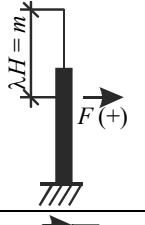
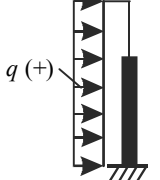
Высота H^* , м	k_{ed} для типов местности			Высота H^* , м	k_{ed} для типов местности		
	A	B	C		A	B	C
0+5	0,750	0,500	0,400	23	1,117	0,750	0,489
6	0,758	0,505	0,400	24	1,131	0,762	0,497
7	0,776	0,516	0,400	25	1,145	0,773	0,506
8	0,799	0,530	0,400	26	1,158	0,784	0,514
9	0,826	0,545	0,400	27	1,171	0,795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

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

ТАБЛИЦЫ ДЛЯ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА РАМЫ

Таблица П.3.1

Формулы для определения реакций F_{RB} и M_{RB} в ступенчатых стойках

Схема загрузки	Расчетная схема		
			
	$F_{RB} = \frac{3EI_H}{H^3 c}$	$F_{RB} = 12aEI_H / H^3 k$ $M_{RB} = -6bEI_H / H^2 k$	
	$F_{RB} = 0$	$F_{RB} = -6bEI_H / H^2 k$ $M_{RB} = -4bEI_H / Hk$	
	$\lambda < \alpha$	$F_{RB} = -\frac{3M(l^2 + \mu gt)}{2Hc}$	$F_{RB} = M [6l(b - as) + 6\mu t(b - ag)] / Hk$ $M_{RB} = M [l(3bs - 4c) + \mu t(3bg - 4c)] / k$
	$\lambda \geq \alpha$	$F_{RB} = -\frac{3Mls}{2Hc}$	$F_{RB} = 6Ml(b - as) / Hk$ $M_{RB} = Ml(3bs - 4c) / k$
	$\lambda < \alpha$	$F_{RB} = -\frac{F(l^2 p + \mu t^2 u)}{2c}$	$F_{RB} = F [l^2(3b - 2ap) + \mu t^2(3b - 2au)] / k$ $M_{RB} = F [l^2(pb - 2c) + \mu t^2(bu - 2c)] H / k$
	$\lambda \geq \alpha$	$F_{RB} = -\frac{Fl^2 p}{2c}$	$F_{RB} = Fl^2(3b - 2ap) / k$ $M_{RB} = Fl^2(pb - 2c) H / k$
	$F_{RB} = -\frac{3qnH}{8c}$		$F_{RB} = q(2bc - 3an)H / 2k$ $M_{RB} = q(9bn - 8c^2)H^2 / 12k$

При шарнирном и жестком опирании стойки: $\alpha = H_B/H$; $\lambda = m/H$; $\mu = I_H/I_B - 1$; $c = 1 + \alpha^3\mu$; $g = \alpha + \lambda$; $l = 1 - \lambda$; $n = 1 + \alpha^4\mu$; $s = 1 + \lambda$; $p = 2 + \lambda$; $t = \alpha - \lambda$; $u = 2\alpha + \lambda$; только при жестком $a = 1 + \alpha\mu$; $b = 1 + \alpha^3\mu$; $k = 4ac - 3b^2$.

Коэффициенты для определения реакций и изгибающих моментов в ступенчатой стойке с защемленными концами ($\alpha = H_B/H$; $n = I_B/I_H$; $i = EI_H/H$; $k^u_c = k_c$; $k^e_c = k_c + 1$)

k	α	Значения n											
		0,1	0,15	0,2	1,0	0,1	0,15	0,2	1,0	0,1	0,15	0,2	1,0
k _B	0,2	-0,664	-0,948	-1,216		1,264	1,672	2,051		-0,075	-0,044	-0,011	0,32
	0,25	-0,607	-0,871	-1,114		1,265	1,624	1,972		-0,13	-0,108	-0,084	0,2
	0,3	-0,58	-0,827	-1,055	-4	1,268	1,622	1,942	6	-0,171	-0,159	-0,145	0,07
	0,35	-0,563	-0,797	-1,02		1,278	1,625	1,942		-0,194	-0,196	-0,188	0,02
	0,4	-0,566	-0,789	-1,006		1,315	1,658	1,971		-0,213	-0,223	-0,224	-0,12
k _C	0,2	-0,401	-0,614	-0,806	-2,8	0,224	0,508	0,778	3,6	-0,778	-0,753	-0,728	-0,488
	0,25	-0,29	-0,465	-0,621	-2,5	-0,234	0,174	0,392	3	-0,755	-0,735	-0,715	-0,52
	0,3	-0,2	-0,341	-0,472	-2,2	-0,287	-0,109	0,092	2,4	-0,729	-0,708	-0,695	-0,522
	0,35	-0,116	-0,229	-0,34	-1,9	-0,51	-0,38	-0,248	1,8	-0,709	-0,684	-0,666	-0,548
	0,4	-0,04	-0,137	-0,218	-1,6	-0,668	-0,61	-0,529	1,2	-0,695	-0,669	-0,647	-0,544
k _A	0,2	0,6	0,724	0,835		-3,94	-4,15	-4,314		0,411	0,411	0,403	0,28
	0,25	0,657	0,753	0,858		-3,931	-4,18	-4,343		0,37	0,392	0,393	0,305
	0,3	0,687	0,795	0,887	2	-3,915	-4,15	-4,341	-6	0,3	0,344	0,353	,033
	0,35	0,715	0,828	0,922		-3,832	-4,11	-4,321		0,193	0,266	0,302	0,325
	0,4	0,749	0,869	0,965		-3,642	-4,01	-4,277		0,08	0,16	0,218	0,32
k _B	0,2	1,264	1,672	2,051		5,203	5,82	6,365		-1,487	-1,455	-1,514	-0,96
	0,25	1,265	1,624	1,972		5,195	5,8	6,315		-1,5	-1,5	-1,477	-1,11
	0,3	1,268	1,622	1,942	6	5,182	5,77	6,283	12	-1,471	-1,503	-1,5	-1,26
	0,35	1,278	1,625	1,942		5,11	5,73	6,263		-1,387	-1,462	-1,49	-1,32
	0,4	1,315	1,658	1,971		4,956	5,67	6,248		-1,293	-1,383	-1,442	-1,44

k	α	Значения n							
		0,1	0,15	0,2	1,0	0,1	0,15	0,2	1,0
k _B	0,2	-0,085	-0,088	-0,092	-0,128	-0,042	-0,045	-0,049	
	0,25	-0,092	-0,097	-0,101	-0,138	-0,046	-0,05	-0,053	
	0,3	-0,095	-0,101	-0,106	-0,147	-0,05	-0,053	-0,056	-0,083
	0,35	-0,092	-0,1	-0,106	-0,146	-0,052	-0,056	-0,059	
	0,4	-0,086	-0,096	-0,103	-0,144	-0,054	-0,059	-0,061	
k _C	0,2	0,079	0,077	0,075	0,05	0,025	0,023	0,021	-0,003
	0,25	0,094	0,095	0,094	0,069	0,031	0,03	0,029	0,01
	0,3	0,103	0,107	0,105	0,088	0,036	0,036	0,035	0,022
	0,35	0,106	0,111	0,113	0,102	0,037	0,035	0,038	0,03
	0,4	0,103	0,111	0,115	0,115	0,033	0,036	0,039	0,037
k _A	0,2	-0,067	-0,059	-0,055	-0,032	-0,108	-0,104	-0,101	
	0,25	-0,097	-0,082	-0,077	-0,048	-0,113	-0,105	-0,101	
	0,3	-0,133	-0,111	-0,102	-0,063	-0,117	-0,108	-0,104	-0,083
	0,35	-0,177	-0,146	-0,129	-0,08	-0,125	-0,113	-0,108	
	0,4	-0,21	-0,175	-0,158	-0,096	-0,137	-0,122	-0,113	
k _B	0,2	-0,817	-0,829	-0,837	-0,896	-0,434	-0,442	-0,448	
	0,25	-0,745	-0,765	-0,775	-0,84	-0,433	-0,443	-0,451	
	0,3	-0,663	-0,692	-0,704	-0,784	-0,432	-0,445	-0,452	-0,5
	0,35	-0,565	-0,604	-0,627	-0,716	-0,428	-0,443	-0,451	
	0,4	-0,477	-0,521	-0,545	-0,648	-0,417	-0,437	-0,449	

РАСЧЕТНЫЕ ПАРАМЕТРЫ СНиП II-23-81*

Таблица П.4.1

Нормативные и расчетные сопротивления стали по ГОСТ 27772-88* сварных и болтовых соединений, кН/см²

Сталь	Вид проката	Толщина, мм	R_{yn}/R_{un}	R_y	R_p	R_s	R_{wz}	R_{bp}
С235	Лист., фасон.	До 20	23,5/35	23	35	13,5	16	47,5
	Лист., фасон.	21-40	22,5/36	22	35	12,5	16	47,5
	Лист.	41-100	21,5/36	21	35	12	16	47,5
С245	Лист., фасон.	2-20	24,5/37	24	36	14	16,5	48,5
	Фасон.	21-30	23,5/37	23	36	13,5	16,5	48,5
С255	Лист.	4-10	24,5/38	24	37	14	17	50
	Фасон.	4-10	25,5/38	25	37	14,5	17	50
	Лист.	11-20	24,5/37	24	36	14	16,5	48,5
	Фасон.	21-40	23,5/37	25	36	13,5	16,5	48,5
С275	Лист., фасон.	2-10	27,5/38	27	37	15,5	17	50
	Лист.	11-20	26,5/37	26	36	15	16,5	48,5
	Фасон.	11-20	27,5/38	27	37	15,5	17	50
С285	Лист.	4-10	27,5/39	27	38	15,5	17,5	51,5
	Лист.	11-20	26,5/38	26	37	15	17	50
	Фасон.	4-10	28,5/40	28	39	16	18	52,5
	Фасон.	11-20	27,5/39	27	38	15,5	17,5	51,5
С345	Лист., фасон.	2-10	34,5/49	33,5	48	19,5	22	64,5
		11-20	32,5/47	31,5	46	18	21	62
		21-40	30,5/46	30	45	17,5	20,5	60,5
С375	Лист., фасон.	2-10	37,5/51	36,5	50	21	23	67
		11-20	35,5/49	34,5	48	20	22	64,5
		21-40	33,5/48	32,5	47	19	21,5	63
С390	Лист.	4-50	39/54	38	52,5	22	24,5	71
С440	Лист.	4-30	44/59	43	57,5	25	26,5	77,5
		31-50	41/57	40	55,5	23	25,5	75
С590	Лист.	10-36	54/63,5	51,5	62	30	28,5	83

Примечания:

1. Для сталей С345 и С375 характеристики листового и фасонного проката совпадают.
2. Из сталей С390, С440, С590 фасонный прокат не выпускают.

Таблица П.4.2

Коэффициенты ϕ продольного изгиба центрально-сжатых элементов при расчетном сопротивлении стали

$R_y = 20 \text{ кН/см}^2$

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	939	936	932	929	926	923	919	916	913	909
40	906	903	899	896	893	889	885	881	877	873
50	869	865	861	856	852	848	844	840	835	831
60	827	823	818	814	809	805	800	796	791	787
70	782	777	772	768	763	758	753	748	744	739
80	734	727	720	713	706	700	693	686	679	672

Приложения

Продолжение табл. П.4.2

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
90	665	658	652	645	639	632	625	619	612	606
100	599	593	587	580	574	568	526	556	459	543
110	537	531	525	520	514	508	502	496	491	485
120	479	474	468	463	457	452	477	441	436	430
130	425	420	415	410	405	401	396	391	386	381
140	376	371	366	362	327	352	347	342	338	333
150	328	324	320	317	313	309	305	301	298	294

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	931	928	924	920	916	913	909	905	901	898
40	894	890	886	882	878	874	870	865	861	857
50	852	847	843	838	833	829	824	819	814	810
60	805	800	796	790	785	780	774	769	764	759
70	754	747	740	734	727	720	713	706	700	693
80	686	679	671	664	656	649	642	634	627	619
90	612	605	598	591	584	577	570	563	556	549
100	542	536	529	523	516	510	504	497	491	484
110	478	472	466	460	454	449	443	437	431	425
120	419	414	408	403	397	392	386	381	375	370
130	364	359	354	349	344	340	335	330	325	320
140	315	311	307	303	299	296	292	288	284	280
150	276	273	270	266	263	260	257	254	250	247

$R_y = 28 \text{ кН/см}^2$

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	924	920	916	911	907	903	899	895	891	887
40	883	787	873	869	864	860	856	850	845	840
50	836	831	826	821	816	811	805	800	795	790
60	785	779	773	767	762	755	748	743	736	730
70	724	716	707	699	691	683	674	666	658	649
80	641	633	626	618	611	603	595	588	580	573
90	565	558	551	543	536	529	522	518	507	500
100	493	486	480	473	467	460	453	447	440	434
110	427	421	415	409	403	397	390	384	378	379
120	366	361	355	350	345	340	334	329	324	318
130	313	309	305	301	297	293	288	284	280	276

$R_y = 32 \text{ кН/см}^2$

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	917	912	908	903	899	894	890	886	881	878
40	873	868	863	858	853	848	842	837	832	827
50	822	816	811	805	800	794	788	783	777	772

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
60	766	758	750	742	734	727	729	711	703	695
70	687	679	670	662	653	645	636	628	619	611
80	602	594	586	578	570	562	554	546	538	530
90	522	514	507	499	492	485	478	470	463	455
100	448	441	435	428	421	415	408	401	394	388
110	381	375	369	363	357	351	345	339	333	327
120	321	317	312	308	303	299	294	290	285	281
130	276	272	269	265	262	258	254	251	247	244
140	240	237	234	231	228	226	223	220	217	214
150	211	209	207	204	202	199	197	194	192	189

$R_y = 36 \text{ кН/см}^2$

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	911	906	901	897	892	887	882	877	873	868
40	863	858	852	847	841	836	831	825	820	814
50	809	803	798	791	785	779	773	767	761	755
60	749	740	730	721	711	702	692	683	673	664
70	654	645	636	628	619	610	601	592	584	575
80	566	558	549	541	533	525	516	508	500	491
90	483	476	468	461	453	446	438	431	423	416
100	408	401	394	387	380	373	366	359	352	345
110	338	333	328	323	318	313	307	302	297	292
120	287	283	279	275	271	267	263	259	255	251
130	247	244	241	237	234	231	228	225	221	218
140	215	212	210	207	205	202	199	197	194	192
150	189	187	185	182	180	178	176	174	171	169

$R_y = 40 \text{ кН/см}^2$

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	905	900	895	890	885	880	874	869	864	859
40	854	848	842	837	831	825	819	813	808	802
50	796	789	781	774	766	759	751	744	736	729
60	721	711	701	692	682	672	662	652	643	633
70	623	614	605	596	687	578	568	559	550	541
80	532	524	515	507	498	490	481	473	464	456
90	447	439	431	424	416	408	400	392	385	377
100	369	363	356	350	344	338	331	325	319	312
110	306	301	297	292	288	283	278	274	269	265
120	260	256	253	249	245	241	238	234	230	227
130	223	220	217	215	212	209	206	203	201	198
140	195	193	190	188	185	183	181	178	176	173
150	171	169	167	165	163	162	160	158	156	154

Примечание. Значения коэффициентов φ в таблицах увеличены в 1000 раз.

Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно сжатых сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

$\bar{\lambda}$	Коэффициент φ_e при приведенном эксцентриситете m_{ef}															
	0,1	0,5	1	1,5	2	2,5	3	4	5	6	7	8	10	12	14	17
0,5	976	850	722	620	538	469	417	338	280	237	210	183	150	125	106	090
1	925	778	653	563	484	427	382	307	259	225	196	175	142	121	103	086
1,5	875	716	593	507	439	388	347	283	240	207	182	163	134	114	099	082
2	813	653	536	457	397	352	315	260	222	193	170	153	125	107	094	079
2,5	742	587	480	410	357	317	287	238	204	178	158	144	118	101	090	076
3	667	520	425	365	320	287	260	217	187	166	147	135	112	097	086	073
3,5	587	455	375	325	287	258	233	198	172	153	137	125	106	092	082	069
4	505	394	330	289	256	232	212	181	158	140	127	118	098	088	078	066
4,5	418	342	288	257	229	208	192	165	146	130	118	110	093	083	075	064
5	354	295	253	225	205	188	175	150	135	120	111	103	088	079	072	062
5,5	302	256	224	200	184	170	158	138	124	112	104	095	084	075	069	060
6	258	223	198	178	166	153	145	128	115	104	096	089	079	072	066	057

Примечания:

1. Значения коэффициентов φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.
2. Значения φ_e принимать не выше значений φ .

Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно сжатых сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

$\bar{\lambda}$	Коэффициент φ_e при приведенном эксцентриситете m_{ef}															
	0,1	0,5	1	1,5	2	2,5	3	4	5	6	7	8	10	12	14	17
0,5	908	666	500	400	333	286	250	200	167	143	125	111	091	077	067	058
1	872	640	483	387	328	280	243	197	165	142	121	109	090	077	066	055
1,5	830	600	454	367	311	271	240	190	163	37	119	108	088	077	065	053
2	774	556	423	346	293	255	228	183	156	132	117	106	086	076	064	052
2,5	708	507	391	322	274	238	215	175	148	127	113	103	083	074	062	051
3	637	455	356	296	255	222	201	165	138	121	110	100	081	071	061	051
3,5	562	402	320	270	235	206	187	155	130	115	106	096	078	069	059	050
4	484	357	288	246	215	191	173	145	124	110	100	093	076	067	057	049
4,5	415	315	258	223	196	176	160	136	116	105	096	089	073	065	055	048
5	350	277	230	201	178	161	149	127	108	100	092	086	071	062	054	047
5,5	300	245	203	182	163	147	137	118	102	095	087	081	068	059	052	046
6	255	216	183	165	149	135	126	109	097	090	083	077	065	056	051	045

Примечания:

1. Значения коэффициентов φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.
2. Значения φ_e принимать не выше значений φ .

Таблица П.4.5

Коэффициенты влияния формы сечения η

Тип сечения	Схема сечения и эксцентриситет	A_f/A_w	Значения η при			
			$0 < \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
			$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
1		–	1	1	1	
2		0,25 0,5 ≥ 1	$(1,45 - 0,05m) - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$ $(1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$ $(1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\bar{\lambda}$	1,2 1,25 $1,4 - 0,02\bar{\lambda}$	1,2 1,25 1,3	
3		–	$\eta_2[1 - 0,3(5 - m)a_1/h]$	η_2		
4		–	$\eta_2[1 - 0,8a_1/h]$	$\eta_2[1 - 0,8a_1/h]$		
5		0,5 1 1,5 2	$1,45 + 0,04m$ $1,8 + 0,12m$ $2 + 0,25m + 0,1\bar{\lambda}$ $3 + 0,25m + 0,1\bar{\lambda}$	1,65 2,4 – –	$1,45 + 0,04m$ $1,8 + 0,12m$ – –	1,65 2,4 – –

Примечания:

1. Для сечений типа 3 и 4 при подсчете значений A_f/A_w площадь вертикальных элементов полок не следует учитывать.
2. Для сечений типа 3 и 4 значения η_2 следует принимать равными значениям η для сечения типа 2 при тех же значениях A_f/A_w .

Таблица П.4.6

Коэффициенты α , β и ν

Тип сечения	Схема сечения и эксцентриситет	α при		β при		ν
		$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\bar{\lambda} \leq 3,14$	$\bar{\lambda} \geq 3,14$	
1		0,7	$0,65 + 0,05 m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$	$1 - \frac{\bar{\lambda}}{14} (2,12 - \frac{b}{h})$
2						1
3						$1,25 - 0,12\bar{\lambda}$
4						$1 - (0,35 - 0,05 \times m_x) I_2 / I_1$

Примечание. I_1 и I_2 – моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии сечения у-у; λ_c – значение λ_y при $\bar{\lambda}_y = 3,14$. При значениях $b/h < 0,3$ следует принимать $b/h = 0,3$.

Коэффициенты μ для колонн с верхним свободным концом

Расчетная схема	α_1	Коэффициенты μ_1 при n , равном																				
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0	
	0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	
	0,2	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,2	2,4	2,7	2,3	
	0,4	2,0	1	2	3	4	5	6	6	7	8	9	0	2	4	5	7	1	0	6	8	
	0,6	2,0	2,0	2,0	2,1	2,1	2,1	2,2	2,2	2,2	2,3	2,3	2,4	2,4	2,5	2,6	2,6	2,8	—	—	—	
	0,8	2,0	4	8	1	3	8	1	5	8	2	5	2	8	4	0	6	0	—	—	—	
	1,0	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	—	—	—	—	
	1,5	3,0	1	0	8	6	4	2	9	6	3	0	3	5	7	8	9	—	—	—	—	
	2,0	4,0	2,2	2,4	2,5	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	3,5	3,7	—	—	—	—	—	—	—	
	2,5	5,0	5	2	6	0	3	6	7	7	7	6	5	4	—	—	—	—	—	—	—	
	3,0	6,0	2,5	2,7	2,9	3,1	3,2	3,4	3,5	3,7	3,8	4,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
			0	3	4	3	9	4	9	4	7	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
			3,4	3,7	4,0	4,3	4,6	4,6	5,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
			3	7	7	5	1	8	5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
			4,4	4,9	5,2	5,6	6,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		4	0	9	7	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
		5,5	6,0	6,5	7,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
		5	8	6	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
		6,6	7,2	7,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
		5	5	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		

Коэффициенты μ для колонн с верхним концом, закрепленным только от поворота

Расчетная схема	α_1	Коэффициенты μ_1 при n , равном																				
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0	
	0	2,0	1,9	1,8	1,8	1,7	1,7	1,6	1,6	1,6	1,5	1,5	1,5	1,4	1,4	1,4	1,3	1,3	1,1	1,1	1,0	
	0,2	2,0	2	6	0	6	0	7	4	0	7	5	0	6	3	0	7	2	8	0	5	
	0,4	2,0	1,9	1,8	1,8	1,7	1,7	1,6	1,6	1,6	1,5	1,5	1,5	1,4	1,4	1,4	1,3	1,3	1,2	1,1	—	
	0,6	2,0	3	7	2	6	1	8	4	2	9	6	2	8	5	1	9	3	0	1	—	
	0,8	2,0	1,9	1,8	1,8	1,7	1,7	1,7	1,6	1,6	1,6	1,6	1,5	1,5	1,5	1,4	1,4	1,4	—	—	—	
	1,0	2,0	4	8	3	7	5	2	9	6	2	1	7	3	0	8	5	0	—	—	—	
	1,5	2,0	1,9	1,9	1,8	1,8	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,6	1,6	1,6	1,6	1,5	—	—	—	—	—	
	2,0	2,0	5	1	6	3	9	7	6	2	1	9	6	3	1	9	—	—	—	—	—	
	2,5	2,5	1,9	1,9	1,9	1,9	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,7	—	—	—	—	—	—	—	
	3,0	3,0	7	4	2	0	8	7	6	5	3	2	0	9	—	—	—	—	—	—	—	
			2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
			2,1	2,2	2,3	2,3	2,4	2,4	2,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
			2	5	3	8	3	8	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		2,4	2,6	2,8	2,9	3,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
		5	6	1	1	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
		2,9	3,1	3,3	3,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
		4	7	4	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
		3,4	3,7	3,9	4,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
		3	0	3	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		

Примечание. Коэффициенты расчетной длины μ_1 для нижнего участка одноступенчатой колонны следует принимать в зависимости от отношения $n = I_2 l_1 / I_1 l_2$ и величины $\alpha_1 = l_2 / l_1 \sqrt{I_1 / I_2} \beta$, где $\beta = (F_1 + F_2) / F_2$; при верхнем конце, свободном от закреплений, — по табл. П.6.2, при верхнем конце, закрепленном от поворота, и при возможности его свободного смещения — по табл. П.6.3. Коэффициенты расчетной длины μ_2 для верхнего участка колонны во всех случаях следует определять по формуле $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 \leq 3$.

Предельная гибкость сжатых элементов

Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов
1. Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции: а) плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой до 50 м	180–60α
б) пространственных конструкций из одиночных уголков, пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой > 50 м	120
2. Элементы, кроме указанных в поз. 1: а) плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков	210–60α
б) пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями	220–40α
3. Верхние пояса ферм, не закрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по п.1)	220
4. Основные колонны	180–60α
5. Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т. п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	210–60α
6. Элементы связей, кроме указанных в п. 5, а также стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие ненапряженные элементы	200

Примечание. $\alpha = N/(\varphi AR_y \gamma_c)$ – коэффициент, принимаемый не менее 0,5 (в необходимых случаях вместо φ следует принять φ_e).

Предельные гибкости растянутых элементов

Элементы конструкции	Предельная гибкость растянутых элементов при воздействии на конструкцию нагрузок		
	динамических, приложенных непосредственно к конструкции	статических	от кранов (см. прим. 4) и железнодорожных составов
1. Пояса и опорные раскосы ферм (включая тормозные фермы) и структурных конструкций	250	400	250
2. Элементы ферм и структурных конструкций, кроме указанных в п. 1	350	400	300
3. Нижние пояса подкрановых балок и ферм	–	–	150
4. Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	300	300	200
5. Прочие элементы связей	400	400	300

Примечания:

1. В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов следует проверять только в вертикальных плоскостях.

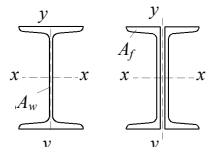
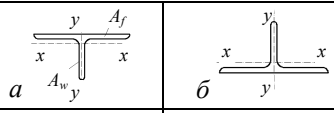
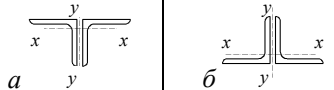
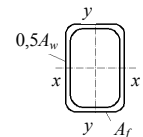
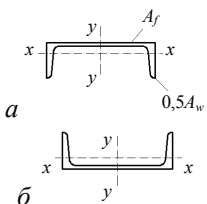
2. Гибкость растянутых элементов, подвергнутых предварительному напряжению, не ограничивается.

3. Для растянутых элементов, в которых при неблагоприятном расположении нагрузки может изменяться знак усилия, предельную гибкость следует принимать как для сжатых элементов; при этом соединительные прокладки в составных элементах необходимо устанавливать не реже чем через 40i.

4. Значение предельных гибкостей следует принимать при кранах групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К по ГОСТ 25546–82*.

5. К динамическим нагрузкам, приложенным непосредственно к конструкциям, относятся нагрузки, принимаемые в расчетах на выносливость или в расчетах с учетом коэффициентов динамичности.

Коэффициенты c (c_x), c_y , n для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Схема сечения	A_f/A_w	Значение коэффициентов		
		c (c_x)	c_y	N при $M_y = 0^*$
	0,25 0,5 1,0 2,0	1,19 1,12 1,07 1,04	1,47	1,5
	-	1,6	1,47	а) 3,0 б) 1,0
				
	0,25 0,5 1,0 2,0	1,19 1,12 1,07 1,04	1,07 1,12 1,19 1,26	1,5
	0,5 1,0 2,0	1,6	1,07 1,12 1,19	а) 3,0 б) 1,0

Примечание. При определении коэффициентов для промежуточных значений A_f/A_w допускается линейная интерполяция.
*При $M_y \neq 0$ $n = 1,5$.

Коэффициенты условий работы γ_c

Элементы конструкции	Коэффициенты условий работы
1. Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т. п. при весе перекрытий, равном или большем временной нагрузки	0,9
2. Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
3. Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости $\lambda \geq 60$	0,8
4. Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость при $\varphi_b < 1,0$	0,95
5. Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	0,9
6. Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий:	
а) сжатые (за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость	0,95
б) растянутые в сварных конструкциях	0,95
в) растянутые, сжатые, а также стыковые накладки в болтовых конструкциях (кроме конструкций на высокопрочных болтах) из стали с пределом текучести до 44 кН/см ² (4500 кгс/см ²), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность	1,05

Элементы конструкции	Коэффициенты условий работы
7. Сплошные составные балки, колонны, а также стыковые накладки из стали с пределом текучести до 44 кН/см ² (4500 кгс/см ²), несущие статическую нагрузку и выполненные с помощью болтовых соединений (кроме соединений на высокопрочных болтах), при расчетах на прочность	1,1
8. Сечения прокатных и сварных элементов, а также накладок из стали с пределом текучести до 44 кН/см ² (4500 · 1,05кгс/см ²) в местах стыков, выполненных на болтах (кроме стыков на высокопрочных болтах), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность:	
а) сплошных балок и колонн	1,1
б) стержневых конструкций покрытий и перекрытий	1,05
9. Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые 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), несущие 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 расчете одновременно учитывать не следует.
2. Коэффициенты условий работы, приведенные соответственно в п. 1 и бв; 1 и 7; 1 и 8; 2 и 7; 2 и 8а; 3 и бв, при расчете следует учитывать одновременно.
3. Коэффициенты условий работы, приведенные в п. 3; 4; 6а, в; 7; 8 и 9, а также в п. 5 и бб (кроме стыковых сварных конструкций), при расчете соединений рассматриваемых элементов учитывать не следует.
4. В случаях, не оговоренных в таблице, в формулах следует принимать $\gamma_c = 1$.

СОРТАМЕНТЫ

Таблица П.5.1

Сталь полосовая и широкополосная универсальная

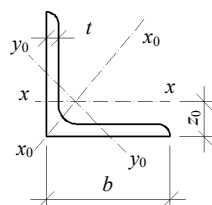
Сталь полосовая (ГОСТ 103–2006)	
Толщина, мм	4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40
Ширина, мм	50; 60; 70; 75; 80; 85; 90; 100; 110; 120; 130; 140; 150; 160; 170; 180; 190; 200
Сталь широкополосная универсальная (ГОСТ 82–70*)	
Толщина, мм	6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 45; 50; 55; 60
Ширина, мм	200; 210; 220; 240; 250; 260; 280; 300; 320; 340; 360; 380; 400; 420; 450; 480; 500; 530; 560; 600; 630; 650; 670; 700; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1050

Сталь листовая горячекатаная (ГОСТ 1993–74*)

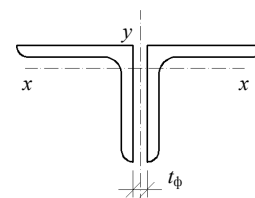
Толщина, мм	Ширина, мм
6; 7	1100; 1250; 1400; 1500; 1600; 1800
8; 9; 10; 11; 12	1100; 1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200; 2500
14; 16; 18; 20; 22; 25	1100; 1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200
28; 30; 32; 36; 40; 45; 50; 55; 60; 65; 70; 75; 80; 85; 90; 100	1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200; 2500

Таблица П.5.2

Уголки равнополочные (выборка из ГОСТ 8509–93)

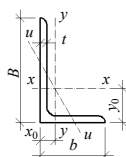


b – ширина полки
 t – толщина полки
 J – момент инерции
 i – радиус инерции

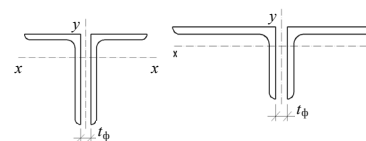


Размеры уголка, мм		Площадь сечения, A , см ²	Плотность, кг/м	z_0 , см	Ось $x-x$		Ось x_0-x_0		Ось y_0-y_0		Радиусы инерции i_y для двух уголков при t_{Φ} , мм		
b	t				I_x , см ⁴	i_x , см	I_{x_0} , см ⁴	i_{x_0} , см	I_{y_0} , см ⁴	i_{y_0} , см	10	12	14
50	5	4,8	3,77	1,42	11,2	1,53	17,8	1,92	4,63	0,98	2,45	2,53	2,61
56	5	5,41	4,25	1,57	16	1,72	25,4	2,16	6,59	1,1	2,69	2,77	2,85
63	5	6,13	4,81	1,74	23,1	1,94	36,6	2,44	9,52	1,25	2,69	3,04	3,12
	6	7,28	5,72	1,78	27,1	1,93	42,9	2,43	11,2	1,24	2,99	3,06	3,14
70	5	6,86	5,38	1,9	31,9	2,16	50,7	2,72	13,2	1,39	3,23	3,3	3,38
	6	8,15	6,39	1,94	37,6	2,15	59,6	2,71	15,5	1,38	3,25	3,33	3,4
75	5	7,39	5,8	2,02	39,5	2,31	62,6	2,91	16,4	1,49	3,42	3,49	3,57
	6	8,78	6,89	2,06	46,5	2,30	73,9	2,90	19,3	1,48	3,44	3,52	3,6
80	6	9,38	7,36	2,19	57	2,47	90,4	3,11	23,5	1,58	3,65	3,72	3,8
	7	10,8	8,51	2,23	65,3	2,45	104	3,09	27	1,58	3,67	3,75	3,82
90	7	12,3	9,64	2,47	94,3	2,77	150	3,49	38,9	1,78	4,06	4,13	4,21
100	7	13,8	10,8	2,71	131	3,08	207	3,88	54,2	1,98	4,45	4,52	4,6
	8	15,6	12,2	2,75	147	3,07	233	3,87	60,9	1,98	4,47	4,54	4,62
	10	19,2	15,1	2,83	179	3,05	284	3,84	74,1	1,96	4,52	4,59	4,67

Уголки неравнополочные (выборка из ГОСТ 8510–86*)

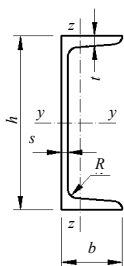


B, b – ширина полки
 t – толщина полки
 I – момент инерции
 i – радиус инерции



Размеры уголка, мм			Площадь сечения, $A, \text{см}^2$	Плотность, кг/м	Расстояние от центра тяжести, см		Ось x-x, см	Ось y-y, см	Ось u-u, см	Радиусы инерции i_y для двух уголков при t_ϕ , мм			Радиусы инерции i_y для двух уголков при t_ϕ , мм		
B	b	t			y_0	x_0	i_x	i_y	i_u	10	12	14	10	12	14
75	50	5	6,11	4,79	2,39	1,17	2,39	1,43	1,09	2,2	2,28	2,36	3,75	3,83	3,9
90	56	6	8,54	6,7	2,95	1,28	2,88	1,58	1,22	2,38	2,45	2,53	4,49	4,57	4,65
100	63	6	9,59	7,53	3,23	1,42	3,2	1,79	1,38	2,62	2,7	2,77	4,92	4,99	5,07
		7	11,1	8,7	3,28	1,46	3,19	1,78	1,37	2,64	2,72	2,78	4,95	5,02	5,1
110	70	8	13,9	10,9	3,61	1,64	3,51	1,98	1,52	2,92	2,99	3,07	5,41	5,49	5,56
125	80	8	16	12,5	4,05	1,84	4	2,28	1,75	3,27	3,34	3,41	6,06	6,13	6,21
		10	19,7	15,5	4,14	1,92	3,98	2,26	1,74	3,31	3,37	3,46	6,11	6,19	6,27
140	90	8	18	14,1	4,49	2,03	4,49	2,58	1,98	3,61	3,69	3,76	6,72	6,79	6,86
		10	22,2	17,5	4,58	2,12	4,47	2,56	1,96	3,67	3,74	3,82	6,77	6,84	6,92
160	100	9	22,9	18	5,19	2,23	5,15	2,85	2,2	3,95	4,02	4,09	7,67	7,75	7,82
		10	25,3	19,8	5,23	2,28	5,13	2,84	2,19	3,97	4,04	4,12	7,69	7,77	7,84
		12	30	23,6	5,32	2,36	5,11	2,82	2,18	4,02	4,09	4,16	7,74	7,82	7,9
180	110	10	28,3	22,2	5,88	2,44	5,8	3,12	2,42	4,29	4,36	4,43	8,62	8,7	8,77
		12	33,7	26,4	5,97	2,52	5,77	3,1	2,4	4,33	4,4	4,47	8,67	8,75	8,82
200	125	11	34,9	27,4	6,5	2,79	6,45	3,58	2,75	4,86	4,93	5	9,51	9,59	9,66
		12	37,9	29,7	6,54	2,83	6,43	3,57	2,74	4,88	4,95	5,02	9,54	9,62	9,68
		14	43,9	34,4	6,62	2,91	6,41	3,54	2,73	4,92	4,99	5,06	9,58	9,65	9,73
		16	49,8	39,1	6,71	2,99	6,38	3,52	2,72	4,95	5,03	5,1	9,63	9,7	9,78

Швеллеры с уклоном внутренних граней полок по ГОСТ 8240–97

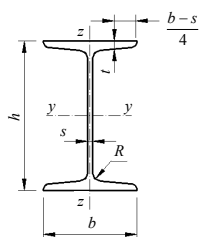


№ швеллера	Размеры, мм					P_q , кг/м	$A, \text{см}^2$	Справочные данные для осей						z_0
	h	b	s	t	R			x-x			y-y			
								$I_x, \text{см}^4$	$W_{x_3}, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_{y_3}, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	
10	100	46	4,5	7,6	7	8,59	10,9	174	34,8	3,99	20,4	6,46	1,37	1,44
12	120	52	4,8	7,8	7,5	10,40	13,3	304	50,6	4,78	31,2	8,52	1,53	1,54
14	140	58	4,9	8,1	8	12,30	15,6	491	70,2	5,60	45,4	11,0	1,7	1,67

№ швеллера	Размеры, мм					P_q , кг/м	A , см ²	Справочные данные для осей						z_0
	h	b	s	t	R			x-x			y-y			
								I_x , см ⁴	W_{x3} , см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_{y3} , см ³	i_y , см	
16	160	64	5	8,4	8,5	14,20	18,1	747	93,4	5,42	63,3	13,8	1,87	1,8
18	180	70	5,1	8,7	9	16,30	20,7	1090	121,0	7,24	86,0	17,0	2,04	1,94
20	200	76	5,2	9	9,5	18,40	23,4	1520	152,0	8,07	113,0	20,5	2,2	2,07
22	220	82	5,4	9,5	10	21,0	26,7	2110	192,0	8,89	151,0	25,1	2,37	2,21
24	240	90	5,6	10	10,5	24,0	30,6	2900	242,0	9,73	208,0	31,6	2,6	2,42
27	270	95	6	10,5	11	27,70	35,2	4160	308,0	10,90	262,0	37,3	2,73	2,47
30	300	100	6,5	11	12	31,80	40,5	5810	387,0	12,0	327,0	43,6	2,84	2,52
33	330	105	7	11,7	13	36,50	46,5	7980	484,0	13,10	410,0	51,8	2,97	2,59
36	360	110	7,5	12,6	14	41,90	53,4	10820	601,0	14,20	513,0	61,7	3,1	2,68
40	400	115	8	13,5	15	48,30	61,5	15220	761,0	15,70	642,0	73,4	3,23	2,75

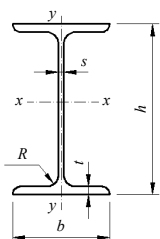
Таблица П.5.5

Балки двутавровые по ГОСТ 8239–89



№ балки	Размеры, мм					P_q , кг/м	A , см ²	Справочные данные для осей						I_z
	h	b	s	t	R			x-x			y-y			
								I_x , см ⁴	W_{x3} , см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_{y3} , см ³	i_y , см	
10	100	55	4,5	7,2	7	9,46	12	198	39,7	4,06	17,9	6,49	1,22	2,28
12	120	64	4,8	7,3	7,5	11,5	14,7	350	58,4	4,88	27,9	8,72	1,38	2,88
14	140	73	4,9	7,5	8	13,7	17,4	572	81,7	5,73	41,9	11,5	1,55	3,59
16	160	81	5	7,8	8,5	15,9	20,2	873	109	6,57	58,6	14,5	1,70	4,46
18	180	90	5,1	8,1	9	18,4	23,4	1290	143	7,42	82,6	18,4	1,88	5,60
20	200	100	5,2	8,4	9,5	21	26,8	1840	184	8,28	115	23,1	2,07	6,92
22	220	110	5,4	8,7	10	24	30,6	2550	232	9,13	157	28,6	2,27	8,60
24	240	115	5,6	9,5	10,5	27,3	34,8	3460	289	9,97	198	34,5	2,37	11,1
27	270	125	6	9,8	11	31,5	40,2	5010	371	11,2	260	41,5	2,54	13,6
30	300	135	6,5	10,2	12	36,5	46,5	7080	472	12,3	337	49,9	2,69	17,4
33	330	140	7	11,2	13	42,2	53,8	9840	597	13,5	419	59,9	2,79	23,8
36	360	145	7,5	12,3	14	48,6	61,9	13380	743	14,7	516	71,1	2,89	31,4
40	400	155	8,3	13	15	57	72,6	19062	953	16,2	667	86,1	3,03	40,6
45	450	160	9	14,2	16	66,5	84,7	27696	1231	18,1	808	101	3,09	54,7
50	500	170	10	15,2	17	78,5	100	39727	1589	19,9	1043	123	3,23	75,4
55	550	180	11	16,5	18	92,6	118	55962	2035	21,8	1356	151	3,39	100
60	600	190	12	17,8	20	108	138	78806	2560	23,6	1725	182	3,54	135

Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020–83



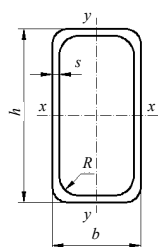
№ профиля	Линейная плотность, кг/м	Размеры, мм					Площадь сечения, см ²	Справочные данные для осей						
		h	b	s	t	R		x-x			y-y			
								I _x , см ⁴	W _x , см ³	S _{x₃} , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
Нормальные двутавры														
10Б1	8,1	100,0	55	4,1	5,7	7	10,32	171	34,2	19,7	4,07	16,9	5,8	1,24
12Б1	8,7	117,6	64	3,8	5,1		11,03	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,42
12Б2	10,4	120,0	64	4,4	6,3	7	13,21	318	53,0	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
14Б1	10,5	137,4	73	3,8	5,6		13,39	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10	1,65
14Б2	12,9	140,0	73	4,7	6,9	9	16,43	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1	12,7	157,0	82	4	5,9		16,18	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	15,8	160,0	82	5	7,4	9	20,09	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
18Б1	15,4	177,0	91	4,3	6,5		19,58	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,04
18Б2	18,8	180,0	91	5,3	8	12	23,95	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1	22,4	200,0	100	5,6	8,5		28,49	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23
23Б1	25,8	230,0	110	5,6	9	12	32,91	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
26Б1	28	268,0	120	5,8	8,5		35,62	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	31,2	261,0	120	6	10	15	39,70	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70
30Б1	32,9	296,0	140	5,8	8,5		41,92	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	36,6	299,0	140	6	10	18	46,67	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
35Б1	38,9	346	155	6,2	8,5		49,53	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	43,3	349	155	6,5	10	21	55,17	11050	662,2	373,0	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	48,1	392	165	7	9,5		61,25	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	54,7	396	165	7,5	11,5	21	69,72	18530	935,7	529,7	16,30	865	104,8	3,52
45Б1	59,8	443	180	7,8	11		76,23	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	67,5	447	180	8,4	13	24	85,96	28870	1291,9	732,9	18,32	1269	141	3,84
50Б1	73,0	492	200	8,8	12		92,98	37160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16
50Б2	80,7	496	200	9,2	14	24	102,80	42390	1709	970,2	20,30	1873	187,3	4,27
55Б1	89	543	220	9,5	13,5		113,37	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61
55Б2	97	547	220	10	15,5	26	124,75	62790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4,70
60Б1	106,2	593	230	10,5	15,5		135,26	78760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83
60Б2	115,6	597	230	11	17,5	26	147,30	87640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92
70Б1	129,3	691	260	12	15,5		164,70	125930	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26
70Б2	144,2	697	260	12,5	18,5	30	183,60	145912	4187	2393	28,19	5437	418,3	5,44
80Б1	159,5	791	280	13,5	17		203,20	199500	5044	2917	31,33	6244	446,0	5,54
80Б2	177,9	798	280	14	20,5	30	226,60	232200	5820	3343	32,01	7527	537,6	5,76
90Б1	194	893	300	15	18,5		247,10	304400	6817	3964	35,09	8365	557,6	5,82
90Б2	213,8	900	300	15,5	22	30	272,40	349200	7760	4480	35,80	9943	662,8	6,04
100Б1	230,6	990	320	16	21		293,82	446000	9011	5234	38,96	11520	719,9	6,26
100Б2	258,2	998	320	17	25	30	328,90	516400	10350	5980	39,62	13710	856,9	6,46

Приложения

Окончание табл. П.5.6

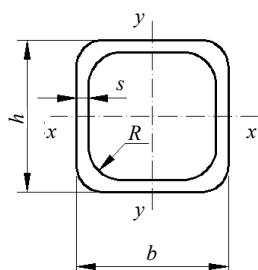
№ профи- ля	Линей- ная плот- ность, кг/м	Размеры, мм					Пло- щадь сечения, см ²	Справочные данные для осей						
		h	b	s	t	R		x-x				y-y		
								I _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
100Б3 100Б4	285,7 314,5	1006 1013	320 320	18 19,5	29 32,5		364,0 400,60	597700 655400	11680 12940	6739 7470	40,18 40,45	15900 17830	993,9 1114, 3	6,61 6,67
Широкополочные двутавры														
20Ш1	30,6	196	193	6	9	13	38,95	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	36,2	226	155	6,5	10	14	46,06	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	42,7	251	180	7	10	16	54,37	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	49,2	255	180	7,5	12		62,73	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	53,6	291	200	8	11	18	68,31	10400	715	398	12,34	1470	147,0	4,64
30Ш2	61	295	200	8,5	13		77,65	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	68,3	299	200	9	15		87	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80
35Ш1	75,1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	82,2	341	250	10,0	14		104,74	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	91,3	345	250	10,5	16		116,30	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1	96,1	388	300	9,5	14	22	122,40	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	111,1	392	300	11,5	16		141,60	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	123,4	396	300	12,5	18		157,20	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	114,4	484	300	11	15	26	145,7	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	138,7	489	300	14,5	17,5		176,6	75530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	156,4	495	300	15,5	20,5		199,2	84200	3402	1923	20,56	9520	617	6,81
50Ш4	174,1	501	300	16,5	23,5		221,7	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	142,1	580	320	12	17	28	181,1	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	176,9	587	320	15	20,5		225,3	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	205,5	595	320	18	24,5		261,8	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
60Ш4	234,2	603	320	20	28,5		298,34	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	169,9	683	320	13,5	19	30	216,4	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	197,6	691	320	15	23		251,7	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	235,4	700	320	18	27,5		299,8	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	268,1	708	320	20,5	31,5		341,6	284400	8033	5498	28,85	17270	1079	7,11
Колонные двутавры														
20К1	41,5	195	200	6,5	10	13	52,82	3820	392	216	8,50	1334	133	5,03
20К2	46,9	198	200	7	11,5	13	59,7	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23К1	52,2	227	240	7	10,5	14	66,51	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23К2	59,5	230	240	8	12	14	75,77	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26К1	65,2	255	260	8	12	16	83,08	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26К2	73,2	258	260	9	13,5	16	93,19	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26К3	83,1	262	260	10	15,5	16	105,90	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30К1	84,8	396	300	9	13,5	18	108,0	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,50
30К2	96,3	300	300	10	15,5	18	122,7	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30К3	108,9	304	300	11,5	17,5	18	138,72	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35К1	109,7	343	350	10	15,0	20	139,7	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35К2	125,9	348	350	11	17,5	20	160,4	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
35К3	144,5	353	350	13	20,0	20	184,1	42970	2435	1351	15,28	14300	817	8,81
40К1	138,0	393	400	11	16,5	22	175,8	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10
40К2	165,6	400	400	13	20,0	22	210,96	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40К3	202,3	409	400	16	24,5	22	357,8	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40К4	242,2	419	400	19	29,5	22	308,6	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,10
40К5	291,2	431	400	23	35,5	22	371,0	121570	5642	3217	18,10	37910	1896	10,11

Гнутые замкнутые сварные профили



Профили стальные гнутые замкнутые сварные прямоугольные по ГОСТ 25577–2006

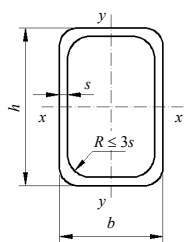
Размеры, мм				Линейная плотность, кг/м	Площадь сечения, см ²	Справочные данные для осей							
h	b	s	R			x-x				y-y			
						I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	S _y , см ³
Из сталей ВстЗпс, ВстЗкп, ГОСТ 380–2005													
180	125	5	12	22,18	28,26	1265,94	140,66	6,69	85,20	726,58	116,25	5,07	66,63
180	75	5	12	18,26	23,26	883,02	98,11	6,16	63,33	226,38	60,37	3,12	34,44
160	120	3	6	12,60	16,05	601,73	75,22	6,12	44,69	388,86	64,81	4,92	36,67
97	80	3	6	7,76	9,87	134,73	27,78	3,69	21,99	100,45	25,11	3,19	14,50
Из сталей ВстЗпс ГОСТ 380–2005, 09Г2 ГОСТ 19281–89*													
230	100	8	22	36,64	46,47	2804,05	243,88	7,75	159,76	770,24	154,05	4,06	89,73
230	100	5	22	23,47	29,90	1868,01	162,44	7,90	104,48	525,05	105,01	4,19	59,31
160	130	7	18	28,30	36,06	1263,31	157,91	5,92	96,54	921,02	141,70	5,05	83,99
150	100	8	22	27,02	34,42	959,61	127,96	5,28	81,39	513,87	102,77	3,86	61,77



Продолжение табл. П.5.7

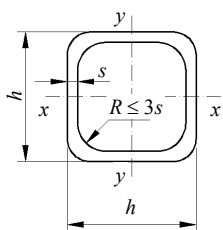
Профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратные по ГОСТ 25577–2006

Размеры, мм			Масса 1 м, кг	Площадь сечения, см ²	Справочные данные для осей			
h	s	R, не более			x-x			
					I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³
Из сталей ВСтЗкп, ВСтЗпс, ГОСТ 380–2005								
110	3	6	9,79	12,75	233,59	42,47	4,33	24,70
100	4	8	11,50	14,70	234	48,90	3,87	26
Из сталей ВСтЗпс ГОСТ 380–2005, 09Г2 ГОСТ 19281–89*								
150	8	22	32,86	41,86	1329,97	177,23	5,64	107,63
140	8	22	30,36	38,67	1055,26	150,75	5,22	92,08
140	7	18	27,21	34,66	974,21	139,17	5,30	83,87
140	5	12	20,22	25,76	780,54	108,62	5,43	64,01
110	6	14	18,22	23,31	398,80	72,51	4,15	43,91
100	5	12	13,94	17,76	255,57	51,11	3,79	30,76
100	4	10	11,47	14,54	215,73	43,15	3,85	25,59
80	4	10	8,90	11,34	104,21	26,05	3,03	15,69



Профили гнутые замкнутые сварные прямоугольные по ТУ 36-2287-80
(с изменением № 2)

Размеры, мм			Линейная плотность, кг/м	Площадь сечения, см ²	Справочные данные для осей					
h	b	s			x-x			y-y		
					I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
100	60	4	9,55	12,16	162,6	32,5	3,66	72,2	24,1	2,44
		5	11,78	15	196,2	39,2	3,62	86,2	28,7	2,40
		6	13,94	17,76	227,4	45,5	3,58	99	33	2,36
120	80	4	12,06	15,36	309	51,5	4,48	164	41	3,27
		5	14,92	19	375,6	62,6	4,44	198	49,5	3,23
		6	17,71	22,56	438,2	73,0	4,40	229	57,2	3,19
140	60	4	12,06	15,36	375,3	53,6	4,94	97,3	32,4	2,52
		5	14,92	19	456,6	65,2	4,90	117	39	2,48
		6	17,71	22,56	533,1	76,2	4,86	134	44,7	2,43
140	100	4	14,57	18,56	523,4	74,8	5,31	310,1	62	4,09
		5	18,06	23	638,9	91,3	5,27	376,9	75,4	4,05
		6	21,48	27,36	748,7	106,9	5,23	439,7	88	4,01
		7	24,84	31,64	835,1	121,8	5,19	498,9	99,8	3,97
160	80	4	14,57	18,56	623,5	77,9	5,80	210	52,5	3,36
		5	18,06	23	761,9	95,2	5,75	253,9	63,5	3,32
		6	21,48	27,36	893,5	111,6	5,71	294,9	73,7	3,28
		7	24,84	31,64	1018,9	127,3	5,67	332,9	83,2	3,24
160	120	4	17,08	21,76	818,3	102,3	6,13	524,4	87,4	4,91
		5	21,19	27	1002,2	125,2	6,09	640,2	105,7	4,87
		6	25,24	32,16	1178,3	147,2	6,05	750,4	125,1	4,83
		7	29,20	37,24	1346,9	168,3	6,01	855	142,5	4,79
		8	33,16	42,24	1508,1	188,5	5,97	954,2	159	4,75
180	60	5	18,06	23	868,9	96,5	6,15	147	49	2,53
		6	21,48	27,36	1019,3	113,2	6,10	169	56,4	2,48
		7	22,84	31,64	1162,5	129,2	6,06	189,4	63,1	2,44
180	100	6	25,24	32,16	1382,8	153,6	6,55	545,9	109,2	4,12
		7	29,20	37,24	1581,7	175,7	6,51	620,1	124	4,08
		8	33,16	42,24	1772,3	196,9	6,48	690	138	4,04
180	140	5	24,30	31	1481,5	164,6	6,91	1003,6	143,4	5,69
		6	29,01	36,96	1746,2	194	6,87	1180	168,6	5,65
		7	33,63	42,84	2001	222,3	6,83	1348,8	192,7	5,61
		8	38,18	48,64	2246	249,5	6,79	1510,3	215,8	5,57
200	160	5	27,47	35	2092,9	209,3	7,73	1482,9	185,4	6,51
		6	32,78	41,76	2471,5	247,1	7,69	1747,8	218,5	6,47
		7	38	48,44	2837,5	283,7	7,65	2002,8	250,4	6,43
		8	43,20	55,04	3191,2	319,1	7,61	2248,1	281	6,39

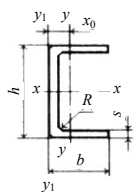


Профили гнутые замкнутые сварные квадратные по ТУ 36-2287-80 (с изменением № 2)

Размеры, мм		Линейная плотность, кг/м	Площадь сечения, см ²	Справочные данные для осей		
h	s			x-x и y-y		
				I _x = I _y , см ⁴	W _x = W _y , см ³	i _x = i _y , см
80	3	7,26	9,24	91,4	22,8	3,14
	4	9,54	12,16	117,3	29,3	3,10
	5	11,77	15	141,2	35,3	3,07
	6	13,94	17,76	163,1	40,7	3,03
100	3	9,13	11,64	182,7	36,5	3,96
	4	12,05	15,36	236,3	47,2	3,92
	5	14,92	19	286,5	57,3	3,89
	6	17,71	22,56	333,5	66,7	3,84
120	3	11,02	14,04	320,5	53,4	4,77
	4	14,57	18,56	416,7	69,4	4,74
	5	18,06	23	507,9	84,6	4,69
	6	21,48	27,36	594,2	99	4,66
140	4	17,08	21,76	671,3	95,9	5,55
	5	21,19	27	821,2	117,3	5,51
	6	25,24	32,16	964,3	137,7	5,48
	7	29,23	37,24	1100,9	157,2	5,44
160	4	19,6	24,96	1013	126,6	6,37
	5	24,33	31	1242,5	155,3	6,33
	6	29,01	36,96	1463,1	182,8	6,29
	7	33,63	42,84	1647,9	209,3	6,25
180	4	38,18	48,64	1878,1	234,7	6,21
	5	27,47	35	1787,9	198,6	7,15
	6	32,78	41,76	2109,7	234,4	7,11
	7	38,02	48,44	2420,2	268,9	7,07
8	43,21	55,04	2719,7	302,1	7,03	

Таблица П.5.8

Гнутые открытые профили



Швеллеры стальные гнутые равнополочные по ГОСТ 8278-83*

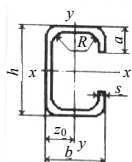
Размеры, мм				Линейная плотность, кг/м	Площадь сечения, см ²	Справочные данные для осей							
h	b	x	R, не более			x-x				y-y			x ₀ , см
						I _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	
60	32	3	4	26,7	3,40	18,31	6,10	3,62	2,32	3,38	1,52	1,00	0,97
80	50	4	6	5,18	6,60	65,98	16,50	9,65	3,16	16,60	4,48	1,58	1,60
100	50	3	4	4,47	5,68	87,88	15,57	10,24	3,93	14,05	3,90	1,57	1,39
120	60	4	6	7,07	9,0	198,65	33,11	19,37	4,70	31,91	7,42	1,88	1,70

Приложения

Продолжение табл. П.5.8

Размеры, мм				Линейная плотность, кг/м	Площадь сечения, см ²	Справочные данные для осей							x ₀ , см
h	b	x	R, не более			x-x				y-y			
						I _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	
120	60	5	7	8,71	11,09	239,63	39,94	23,60	4,67	38,73	9,10	1,87	1,74
140	60	4	6	7,70	9,8	285,42	40,77	24,08	5,39	33,57	7,59	1,85	1,57
160	80	4	6	9,58	12,20	489,16	61,14	35,42	6,33	78,01	13,44	2,53	2,20
160	80	5	7	11,85	15,09	595,66	74,46	43,45	6,28	95,40	16,57	2,51	2,24
180	80	5	7	13,68	16,09	784,86	87,21	51,24	6,98	99,15	16,86	2,48	2,12
200	80	4	6	10,83	13,81	823,48	82,35	48,43	7,72	83,67	13,86	2,46	1,96
200	80	5	7	13,42	17,09	1006,26	100,63	59,54	7,67	102,45	17,10	2,45	2,01
250	125	6	9	22	28,10	2720,0	218,0	126,0	9,85	399,0	45,50	3,77	3,23
300	100	8	12	29,53	37,62	4694,84	312,98	189,27	11,17	327,88	42,94	2,95	2,37

Окончание табл. П.5.8

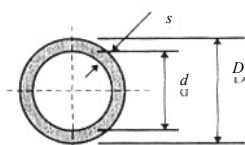


Профили стальные гнутые С-образные равнополочные ГОСТ 8282–83*

Размеры, мм					Линейная плотность, кг/м	Площадь сечения, см ²	Справочные данные для осей						z ₀ , см
h	b	a	s	R, не более			x-x			y-y			
							I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	
62	66	17,5	3	4,5	4,89	6,23	40,14	12,95	2,54	36,65	9,61	2,39	2,89
65	32	8	1	1,5	1,08	1,38	9,38	2,69	2,61	1,89	0,88	1,17	1,05
65	32	8	1,6	3	1,66	2,11	13,92	4,28	2,57	2,70	1,25	1,13	1,04
100	50	10	2	3	3,22	4,12	65,59	13,12	4	12,64	3,60	1,76	1,56
100	80	35	5	7,5	11,53	14,68	220,49	44,11	3,87	33,57	30,47	3,02	3,62
120	55	18	5	7,5	9,15	11,66	245,74	40,96	4,59	42,52	11,65	1,91	1,85
160	50	20	3	4,5	6,56	8,36	306,37	38,30	6,05	27,17	7,74	1,80	1,49
160	60	32	4	6	9,87	12,57	462,01	37,75	6,05	65,78	7,16	2,29	2,14
300	60	50	5	7,5	19,12	24,36	2861,55	190,77	10,84	125,61	30,42	2,27	1,87
400	160	50	3	4,5	18,85	24,01	6073,68	303,68	15,91	884,54	80,83	6,07	5,06
400	160	60	4	10	25,33	32,27	8028,19	401,41	15,77	1219,71	113,92	6,15	5,29
550	65	30	4	6	22,41	28,55	10258,7	373,04	18,96	110,32	20,64	1,97	1,16
410	65	30	4	6	18,01	22,95	4872,87	237,70	14,57	103,88	20,33	2,13	1,39

Таблица П.5.9

Трубы стальные электросварные прямошовные по ГОСТ 10704–91

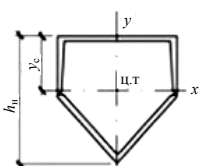


Размеры, мм		Линейная плотность, кг/м	Площадь, см ²	Радиус инерции, см	Размеры, мм		Линейная плотность, кг/м	Площадь, см ²	Радиус инерции, см
D	s				D	s			
63,5	3,5	5,2	6,6	2,1	168	5,0	20,1	25,6	5,8
	3,8								

Размеры, мм		Линейная плотность, кг/м	Пло- щадь, см ²	Радиус инерции, см	Размеры, мм		Линейная плотность, кг/м	Пло- щадь, см ²	Радиус инерции, см
D	s				D	s			
70	3,5	5,7	7,3	2,4	219	6,0	24,0	30,5	5,7
	3,8	6,2	7,9	2,4		7,0	27,8	35,4	5,7
	4,0	6,5	8,3	2,3		5,0	26,4	33,6	7,6
76	4,0	7,1	9,0	2,6	219	6,0	31,5	40,2	7,5
	4,5	7,9	10,1	2,5		7,0	36,6	46,6	7,5
	5,0	8,8	11,1	2,5		8,0	41,6	53,0	7,5
	5,5	9,6	12,2	2,3		9,0	46,6	59,4	7,4
89	4,0	8,4	10,7	3,0	273	10,0	51,5	65,6	7,4
	4,5	9,4	11,9	3,0		12,0	61,3	78,0	7,3
	5,0	10,4	13,2	3,0		7,0	45,9	58,5	9,4
	5,5	11,3	14,4	3,0		8,0	52,3	66,6	9,4
102	4,0	9,7	12,3	3,5	325	7,0	54,9	69,9	11,2
	4,5	10,8	13,8	3,5		8,0	62,5	79,6	11,2
	5,0	12,0	15,2	3,4		9,0	70,1	89,3	11,2
108	4,0	10,3	13,1	3,7	426	6,0	62,1	79,2	14,9
	4,5	11,5	14,6	3,7		7,0	72,3	92,1	14,8
	5,0	12,7	16,2	3,7		8,0	82,5	105,0	14,8
	5,5	13,9	17,7	3,6		9,0	92,1	118,0	14,8
114	4,5	12,2	15,5	3,9	530	10,0	102,6	131,0	14,7
	5,0	13,4	17,1	3,9		9,0	115,6	147,0	18,4
	5,5	14,7	18,8	3,8		10,0	128,2	163,0	18,4
127	4,5	13,6	17,3	4,3	530	11,0	140,8	179,0	18,4
	5,0	15,0	19,2	4,3		12,0	153,3	197,0	18,3
	5,5	16,5	21,0	4,3		7,0	107,5	137,0	22,0
133	4,5	14,3	18,2	4,6	630	8,0	122,7	153,0	22,0
	5,0	15,8	20,1	4,5		9,0	137,8	175,0	22,0
	5,5	17,3	22,0	4,5		10,0	152,9	195,0	21,9
152	4,5	16,4	20,8	5,2	630	11,0	167,9	214,0	21,9
	5,0	18,1	23,1	5,2		12,0	182,9	233,0	21,8
	5,5	19,9	25,3	5,2					

Таблица П.5.10

Сортамент составных пятигранных профилей, образованных из горячекатаных швеллеров по ГОСТ 8240–97 и горячекатаных равнополочных уголков по ГОСТ 8509–93



№ швеллера	№ уголка	t, мм	h, см	y, см	A, см	J, см	J, см	W, см	W, см	W, см	i, см	i, см
5	3,5	3	5,8	1,9	8,2	23,7	26,5	12,05	6,22	10,61	1,7	1,8
5	3,5	4	5,9	2	8,33	26,4	27,6	13,08	6,84	11,02	1,78	1,82
5	3,5	5	5,9	2,4	9,44	32,4	28,5	14,17	9	11,4	1,85	1,74

№ швеллера	№ уголка	t , мм	h , см	y , см	A , см	J , см	J , см	W , см	W , см	W , см	i , см	i , см
6,5	4,5	3	6,9	2,4	10,16	42,7	56,73	18,82	9,24	17,45	2,05	2,36
6,5	4,5	4	7	2,5	10,99	52,6	59,1	21,1	11,72	18,19	2,19	2,32
6,5	4,5	5	7	2,6	11,8	58,1	61,3	21,83	13,43	18,87	2,22	2,28
8	5,6	4	8,1	2,8	13,36	83,3	11,2	29,54	15,88	27,54	2,5	2,87
8	5,6	5	8,2	4	14,39	98,2	114,8	32,19	19,22	28,69	2,61	2,82
10	7	4,5	9,7	3,5	17,1	167,8	220	48,1	26,8	44	3,13	3,58
10	7	5	9,7	3,6	17,76	176,5	225	48,85	28,75	44,93	3,15	3,55
10	7	6	9,7	3,8	19,05	191,1	233,6	50,01	32,23	46,73	3,17	3,5
10	7	7	9,7	3	20,32	202,3	242,2	50,72	35,1	48,44	3,15	3,45
10	7	8	9,8	4,2	21,57	225,6	250,4	53,87	39,83	50,07	3,23	3,4
12	9	6	12	4,6	23,91	370,5	434	80,6	50,97	72,33	3,94	4,26
12	9	7	12	4,8	25,58	395,3	453,7	82,03	56,11	75,61	3,93	4,21
12	9	8	12	5	27,23	436,2	472,4	86,25	63,14	78,73	3	4,16
12	9	9	12	5,2	28,9	476,9	490	90,42	70,24	81,66	4,06	4,12
14	10	6,5	13	5,1	28,42	548,2	684,5	106,49	68,33	97,78	4,39	4,91
14	10	7	13	5,2	29,35	564,2	698	107,21	71,34	99,71	4,38	4,87
14	10	8	13	5,5	31,2	595,2	724,5	108,71	77,36	103,49	4,37	4,82
14	10	10	13	5,8	34,84	644,4	774,8	110,89	87,55	110,69	4,4	4,71
14	10	12	13	6	38,3	680,6	822	112,39	95,64	117,42	4,21	4,62
14	10	14	13	6,2	41,88	707,5	866	113,5	101,98	123,71	4,11	4,54
14	10	16	13	6,3	45,28	729,9	907	114,54	107,35	129,57	4,01	4,47
16	11	7	14	5,5	33,25	716,9	1025,5	128,51	82,39	128,19	4,64	5,55
16	11	8	14	5,8	35,4	758	1061,5	130,39	89,53	132,68	4,63	5,48
18	12,5	8	16	6,5	40,39	1128,1	1556,8	173,64	118,22	172,97	5,28	6,21
18	12,5	9	16	6,7	42,7	1182,9	1610	175,85	127,03	178,89	5,26	6,14
18	12,5	10	16	6,9	45,03	1227,5	1661	177,35	134,63	184,56	5,22	6,07
18	12,5	12	16	7,2	49,59	1305,6	1760	180,19	148,47	195,55	5,13	5,95
18	12,5	14	16	7,5	54,07	1366,2	1853,9	182,39	159,82	205,99	5,03	5,85
18	12,5	16	16	7,7	58,47	1417,2	1942,8	184,39	169,66	215,87	4,92	5,76
20	14	9	18	7,4	48,12	1678,2	2259,4	226,66	161,44	225,94	5,91	6,85
20	14	10	18	7,6	50,73	1749	2333,6	229,11	172,04	233,36	5,87	6,78
20	14	12	18	8	55,89	1866,4	2477	233,08	190,6	247,69	5,78	6,65
22	16	10	20	8,6	58,13	2704,3	3339,1	314,36	234,92	303,55	6,82	7,58
22	16	11	20	8,9	61,12	2877,2	3450,1	323,84	253,96	313,64	6,86	7,51
22	16	12	20	9,1	64,09	2969,4	3560	326,62	266,98	323,63	6,81	7,45
22	16	14	20	9,5	70,27	3219,9	3772,1	338,39	298,18	342,92	6,77	7,32
22	16	16	20	9,7	75,77	3344,3	3975,7	342,41	317,1	361,43	6,64	7,24
22	16	18	20	9,9	81,49	3452,6	4171	345,97	334,1	379,18	6,51	7,15
22	16	20	20	10,2	87,1	3548,7	4358,3	349,46	349,32	396,2	6,38	7,07
24	18	11	22	9,6	69,3	3807,5	4833,1	394,17	302,94	402,76	7,41	8,34
24	18	12	22	9,9	72,79	4034	4992,8	405,3	325,91	416,06	7,44	8,28
27	20	12	24	10,6	82,4	5420,3	7056,2	512,13	396,85	522,68	8,12	9,26

№ швеллера	№ уголка	t , мм	h , см	J_y , см	A , см	J_x , см	J_y , см	W_x , см	W_y , см	W_z , см	i_x , см	i_y , см
27	20	13	24	10,9	86,05	5704,4	7276,2	525	423,27	538,97	8,14	9,19
27	20	14	24	11,1	89,8	5859,1	7493	529,1	441,58	555,03	8,08	9,13
27	20	16	24	11,5	97,18	6266,1	7915,4	545,51	483,66	586,32	8,03	9,02
27	20	20	25	12,1	111,74	6847,2	8720,4	567,42	548,88	645,95	7,83	8,83
27	20	25	25	12,5	129,49	7415,4	9654	590,89	613,21	715,11	7,57	8,63
27	20	30	25	12,8	146,74	7738,6	10511,1	604,66	653,39	778,59	7,26	8,46
30	22	14	26	11,7	100,88	7610	10280,2	652,3	525,12	685,34	8,69	10,1
30	22	16	26	12,1	109,08	8109,2	10855,4	670,7	572,45	723,69	8,62	9,97
33	25	16	29	13,2	124,9	11467,6	15472,1	871,4	725,05	937,70	9,58	11,13
33	25	18	29	13,6	134,22	12165,7	16316,7	895,31	785,42	988,89	9,52	11,03
33	25	20	29	14	143,46	13059,1	17139,7	931,4	856,05	1038,77	9,54	10,93
33	25	22	29	14,3	152,62	13673,6	18941,6	954,02	908,84	1087,37	9,49	10,84
33	25	25	29	14,6	166,21	14191	19105,5	969,25	962,99	1157,91	9,24	10,72
33	25	28	30	15,1	179,62	15442	20223,8	1023,52	1058,38	1225,69	9,27	10,61
33	25	30	30	15,2	188,46	15705	20944,7	1032,77	1085,3	1269,37	9,13	10,54
36	25	16	29	12,6	131,8	11477,2	18312,1	911,97	704,44	1017,34	9,33	11,79
36	25	18	29	13	141,12	11972,8	19156,7	923,81	752,18	1064,26	9,21	11,65
36	25	20	29	13,4	150,36	12403,3	19979,7	934,55	794,79	1109,99	9,08	11,53
36	25	22	29	13,5	159,52	12763,9	20781,6	943,92	831,23	1154,53	8,95	11,41
36	25	25	29	13,8	173,11	13265,9	21945,5	958,32	882,35	1219,2	8,75	11,26
36	25	28	29	14,1	186,52	13675	23063,8	971,25	924,12	1281,32	8,56	11,12
36	25	30	29	14,2	195,36	13913,8	23784,7	979,54	948,25	1321,37	8,44	11,03

Таблица П.5.11

Сортаменты гофрированных профилей (профилированных листов)

Сортамент профилированных листов типа Н высотой 57 и 60 мм по ГОСТ 24045-94															
Обозначение профилированного листа	Размер сечения, мм														
	h	B_1	t	B	b	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6	h_1 , не менее	h_2	R_1 , не более	S
H57-750-0,7 H57-750-0,8	57	750	0,7 0,8	801	94,5	44	42	20	93	46,5	18	10	7	4	187,5
H60-845-0,7 H60-845-0,8 H60-845-0,9	60	845	0,7 0,8 0,9	902	89,5	50	47	22	122	61	16	14	5	3,5	211,2

Продолжение табл. П.5.11

Обозначение профилированного листа	t , мм	Площадь сечения A , см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные значения на 1 м ширины						Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
				При сжатых узких полках			При сжатых широких полках				
				момент инерции J_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³		момент инерции J_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³			
W_{x1}	W_{x2}	W_{x1}	W_{x2}								
H114-750-0,8	0,8	11,2	9,4	307,9	51,2	57,1	307,9	51,2	57,1	12,5	1400
H114-750-0,9	0,9	12,6	10,5	345,2	57,4	64	345,2	57,4	64	14	
H114-750-1	1	14	11,7	383,6	63,8	71,1	383,6	63,8	71,1	15,4	

Продолжение табл. П.5.11

Сортамент профилированных листов типа С высотой 10 и 18 мм по ГОСТ 24045-94									
Обозначение профилированного листа	Размер сечения, мм				Площадь сечения A , см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочное значение – момент инерции на 1 м ширины при сжатых широких полках J_x , см ⁴	Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
	B	B_1	t	Число гофров, n					
C10-899-0,6	918	899	0,6	9	6	5,1	0,81	5,7	1000
C10-899-0,7			0,7		7	5,9	0,97		
C10-1000-0,6	1022	1000	0,6	10	6,6	5,6	0,8	5,6	1100
C10-1000-0,7			0,7		7,7	6,5	0,98		
C18-1000-0,6	1023	1000	0,6	10	7,5	6,4	3,04	6,4	1250
C18-1000-0,7			0,7		8,8	7,4	3,59		

Продолжение табл. П.5.11

Сортамент профилированных листов типа С высотой 44 мм по ГОСТ 24045-94											
Обозначение профилированного листа	t , мм	Площадь сечения A , см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные значения на 1 м ширины						Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
				При сжатых узких полках			При сжатых широких полках				
				момент инерции J_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³		момент инерции J_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³			
W_{x1}	W_{x2}	W_{x1}	W_{x2}								
C44-1000-0,7	0,7	8,8	7,4	25,4	9,3	15,2	20,7	8,3	8,5	7,4	1250
C44-1000-0,8	0,8	10	8,4	29	10,6	17,4	23,7	9,5	9,7	8,4	

Сортамент профилированных листов типа НС высотой 40 и 44 мм по ГОСТ 24045-94														
Обозначение профилированного листа	Размер сечения, мм			t , мм	Площадь сечения A , см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные значения на 1 м ширины						Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
	h	B	B_1				При сжатых узких полках			При сжатых широких полках				
							момент инерции J_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³		момент инерции J_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³			
								W_{x1}	W_{x2}		W_{x1}	W_{x2}		
НС40-800-0,6	40	852	800	0,6	6,6	5,6	23,3	10,5	13	22,3	9,8	9,4	7,1	1100
НС40-800-0,7				0,7	7,7	6,5	27,1	12,2	15,1	27,1	11,8	12,1	8,1	
НС40-1000-0,7	40	1052	1000	0,7	9,8	8,3	32,9	13,4	16,8	32,9	13	13,6	8,3	1400

Примечания:

1. Листы типа Н предназначены для настилов покрытий.
2. Листы типа С предназначены для обшивки стен.
3. Листы типа НС предназначены для настилов покрытий и обшивки стен.
4. Листы изготовляют из тонколистовой оцинкованной стали по ГОСТ 14918-80* или из тонколистовой оцинкованной стали с повышенными прочностными свойствами по ТУ 14-1-3432-82 и ТУ 14-1-3584-83.
5. По требованию потребителя листы изготовляют с защитно-декоративным лакокрасочным покрытием.

НОРМАЛИ И ОГРАНИЧЕНИЯ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ СООБРАЖЕНИЯМ

6.1. Конструктивные требования к болтовым соединениям

Таблица П.6.1

Нормы расстановки болтов в болтовых соединениях

Характеристика расстояния		Расстояние при размещении болтов
1. Расстояние между центрами болтов в любом направлении	Минимальное	2,5d
	Максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	8d или 12t
	Максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков: при растяжении при сжатии	16d или 24t 12d или 18t
2. Расстояние от центра болта до края элемента	Минимальное вдоль усилия	2,0d
	То же поперек усилия: при обрезных кромках при прокатных кромках	1,5d 1,2d
	Максимальное	4d или 8t
	Минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия	1,3d

Таблица П.6.2

Минимальные габариты для работы с гаечным ключом

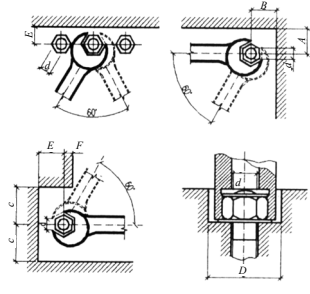
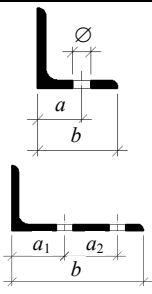
Параметры	Диаметр болта d, мм					
	14–16	18–20	22–24	27	30	
E	25	28	30	35	40	
A	30	35	40	45	50	
B	35	40	45	50	55	
C	38	45	50	58	65	
F	12	16	18	20	25	
D	45	55	62	68	75	

Таблица П.6.3

Риски прокатных профилей. Уголки по ГОСТ 8509 и 8510

	В один ряд			В два ряда			
	b	a	Ø _{max}	b	a ₁	a ₂	Ø _{max}
	45	25	11	(125)	(55)	(35)	(23)
	50	30	13	(140)	(60)	(45)	(25)
	56	30	15	[140]	[55]	[55]	[19]
	63	35	17	(160)	(65)	(60)	(25)
	70	40	19	[160]	[65]	[65]	[21]
	75	45	21	180	65	80	25
	80	45	21	200	80	80	25
	90	50	23	220	90	90	28,5
	100	55	23	250	100	90	28,5
	110	60	25				
	125	70	25				

Примечание. Значения в круглых скобках даны для расположения болтов только в шахматном порядке, а в квадратных – только в рядовом порядке.

Таблица П.6.4

Балки двутавровые по ГОСТ 8239

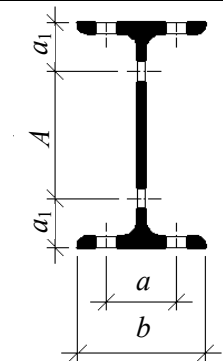
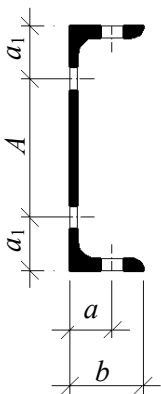
	№ профиля	Полка			Стенка		
		<i>b</i>	<i>a</i>	\varnothing_{\max}	<i>A</i>	<i>a</i> ₁	\varnothing_{\max}
	10	55	32	9	40	30	11,0
	12	64	36	11,0	48	36	13,0
	14	73	40	11,0	60	40	13,0
	16	81	45	13,0	80	40	15,0
	18	90	50	15,0	80	50	17,0
	20	100	55	17,0	100	50	17,0
	22	110	60	19,0	100	60	21,0
	24	115	60	19,0	120	60	21,0
	27	125	70	21,0	150	60	21,0
	30	135	70	23,0	170	65	23,0
	33	140	80	23,0	200	65	23,0
	36	145	80	23,0	220	70	23,0
	40	155	80	23,0	260	70	25,0
	45	160	90	23,0	310	70	25,0
	50	170	100	25,0	340	80	25,0
	55	180	100	25,0	390	80	25,0
	60	190	110	25,0	420	90	25,0

Таблица П.6.5

Швеллеры по ГОСТ 8240

	№ профиля	Полка			Стенка		
		<i>b</i>	<i>a</i>	\varnothing_{\max}	<i>A</i>	<i>a</i> ₁	\varnothing_{\max}
	5	32	20	9	-	25	7
	6,5	36	20	11	-	32,5	11
	8	40	25	11	-	40	13
	10	46	30	13	34	33	9
	12	52	30	17	40	40	13
	14	58	35	17	50	45	15
	16	64	40	19	60	50	17
	18	70	40	21	70	55	19
	20	76	45	23	80	60	21
	22	82	50	23	90	65	23
	24	90	50	25	110	65	25
	27	95	60	25	130	70	25
	30	100	60	25	160	70	25
	33	105	60	25	190	70	25
	36	110	70	25	210	75	25
	40	115	70	25	250	75	25

6.2. Конструктивные требования к сварным соединениям

Таблица П.6.6

Минимальные значения катета шва k_f

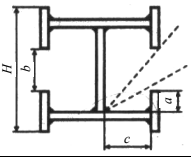
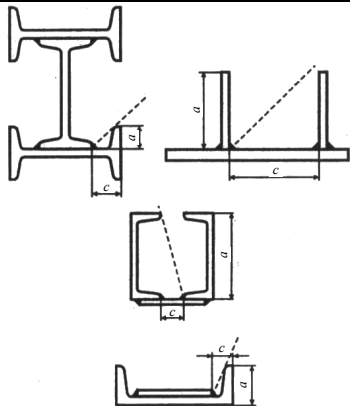
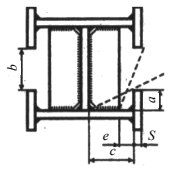
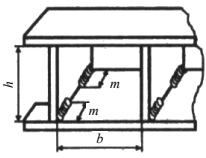
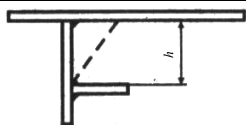
Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали, кН/см ²	k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов <i>t</i> , мм						
			4–5	6–10	11–16	17–22	23–32	33–40	51–80
Тавровое с двусторонними угловыми швами, нахлесточное и угловое	Ручная дуговая	До 28,5	4	4	4	5	5	6	6
		(включительно)	4	5	6	7	8	9	10
		Св. 28,5–39	5	6	7	8	9	10	12

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали, кН/см ²	k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм						
			4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40	51-80
	Механизованная	До 28,5	3	4	4	5	5	6	6
		Св. 28,5-39	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 39-59	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная дуговая	До 37,5	5	6	7	8	9	10	12
	Механизованная	До 37,5	4	5	6	7	8	9	10

Примечание. В конструкциях из стали с пределом текучести свыше 390 Н/мм² (39 кН/см²), а также из всех сталей при толщине элементов более 80 мм минимальный шов следует принимать по специальным техническим условиям.

Таблица П.6.7

Доступность мест наложения швов при ручной сварке

Эскиз	Требования													
	$b \geq H - 2c$													
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>c</th> <th>a</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>≤ 400</td> <td>≤ 2c</td> </tr> <tr> <td>> 400</td> <td>≤ 600</td> </tr> </tbody> </table>	c	a	≤ 400	≤ 2c	> 400	≤ 600							
c	a													
≤ 400	≤ 2c													
> 400	≤ 600													
	Для приварки ребер $a \leq c$ Недоступный при сварке участок шва $e_{\min} = as/b + 10$													
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>b</th> <th>h</th> <th>m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">> 400</td> <td>250 - 400</td> <td>≤ 800</td> </tr> <tr> <td>≤ 250</td> <td>= h</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">≤ 400</td> <td>≥ 250</td> <td>= 0,63b</td> </tr> <tr> <td>< 250</td> <td>bh/400</td> </tr> </tbody> </table>	b	h	m	> 400	250 - 400	≤ 800	≤ 250	= h	≤ 400	≥ 250	= 0,63b	< 250	bh/400
b	h	m												
> 400	250 - 400	≤ 800												
	≤ 250	= h												
≤ 400	≥ 250	= 0,63b												
	< 250	bh/400												
	Сварка возможна при $h \geq 250$ мм													

Примечание. Все размеры даны в мм.

Ребра жесткости в прокатных двутаврах и швеллерах

Двутавры по ГОСТ 8239										
Тип I					Тип II					
№ профиля	Общие размеры				Тип I			Тип II		
	b	δ	c	e	l ₁	h ₁	Масса 1 шт., кг	l ₂	h ₂	Масса 1 шт., кг
10	25				87	82	0,08	80	78	0,08
12	30	5	4		107	101	0,12	100	97	0,12
14				4	126	120	0,15	119	116	0,14
16	36				146	139	0,24	137	134	0,23
18	40		5		166	158	0,30	157	153	0,29
18a	45				167	157	0,34	157	152	0,33
20		6			185	176	0,38	174	170	0,37
20a	50				186	175	0,43	174	169	0,41
22					206	195	0,47	194	189	0,45
22a	56				206	194	0,52	194	188	0,50
24	50				224	213	0,68	212	207	0,66
24a	56		6	4,5	224	212	0,75	212	206	0,72
27					254	242	0,86	242	236	0,82
27a		8		5	253	240	0,93	240	234	0,89
30	60				284	271	1,04	270	264	1,00
30a			7	5,5	284	270	1,13	270	263	1,08
33	65				312	298	1,24	298	291	1,20
36			8	6	340	326	1,36	325	318	1,30
40			8	6	379	364	1,64	363	356	1,58
45	70	10	10	6,5	425	411	2,30	408	401	2,23
50	75				474	459	2,75	454	447	2,65
55	80		12	7	522	506	3,23	502	494	3,13
60	85		14	7,5	570	553	4,20	547	539	4,05

Допуски на размеры: h_1 и l_1 – 1 мм; $b \pm 2$ мм.

Швеллеры по ГОСТ 8240										
Тип I					Тип II					
№ профиля	Общие размеры				Тип I			Тип II		
	b	δ	c	e	l ₁	h ₁	Масса 1 шт., кг	l ₂	h ₂	Масса 1 шт., кг
8	30			6	65	60	0,07	58	56	0,07
10	40	5	4		87	80	0,13	79	76	0,12

№ профиля	Общие размеры				Тип I			Тип II		
	b	δ	c	e	l_1	h_1	Масса 1 шт., кг	l_2	h_2	Масса 1 шт., кг
12	45				107	99	0,18	99	95	0,17
14	50				127	118	0,24	117	113	0,23
14a	55				126	116	0,31	116	111	0,30
16			5		146	136	0,37	136	131	0,35
16a	60			7	145	134	0,39	134	129	0,37
18					166	155	0,46	154	149	0,43
18a	65	6			165	153	0,49	153	147	0,46
20			6		185	173	0,55	173	167	0,52
20a	70				184	171	0,59	171	165	0,55
22	75				205	192	0,65	191	185	0,62
22a	80				204	190	0,70	190	183	0,66
24			7		225	210	1,09	210	203	1,04
24a	85				224	208	1,15	209	201	1,10
27	90			8	254	239	1,32	238	231	1,26
30		8	8	9	284	268	1,56	268	260	1,49
33	95				312	295	1,82	294	286	1,73
36			9		340	323	1,98	321	313	1,90
40	100		10	10	378	360	2,32	359	350	2,23

Допуски на размеры: h_1 и $l_1 - 1$ мм; $b \pm 2$ мм.

Профили деталей, примыкающих к двутаврам и швеллерам									
Двутавры по ГОСТ 8239									
Тип I					Тип II				
№ профиля	Общие размеры			Тип I			Тип II		
	a	e	r	l	h_1	l_1	c	l_2	h_2
10	25			86		81		70	15
12	30		1,5	106		100	4	90	
14	34	4		126	7	119		106	17
16	38			146		138		124	
18	43			166		157	5		
18a	47			166		156		140	
20				185		175		160	20
20a	52	4,5	2	185		174			
22				205		194		180	
22a	57			205	7,5	193	6		
24	55			224		212		194	
24a	60			224	8	211			23
27		5		254		241		224	
27a	64			253	8,5	239			
30			2,5	284	8	270		250	25
30a	69	5,5		283	8,5	269	7	276	27

Приложения

Окончание табл. П.6.8

№ профиля	Общие размеры			Тип I				Тип II	
	<i>a</i>	<i>e</i>	<i>r</i>	<i>l</i>	<i>h</i> ₁	<i>l</i> ₁	<i>c</i>	<i>l</i> ₂	<i>h</i> ₂
33	66			312	9	298			
36	68	6	3	340	10	326	8	300	
40	73			380		364		340	30
45	75	6,5		427	11,5	411	10	384	33
50	80	7	3,5	476	12	459	12	430	35
55	85			524	13	506		474	38
60	90	7,5	4	572	14	553	14	520	40

Допуски на размеры: *l* и *l*₁ – 1 мм; *a* ± 1 мм; *h*₁ + 0,5 мм; *l*₂ ± 2 мм; *h*₂ ± 1 мм.

Швеллеры с уклоном внутренних граней полок по ГОСТ 8240									
Тип I					Тип II				
№ профиля	Общие размеры			Тип I				Тип II	
	<i>a</i>	<i>e</i>	<i>r</i>	<i>l</i>	<i>h</i> ₁	<i>l</i> ₁	<i>c</i>	<i>l</i> ₂	<i>h</i> ₂
5	28			37	6,5	32		22	14
6,5	32	6		51		45		37	
8	36			66		60	4	50	15
10	42		1,5	86	7	78		68	16
12	47			106		98		86	17
14	53			126		116		102	19
14a	57			125	7,5	115			
16	59			146	7	135	5		
16a	63			145	7,5	133		120	
18	65	7		166	7	154		140	
18a	69			165	7,5	152			
20	72			185	7,5	172	6		22
20a	76			184	8	170			
22	78			205	7,5	191		170	
22a	83			204	8	189			
24	85			225	7,5	209		190	
24a	90	8		224		207			
27	90			254		238		220	
30	94	9	2,5	284		267		246	
33	100			314		295	9	270	30
36	104	10	3	342	9	323	10	300	
40	109			380	10	360		334	33

Допуски на размеры: *l* и *l*₁ – 1 мм; *a* ± 1 мм; *h*₁ + 0,5 мм; *l*₂ ± 2 мм; *h*₂ ± 1 мм.

Учебное издание

Михаил Михайлович Копытов

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ КАРКАСОВ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Учебное пособие

Редактор Т.С. Володина
Технический редактор Н.В. Удлер

Подписано в печать 24.12.2012.
Формат 84×108/16. Бумага офсет. Гарнитура Таймс.
Усл. печ. л. 33,18. Уч.-изд. л. 27,94. Тираж 100 экз. Зак. № 2.

Изд-во ТГАСУ, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2.
Отпечатано с оригинал-макета в ООП ТГАСУ.
634003, г. Томск, ул. Партизанская, 15.