Высшее профессиональное образование

Учебник

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

13-е издание

БАКАЛАВРИАТ

СТРОИТЕЛЬСТВО

ACADEMA

ВЫСШЕЕ ПРОФЕССИОНАЛЬНОЕ ОБРАЗОВАНИЕ

БАКАЛАВРИАТ

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

УЧЕБНИК

Под редакцией Ю.И.КУДИШИНА

13-е издание, исправленное

Для студентов
учреждений высшего профессионального образования,
обучающихся по направлению «Строительство»

ACADEMA

Москва
Издательский центр «Академия»
2011

УДК 624.014(075.8)
ББК 30.4я73
М54

Авторы:

д-ра техн. наук, профессора Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева, А. Б. Пуховский, канд. техн. наук, проф. Г. С. Ведеников, Б. Ю. Уваров, канд. техн. наук, доценты С. М. Астряб, В. Н. Валь, Ю. В. Соколов, Т. Н. Морачевский, канд. техн. наук Д. Н. Стрелецкий

Рецензенты:

зам. директора ЦНИИПСК им. Н. П. Мельникова, д-р техн. наук, проф. *А. Б. Павлов*;
зав. кафедрой «Металлические конструкции и испытания сооружений» Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета, д-р техн. наук, проф. *Г. И. Белый*

Металлические конструкции : учебник для студ. учреждений высш.
М54 проф. образования / [Ю.И.Кудишин, Е.И.Беленя, В.С.Игнатьева и др.] ; под ред. Ю.И.Кудишина. — 13-е изд., испр. — М. : Издательский центр «Академия», 2011. — 688 с. — (Сер. Бакалавриат).
ISBN 978-5-7695-8483-1

Учебник создан в соответствии с требованиями Федерального государственного образовательного стандарта по направлению подготовки «Строительство» (квалификация «бакалавр»).

Рассмотрены вопросы проектирования строительных металлических конструкций, их работа при различных видах нагружений, соединения. Даны основы конструирования и расчетов элементов, каркасов промышленных и гражданских зданий, листовых конструкций, высотных сооружений.

Для студентов учреждений высшего профессионального образования.

Оригинал-макет данного издания является собственностью Издательского центра «Академия», и его воспроизведение любым способом без согласия правообладателя запрещается

УДК 624.014(075.8)
ББК 30.4я73

© Стройиздат, 1976
© Ю. И. Кудишин и коллектив авторов, перераб. и доп., 2006
© Издательский центр «Академия», 2006

ISBN 978-5-7695-8483-1

Светлой памяти
Николая Станиславовича Стрелецкого
посвящают авторы эту книгу

ПРЕДИСЛОВИЕ

Восьмое издание учебника «Металлические конструкции» является переработанным и дополненным. В нем отражены изменения в металлостроительстве и проектировании, произошедшие за последние годы. В частности, написана новая глава, посвященная особенностям технологии расчетов с использованием персональных ЭВМ, существенно переработан раздел листовых конструкций в связи с исключением из учебного плана соответствующего курсового проекта, внесены коррективы, связанные с изменениями в нормативной литературе, а также учтены наиболее важные положения проекта новых Строительных норм и правил проектирования стальных конструкций. Вместе с тем, следуя традициям учебника, сохранены его основные методические положения и структура, разработанные под научным руководством чл.-корр. АН СССР, д-ра техн. наук проф. Н. С. Стрелецкого.

Содержание учебника «Металлические конструкции» соответствует программе курса «Металлические конструкции», читаемого в строительных вузах России по специальности «Промышленное и гражданское строительство». В учебнике приведено достаточное количество сквозных примеров компоновки и расчетов металлических конструкций, обеспечивающих выполнение студентами курсовой работы «Балочная клетка» и курсового проекта «Каркас одноэтажного производственного здания». В приложение помещены необходимые для проектирования нормативные и справочные данные.

Учебник состоит из введения и пяти разделов. Во введении приведена краткая история развития металлических конструкций в нашей стране и за рубежом. Названы имена и творения выдающихся ученых-строителей, представлены область применения металлических конструкций и их свойства.

Первый раздел посвящен основам работы и проектирования элементов металлических конструкций и их соединений. Описаны материалы, используемые в строительных металлических конструкциях, их свойства и особенности работы под нагрузкой. Изложены основные положения методики расчета строительных конструкций по предельным состояниям в сопоставлении с методикой допускаемых напряжений и вероятностным методом. Раскрыты принципы проверки элементов металлических конструкций на прочность, устойчивость, выносливость, хладостойкость, заложенные в отечественных нормах проектирования. Представлены методы конструирования и расчета балок, центрально сжатых колонн и ферм, проиллюстрированные числовыми примерами.

Второй раздел посвящен вопросам проектирования несущих каркасов одноэтажных производственных зданий. Изложены проблемы реконструкции производственных зданий. В главе 17 изложены особенности расчетов металлических конструкций с помощью персональных ЭВМ. В числовом примере выполнен расчет целиком всего каркаса здания по исходным данным, принятым в предыдущих примерах с ручным счетом, приведены сопоставительные результаты.

В третьем разделе изложены основы проектирования несущих конструкций большепролетных покрытий и каркасов многоэтажных зданий. Приведены сведения о наиболее интересных объектах отечественного и зарубежного строительства.

Четвертый раздел, посвященный проектированию листовых конструкций, написан заново в связи с изменением учебной программы в этой части. Рассмотрены вопросы проектирования резервуаров, газгольдеров и бункеров.

В пятом разделе содержатся сведения, отражающие особенности проектирования мачт, башен и опор линий электропередачи.

В заключительной главе (29) рассмотрена структура стоимости металлических конструкций и дана методика определения их технико-экономических показателей на стадии проектирования.

Введение и глава 3 написаны д-ром техн. наук, проф. Е. И. Беленя и дополнены канд. техн. наук, проф. Г. С. Ведениковым; глава 9 — Е. И. Беленя и дополнена канд. техн. наук, проф. Б. Ю. Уваровым; главы 1, 13, 14, 15 — Б. Ю. Уваровым; главы 2, 17, 18 и 19 — д-ром техн. наук, проф. Ю. И. Кудишиным; главы 4, п. 4.1.7, 4.2—4.7, 5, 8 — д-ром техн. наук, проф. В. С. Игнатьевой и дополнены канд. техн. наук, доц. В. П. Вершининым; глава 4, п. 4.1.1—4.1.6, 4.8—4.11 — канд. техн. наук, доц. Ю. В. Соколовым; главы 6, 7, 20 — Г. С. Ведениковым; главы 10, 11, 12, 16, — канд. техн. наук, доц. В. Н. Валем; глава 21 — д-ром техн. наук, проф. А. Б. Пуховским; главы 22 — 25 — канд. техн. наук, доц. С. М. Астряб; главы 26, 27, 28, — канд. техн. наук, доц. Т. Н. Морачевским; глава 29 — канд. техн. наук Д. Н. Стрелецким; приложение составлено Т. Н. Морачевским и дополнено В. П. Вершининым.

ВВЕДЕНИЕ

Краткая история развития металлических конструкций в нашей стране. Понятие «металлические конструкции» включает в себя их конструктивную форму, технологию изготовления и способы монтажа. Уровень развития металлических конструкций определяется, с одной стороны, потребностями в них экономики, а с другой — возможностями технической базы: развитием металлургии, металлообработки, строительной науки и техники. Исходя из этих положений история развития металлических конструкций может быть разделена на пять периодов.

Первый период (с XII до начала XVII в.) характеризуется применением металла в уникальных по тому времени сооружениях (дворцах, церквах и т.п.) в виде затяжек и скреп для каменной кладки. Затяжки выковывали из кричного железа и скрепляли через проушины на штырях. Одной из первых конструкций такого типа являются затяжки Успенского собора во Владимире (1158). По зрелости конструктивного решения выделяется металлическая конструкция, поддерживающая каменый потолок и пол чердака над коридором между притворами Покровского собора — храма Василия Блаженного (рис. В1). Это первая известная нам конструкция, состоящая из стержней, работающих на растяжение, изгиб и сжатие.

Затяжки, поддерживающие пол и потолок в этой конструкции, укреплены для облегчения работы на изгиб подкосами. Поражает, что уже в те времена конструктор знал, что для затяжек, работающих на изгиб, надо применять полосу, поставленную на ребро, а подкосы, работающие на сжатие, лучше делать квадратного сечения.

Второй период (с начала XVII до конца XVIII в.) связан с применением наклонных металлических стропил и пространственных купольных конструкций («корзинок») глав церквей (рис. В2). Стержни конструкций выполнены из кованых брусков и соединены на замках и скрепах горновой сваркой. Конструкции такого типа сохранились до наших дней. Примерами служат перекрытия пролетом 18 м над трапезной Троице-Сергиевой лавры в Сергиевом посаде (1696—1698), перекрытия старого здания Большого Кремлевского Дворца в Москве (1640), каркас купола колокольни Ивана Великого (1603), каркас купола Казанского собора в Петербурге пролетом 15 м (1805) и др.

Третий период (с начала XVIII до середины XIX в.) связан с освоением процесса литья чугунных стержней и деталей. Строятся чугунные мосты и конструкции перекрытий гражданских и промышленных зданий. Соединения чугунных элементов осуществляются на замках или болтах. Первой чугунной конструкцией в России считается перекрытие крыльца Невьянской башни на Урале (1725). В 1784 г. в Петербурге был построен первый чугунный мост. Совершенства чугунные кон-

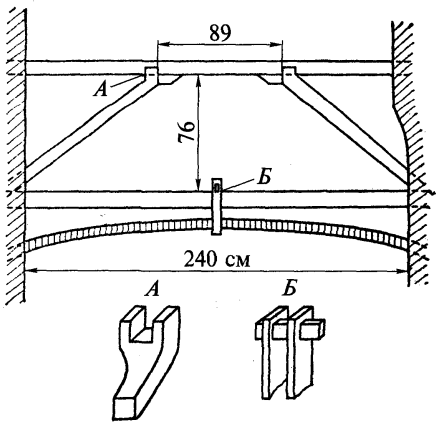


Рис. В1. Перекрытие коридора в Покровском соборе (Москва, 1560 г.)

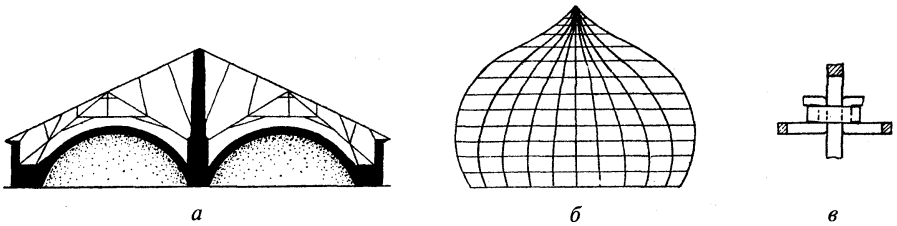


Рис. В2. Металлические конструкции XVII в.:
а — наклонные стропила; *б* — каркас купола; *в* — узел каркаса

струкции в России достигли в середине XIX в. Уникальной чугунной конструкцией 40-х годов XIX в. является купол Исаакиевского собора (рис. В3), собранный из отдельных косяков в виде сплошной оболочки. Конструкция купола состоит из верхней конической части, которая поддерживает каменный барабан, венчающий собор, и нижней, более пологой части. Наружная оболочка купола с помощью легкого железного каркаса опирается на чугунную конструкцию.

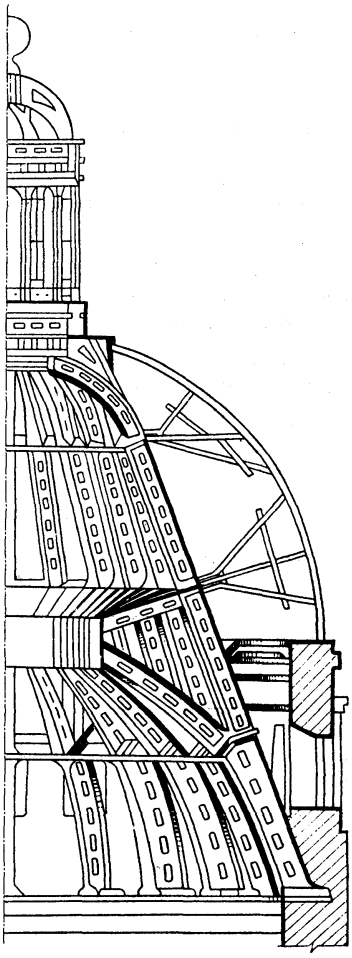


Рис. В3. Купол Исаакиевского собора в Петербурге

Чугунная арка пролетом 30 м применена в перекрытии Александрийского театра в Петербурге (1827—1832).

В 50-е годы XIX в. в Петербурге был построен Николаевский мост с восемью арочными пролетами от 33 до 47 м, являющийся самым крупным чугунным мостом мира. В тот же период наслонные стропила постепенно трансформируются в смешанные железочугунные треугольные фермы (рис. В4). Сначала в фермах не было раскосов (рис. 4, *а*), они появились в конце рассматриваемого периода (рис. В4, *б*). Сжатые стержни ферм часто выполняли из чугуна, а растянутые — из железа. В узлах элементы соединялись через проушины на болтах. Отсутствие в тот период прокатного и профильного металла ограничивало конструктивную форму железных стержней прямоугольным или круглым сечением. Однако преимущества фасонного профиля уже были оценены и стержни уголкового или швеллерного сечения изготовляли гнутьем или ковкой нагретых полос.

Четвертый период (с 30-х годов XIX в. до 20-х годов XX в.) связан с быстрым техническим прогрессом во всех областях техники того времени, в частности в металлургии и металлообработке.

В начале XIX в. кричный процесс получения железа был заменен более совершенным — пудлингованием, а в конце 80-х годов XIX в. — выплавкой железа из чугуна в мартеновских и конвертерных печах. Наряду с уральской базой была создана в России южная база металлургической промышленности. В 30-х годах XIX в. появились заклепочные соединения, чему способствовало изобретение дыропробивного пресса; в 40-х годах XIX в. был освоен процесс получения про-

фильного металла и прокатного листа. В течение 100 последующих лет все стальные конструкции изготовлялись клепаными. Сталь почти полностью вытеснила из строительных конструкций чугун, будучи материалом более совершенным по своим свойствам (в особенности при работе на растяжение) и лучше поддающимся контролю и механической обработке.

Чугунные конструкции во второй половине XIX в. применялись лишь в колоннах многоэтажных зданий, перекрытиях вокзальных дебаркадеров, где могла быть полностью использована хорошая сопротивляемость чугуна сжатию.

В России до конца XIX в. промышленные и гражданские здания строились в основном с кирпичными стенами и небольшими пролетами, для перекрытия которых использовались треугольные металлические фермы (рис. В5). Конструктивная форма этих ферм постепенно совершенствовалась: решетка получила завершение с появлением раскосов, узловые соединения вместо болтовых на проушинах стали выполнять заклепочными с помощью фасонок.

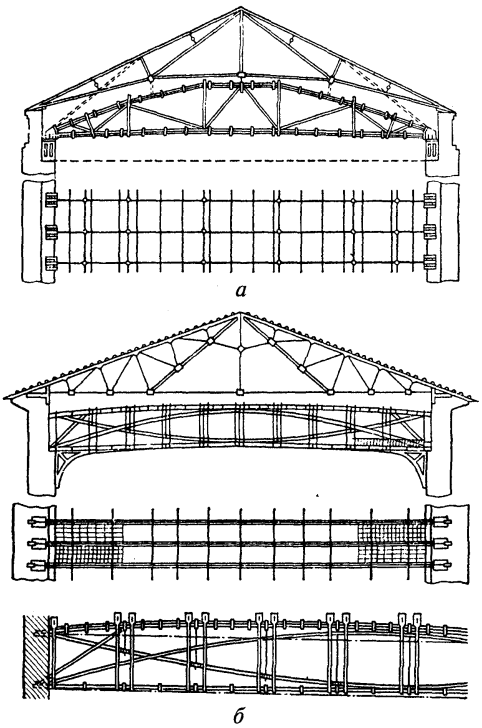


Рис. В4. Перекрытия Зимнего дворца в Петербурге:

а — полуфермы без раскосов; *б* — полуфермы с раскосами

В конце XIX в. применялись решетчатые каркасы рамно-арочной конструкции для перекрытия зданий значительных пролетов. Примерами являются покрытия Сенного рынка в Петербурге (1884) пролетом 25 м, Варшавского рынка пролетом 16 м (1891), Гатчинского вокзала (1890) и др.

Наибольшего совершенства рамно-арочная конструкция достигла в покрытии дебаркадеров Киевского вокзала в Москве (рис. В6), построенного по проекту В. Г. Шухова (1913—1914).

В конструкциях этих сооружений хорошо проработаны компоновочная схема, опорные закрепления и узловые заклепочные соединения.

Во второй половине XIX в. значительное развитие получило металлическое мостостроение в связи с ростом сети железных дорог. В процессе строительства мостов развивалась конструктивная форма металлических конструкций, совершенствовалась теория компоновки и расчета, технология изготовления и монтажа. Принципы проектирования, разработанные в мостостроении, были перенесены затем на промышленные и гражданские объекты. Основателями русской школы мостостроения являются инженер С. В. Кербедз и профессора Н. А. Белелюбский и Л. Д. Проскуряков.

С. В. Кербедз (1810—1899) построил первый в России железный мост с решетчатыми фермами через р. Лугу (1853). Он же является автором самого крупного чугунного моста в Петербурге.

Проф. Н. А. Белелюбский (1848—1922), мостостроитель и ученый, впервые применил раскосную решетку для мостовых ферм (рис. В7), разработал первый в России метрический сортамент прокатных профилей, усовершенствовал методику испытаний строительных материалов, написал первый систематизированный курс по строительной механике.

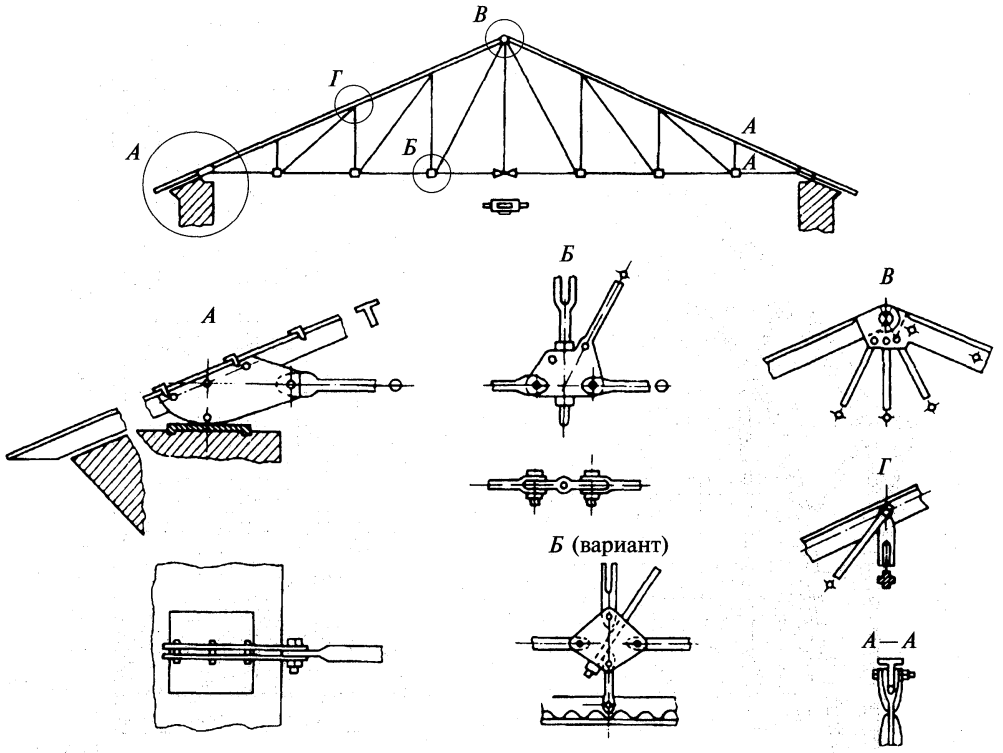


Рис. В5. Стропильная ферма (70-е годы XIX в.)

Проф. Л. Д. Проскуряков (1858—1926) ввел в мостовые фермы треугольную и шпренгельную решетки и разработал теорию о наивыгоднейшем очертании фермы. За проект моста через р. Енисей на Парижской выставке 1900 г. Л. Д. Проскуряков был удостоен золотой медали.

Большой вклад в дальнейшее развитие металлических конструкций в конце XIX и начале XX в. и распространение опыта, накопленного в мостостроении, на металлические конструкции гражданских и промышленных зданий внесли Ф. С. Ясинский, В. Г. Шухов и И. П. Прокофьев. В тот период развитие металлургии, машиностроения и других отраслей промышленности внесло качественное изменение в технологию производства и потребовало оборудования зданий мостовыми кранами. Первое время их устанавливали на эстакадах (рис. В8), однако это загромождало помещение. С увеличением грузоподъемности мостовых кранов и насыщенности ими производства, а также с увеличением высоты и ширины пролетов помещений стало целесообразным строить здания с металлическим каркасом, поддерживающим как ограждающие конструкции, так и пути мостовых кранов. Основным несущим элементом каркаса стала поперечная рама (рис. В9), включающая в себя колонны и ригели (стропильные фермы).

Проф. Ф. С. Ясинский (1858—1899) первый запроектировал многопролетное промышленное здание с металлическими колоннами и разработал большепролетные складчатые и консольные конструкции покрытий. Он же внес значительный вклад в расчет сжатых стержней на продольный изгиб, работающих в упругопластической зоне деформирования стали.

Исключительно плодотворной и разносторонней была деятельность почетного академика В. Г. Шухова (1853—1939). Он первым в мировой практике разработал и постро-

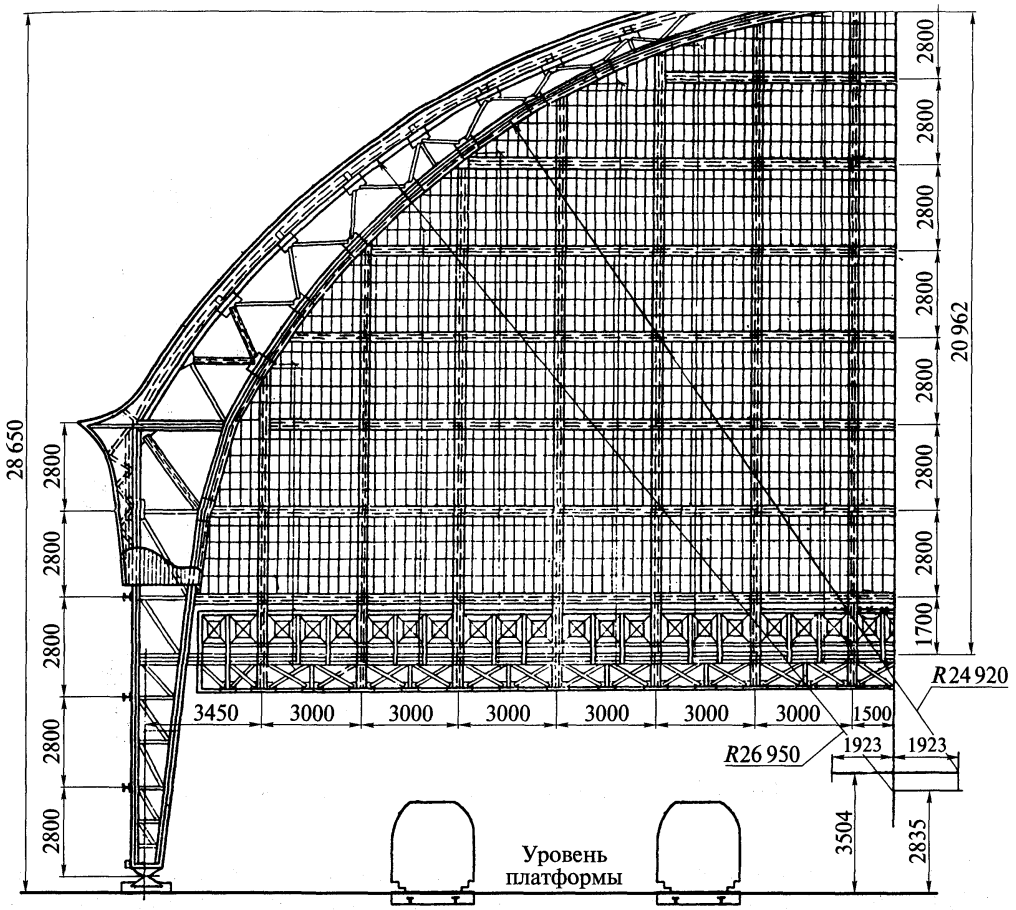


Рис. В6. Перекрытие Киевского вокзала в Москве

ил пространственные решетчатые конструкции покрытий (рис. В10) и башен различного назначения, использовав для них линейчатые поверхности (рис. В11). В построенных им сооружениях реализованы идеи предварительного напряжения конструкций и возведения покрытий в виде висячих систем с эффективным использованием работы металла на растяжение (рис. В12). Этими проектами В. Г. Шухов намного опередил своих современников и предугадал будущие направления в развитии металлических конструкций, закрепив тем самым приоритет нашей страны. Особенно значительна его теоретическая и практическая работа в области резервуаростроения и других листовых конструкций. В. Г. Шухов разработал новые конструктивные формы резервуаров, их расчет и методы нахождения оптимальных параметров.

Профессор И. П. Прокофьев (1877—1958), используя накопленный опыт, опубликовал первую монографию по изготовлению и монтажу металлических мостов и спроектировал ряд уникальных по тому времени большепролетных покрытий (Мурманские и Перовские мастерские Московско-Казанской железной дороги, Московский почтамт, дебакадер Казанского вокзала в Москве).

Пятый период (послереволюционный) начинается с 20-х годов XX в., с первой пятилетки, когда государство приступило к осуществлению широкой программы индустриализации страны.

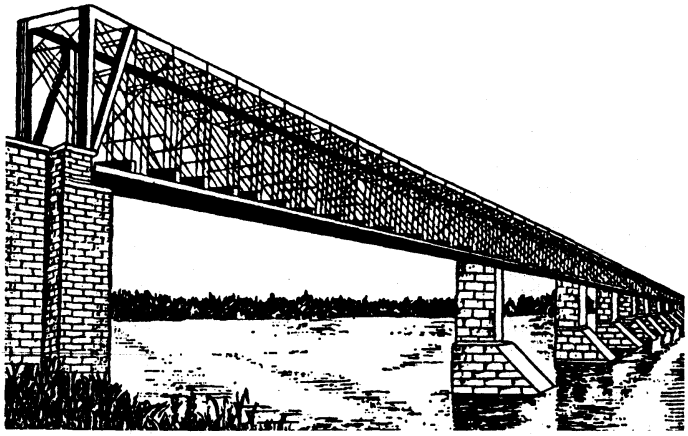


Рис. В7. Сызранский мост через р. Волгу (1879)

К концу 40-х годов XX в. клепаные конструкции были почти полностью вытеснены сварными, более легкими, технологичными и экономичными.

Развитие металлургии уже в 30-е годы XX в. позволило применять в металлических конструкциях вместо обычной малоуглеродистой стали более прочную низколегированную сталь (сталь кремнистую для железнодорожного моста через р. Ципу в Закавказье и сталь ДС для Дворца Советов и москворецких мостов). В середине XX в. номенклатура применяемых в строительстве низколегированных и высокопрочных сталей значительно расширилась, что позволило существенно уменьшить массу конструкций и создать сооружения больших размеров. Кроме стали в металлических конструкциях начали использовать алюминиевые сплавы, плотность которых почти втрое меньше.

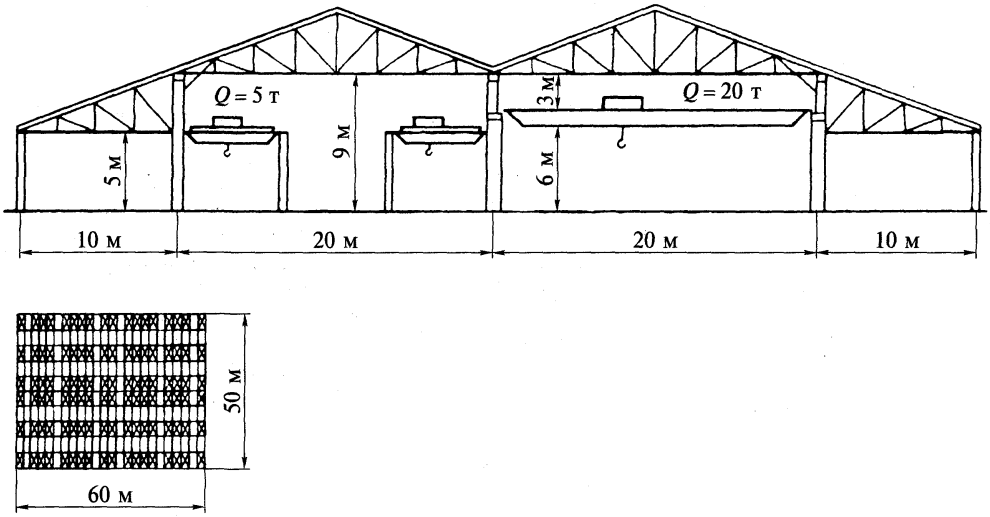


Рис. В8. Перекрытие Тульских мастерских (80-е годы XIX в.)

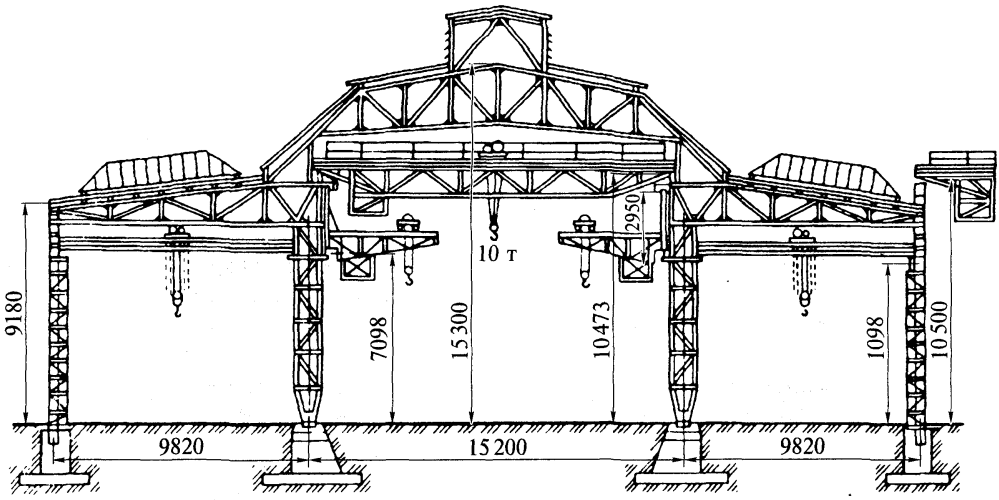


Рис. В9. Каркас промышленного здания (начало XX в.)

В мощную отрасль индустрии выросла производственная база металлических конструкций. Заводы и специализированные монтажные организации, оснащенные современным высокопроизводительным оборудованием, были объединены в одну систему (Главстальконструкция), выполняющую основной объем строительства металлических конструкций. Объем металлических конструкций за этот период (1930—1980) увеличился более чем в 20 раз. Чрезвычайно расширилась номенклатура металлических конструкций и возросло разнообразие их конструктивных форм. Резкий подъем количества и качества металлических конструкций был вызван развитием всех ведущих отраслей народного хозяйства, грандиозным размахом промышленного и гражданского строительства.

Большие и многообразные задачи по развитию металлических конструкций решались усилиями проектных, научных и производственных коллективов. Особенно велика роль проектных трестов — Проектстальконструкции и Промстройпроекта, научных институтов — Центрального научного института промышленных сооружений (ЦНИПС), в 50-е годы XX в. реорганизованного в Центральный научно-исследовательский инсти-

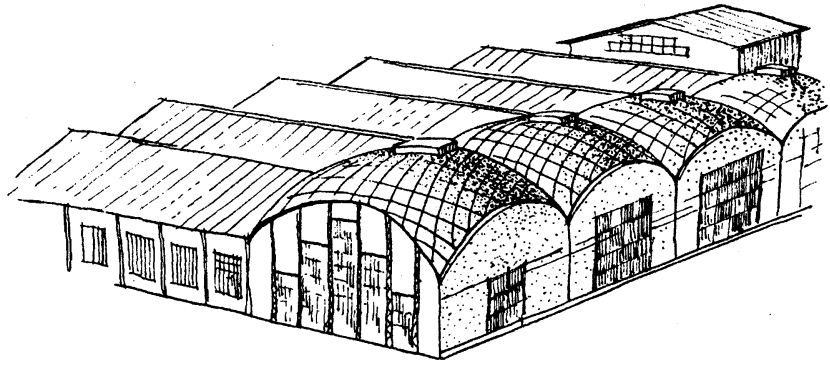


Рис. В10. Покрытие завода в г. Выкса

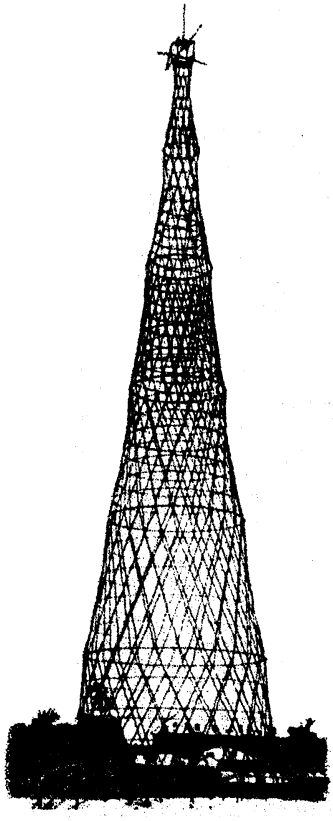


Рис. В11. Башня В. Г. Шухова в Москве

тут строительных конструкций (ЦНИИСК), а также вузовских коллективов. Принцип целесообразности совместной работы проектных и научных коллективов в 70-е годы XX в. был закреплен преобразованием треста Проектстальконструкция в ЦНИИПроектстальконструкция — ведущую проектно-исследовательскую организацию металлических конструкций — и Промстальконструкции во ВНИПИПромстальконструкция — ведущую организацию по проектированию и исследованию монтажных работ, а также созданием ВНИКТИСК — ведущей организации по проектированию и исследованию технологии изготовления металлических конструкций.

В начале 30-х годов XX в. стала оформляться советская школа проектирования металлических конструкций. В связи с развитием металлургии и машиностроения строилось много промышленных зданий с металлическим каркасом. Стальные каркасы промышленных зданий оказались ведущей конструктивной формой металлических конструкций, определяющей общее направление их развития. Советская школа постепенно отходила от европейских схем компоновки поперечных рам каркаса, для которых характерны стремление приблизить конструктивную схему к расчетным предпосылкам и введение большого числа шарниров, что усложняло монтаж и изготовление конструкций (рис. В13). Такие схемы не отвечали требованиям эксплуатации в отношении поперечной жесткости зданий в связи с увеличением размеров пролетов, высоты и, главное, грузоподъемности и интенсивности движения мостовых кранов.

Требованиям эксплуатации и высоких темпов строительства в большей степени отвечали сложившиеся к

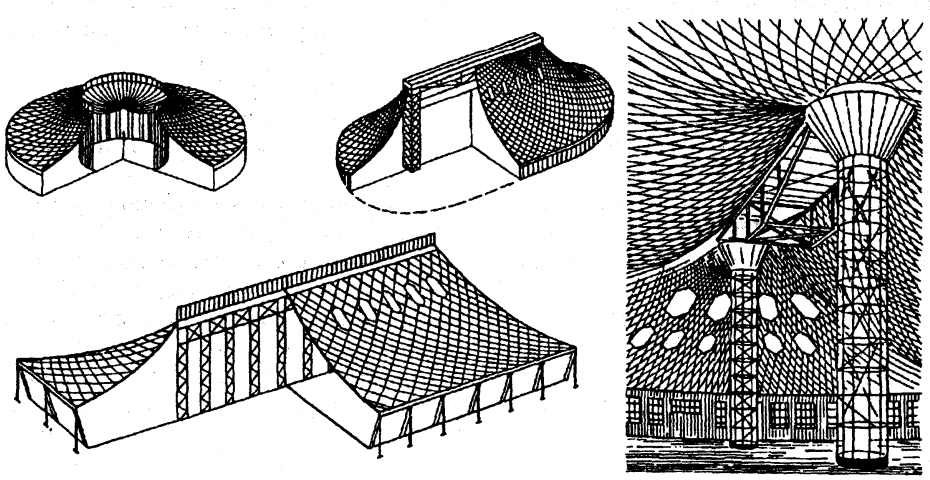


Рис. В12. Висячие сетчатые покрытия на Нижегородской выставке (1896)

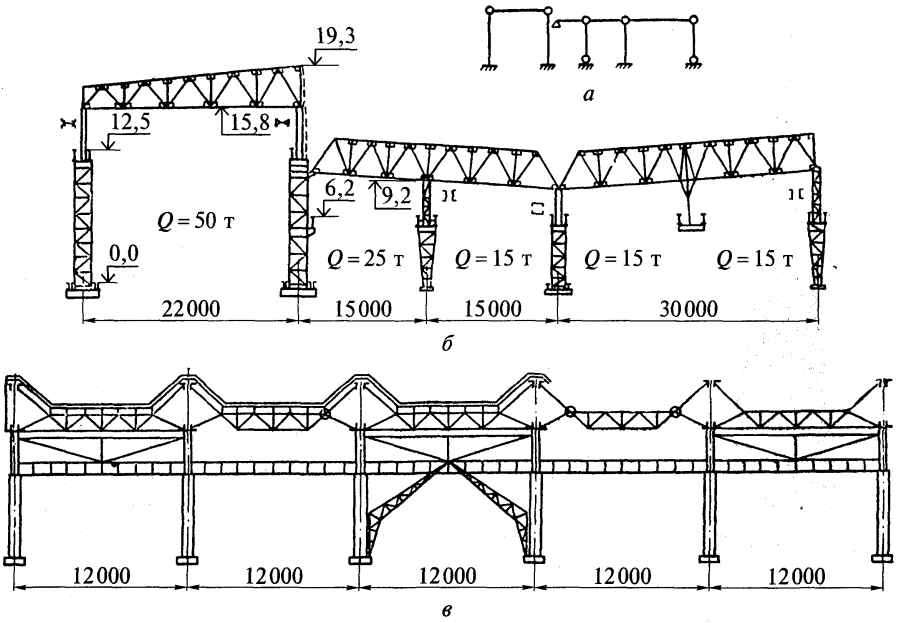


Рис. В13. Европейская система компоновки поперечной рамы производственного здания

тому времени схемы конструирования поперечных рам с жестким сопряжением колонн с фундаментами и ригелями. Советские проектировщики взяли за основу эти схемы и улучшили их путем аналитического определения оптимальных геометрических соотношений элементов, схемы решеток и т. п. (рис. В14).

Аналитические изыскания оптимальных компоновочных схем и геометрических размеров сечений элементов стали характерной чертой развития всех видов металлических конструкций в Советском Союзе. Такой подход позволил решать одновременно задачи снижения трудоемкости изготовления конструкций, экономичного использования стали и скоростного монтажа. Принцип комплексного решения задач при изыскании оптимальной конструктивной формы металлических конструкций стал основным для советской школы проектирования.

Характерной чертой развития металлических конструкций стала типизация конструктивных схем и элементов. Большой объем строительства и связанная с ним повторяемость конструкций создали предпосылки для разработки типовых схем и конструктивных решений каркасов промышленных зданий.

В 1939 г. Промстройпроектом были разработаны типовые секции одноэтажных промышленных зданий со стальным каркасом. Типовые секции включали в себя объемно-планировочные решения для различных пролетов, типовые конструктивные схемы компоновки каркаса и типовые решения конструктивных элементов (ферм, колонн, подкрановых балок и т. п.). Впервые был введен трехметровый модуль пролетов, который позднее (в 50-е годы XX в.) был заменен шестиметровым, типизированы здания отдельных видов производств (мартеновские цеха, прокатные и т. п.), причем типизация распространилась на пролетные строения мостов, резервуары, газгольдеры, радиобашни, радиомачты. Типизация, а затем унификация и стандартизация стали одним из главных направлений развития металлических конструкций. Это снижало трудоемкость изготовления и монтажа конструкций и благодаря упорядочению проектирования уменьшало расход стали.

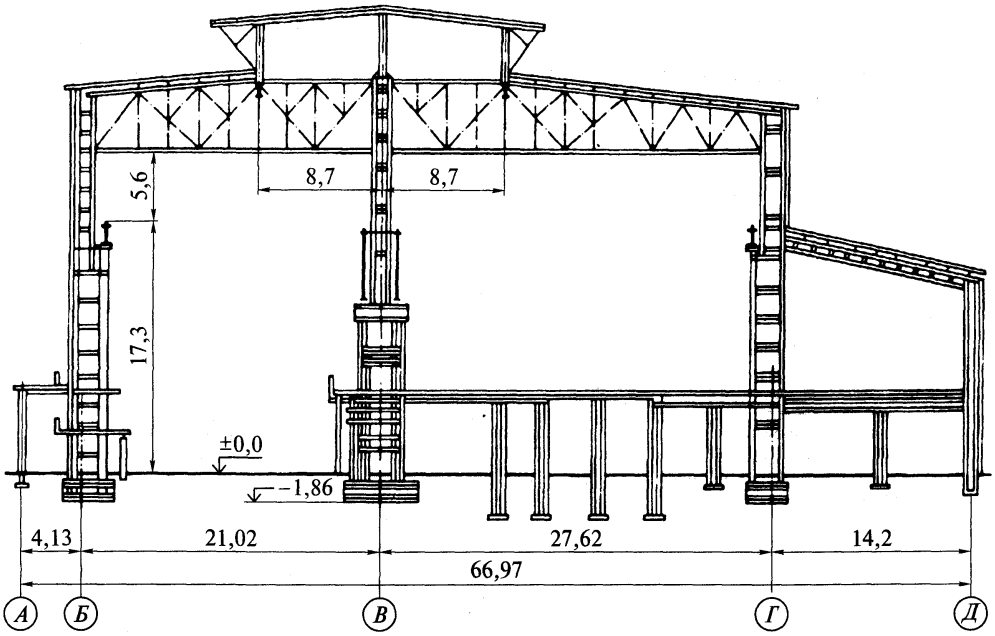


Рис. В14. Рама завода «Азовсталь» (начало 30-х годов XX в.)

В годы Великой Отечественной войны (1941—1945) несмотря на временную потерю южной металлургической базы и большой расход металла на нужды войны в промышленном строительстве и мостостроении на Урале и в Сибири широко использовались металлические конструкции, лучше других отвечавшие основной задаче военного времени — скоростному строительству.

В 50—70-е годы XX в. строительство металлических конструкций развивалось с соблюдением основных принципов советской школы проектирования, установленных еще в довоенный период: экономия стали, упрощение изготовления, ускорение монтажа. Для тех лет характерно широкое применение стали в промышленных сооружениях больших размеров с тяжелыми технологическими нагрузками. Построены такие уникальные промышленные здания, как сборочный цех пролетом 120 м с кранами грузоподъемностью 15 т, подвешенными к стропильным фермам на отметке 56 м (рис. В15), и двухпролетное здание с кранами грузоподъемностью 1200 и 600 т (рис. В16).

Большое развитие получили листовые конструкции в связи с развитием нефтяной, газовой, химической и металлургической промышленности, высотные сооружения связи (рис. В17), опоры линий электропередачи, а также конструкции общественных зданий.

Из общественных сооружений можно выделить павильоны Советского Союза на международных выставках в Брюсселе (рис. В18) и Монреале (рис. В19), павильон «Космос» на ВДНХ в Москве (рис. В20), перекрытие Дворца спорта в Лужниках и др. Уникальные большепролетные спортивные сооружения с несущими металлическими конструкциями разнообразной и оригинальной конструктивной формой построены в Москве к Олимпиаде-80 (см. гл. 20).

Наряду с совершенствованием конструктивной формы развивались и методы расчета конструкций. До 1950 г. строительные конструкции рассчитывали по методу допускаемых напряжений. Такой расчет недостаточно полно отражал действительную работу конструкций под нагрузкой, иногда в недостаточной мере гарантировал их надежность

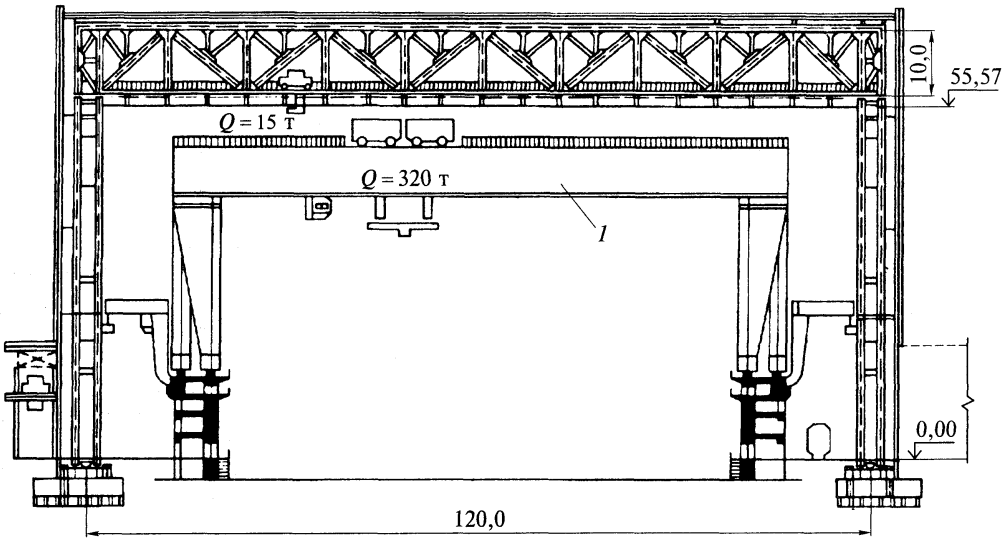


Рис. В15. Поперечный разрез сборочного цеха пролетом 120 м:
1 — портальный кран

и в ряде случаев приводил к перерасходу материалов; взамен него был разработан метод расчета конструкций по предельным состояниям.

В 1950-х годах в Советском Союзе все виды строительных конструкций стали рассчитывать по методу предельных состояний в соответствии с главой СНиПа по строительным конструкциям.

Существенно повышает качество проектирования и ускоряет его процесс современная вычислительная техника (ЭВМ) с системами автоматизированного проектирования (САПР). Применение ЭВМ позволяет проектировщику в короткие сроки найти

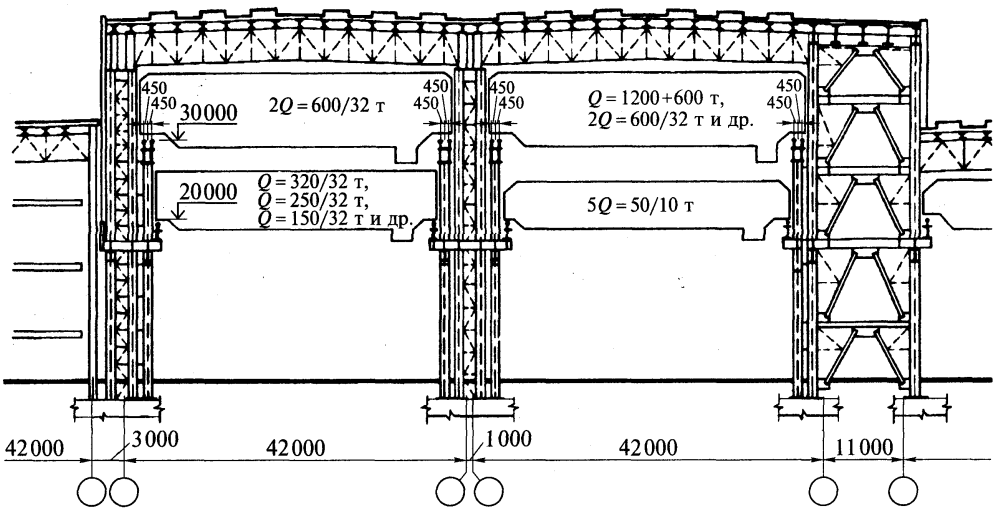


Рис. В16. Разрез каркаса здания Атоммаша со сверхтяжелыми кранами

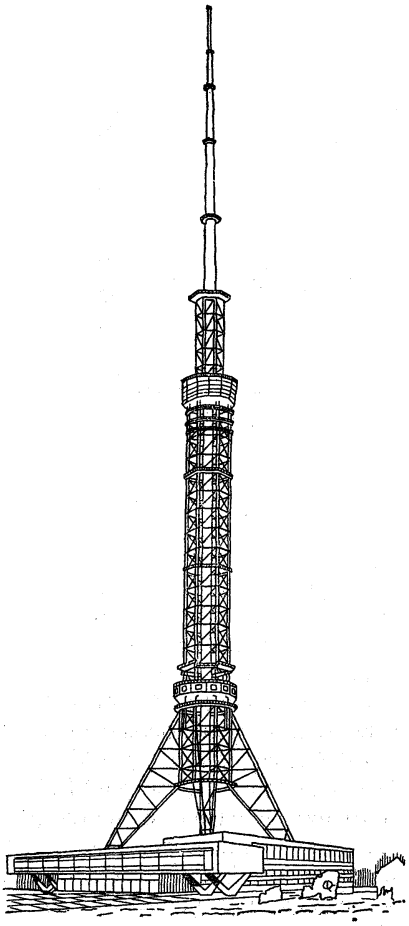


Рис. В17. Телевизионная башня в Киеве

оптимальное конструктивное решение проектируемого сооружения и рассчитать практически любую сложную систему без значительных упрощений.

Успехи в развитии металлических конструкций за советский период достигнуты благодаря творческим усилиям коллективов проектных и научных организаций, возглавляемых ведущими профессорами и инженерами. Особенно значительны заслуги проф. Н.С.Стрелецкого (1885—1967), возглавлявшего в течение 50 лет советскую конструкторскую школу металлостроения.

Проф. Н.С.Стрелецкий, на первых этапах своей деятельности явившийся преемником и продолжателем русской школы мостостроителей, в дальнейшем много сделал для развития строительной науки и высшего строительного образования в нашей стране. Он впервые применил статистические методы в расчете конструкций, исследовал работу статически неопределимых систем за пределом упругости, провел теоретические исследования и обобщил их данные в области развития конструктивной формы. Под его непосредственным руководством экспериментальное изучение действительной работы металлических конструкций стало одним из главных методов совершенствования конструктивной формы и расчетов. Он явился одним из инициаторов перехода от расчета по допускаемым напряжениям к расчету по предельным состояниям и внес большой вклад в разработку этого прогрессивного метода.

Проф. Е.О.Патон (1870—1953), также внесший свой вклад в развитие металлического мостостроения, имеет исключительные заслуги в области механизации и автоматизации электродуговой сварки, что явилось важным техническим достижением советской школы сварки.

Е.О.Патон в 1928 г. организовал в Киеве при АН УССР Научно-исследовательский институт электросварки (ныне ИЭС им. Е.О.Патона).

Значительный вклад в развитие металлических конструкций внес проф. Н.П.Мельников, много лет руководивший ЦНИИПроектстальконструкцией.

Основные этапы развития металлических конструкций в западных странах. Параллельно с развитием применения металла в строительстве в России расширялось использование его и в западных странах. Так, в средневековье там тоже применялось железо для скреп и растяжек из кованого железа в каменных сооружениях. Освоение промышленной выплавки чугуна во второй половине XVIII в. привело к широкому применению чугуна для мостостроения в Европе[1]. Первый чугунный мост пролетом 30,6 м был построен в Великобритании через р. Северн в 1776—1779 гг. Появление пудлинговых печей в 1784 г. для выработки сварочного железа и проката в Лотарингии в 1819 г. привело к созданию в Европе значительного числа цепных и кабельных вися-

[1] *Щусев П.В.* Мосты и их архитектура. — М.: Гос. изд-во по стр-ву и архитектуре, 1953.

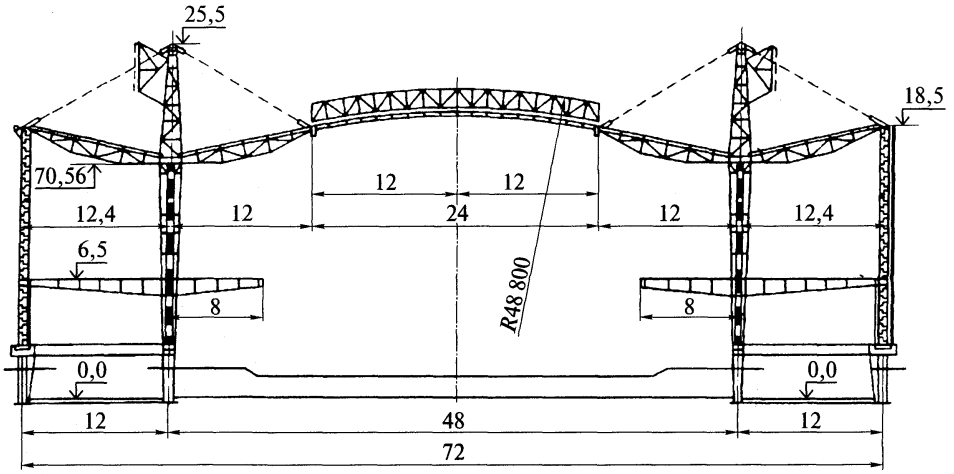


Рис. В18. Павильон СССР на Всемирной выставке в Брюсселе (1958)

чих мостов, имевших существенно больший пролет, чем чугунные. Так, цепной мост через Менейский пролив в Великобритании, построенный в 1818—1826 гг., имел пролет 176,5 м, а кабельный мост во Фрейбурге в Швейцарии, построенный в 1832—1840 гг., — уже 273 м. Бурное развитие железных дорог, недостаточная жесткость висячих мостов и развитие проката стали на заводах привело к появлению мостов из профильного металла. Крупнейшим сооружением своего времени был трубчатый железнодорожный мост «Британия», построенный в 40-е годы XIX в. инженером Р. Стефенсоном через Менейский пролив в Великобритании и имевший пролеты 71,9 + 2×140 + 71,9 м (рис. В21).

Постепенно строительство из металла начинает применяться наряду с мостостроением и в общественных, и в производственных зданиях. Так, в Лондоне в 1854 г. для Всемирной выставки строится «Хрустальный дворец», в 50-е годы XIX в. в Марселе перекрывается вокзал фермой Полонсо пролетом 52 м, строятся склады лондонских доков.

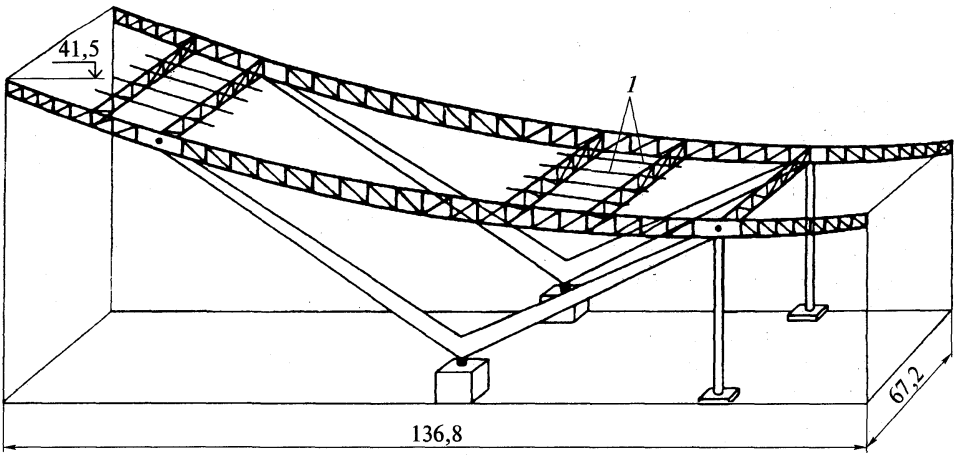


Рис. В19. Конструкция выставочного павильона СССР в Монреале (1967):
1 — прогоны

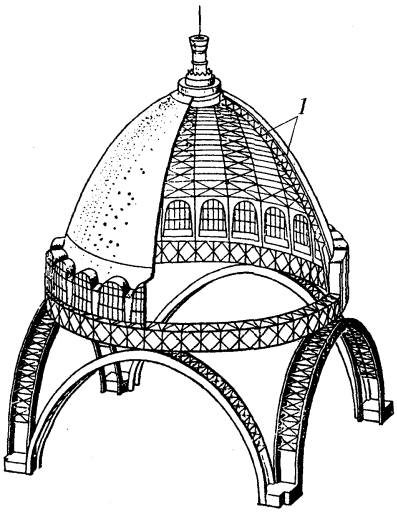


Рис. В20. Купол выставочного павильона на ВДНХ в Москве:

1 — ребра

Усовершенствование производства железа и стали путем внедрения в 1856 г. бессемеровского (конвертерного), а в 1864 г. — мартеновского способа получения стали привело к дальнейшему развитию металлических конструкций.

В 1882—1891 гг. в Великобритании строится Фортский железнодорожный мост консольно-балочной системы с двумя средними пролетами по 521 м, а в 1889 г. для Всемирной выставки в Париже возводится Эйфелева башня высотой 300 м (рис. В22, *а*).

В XX в. металлостроительство в Европе продолжало усиленно развиваться. Было построено много уникальных сооружений — выставочные павильоны ЭКСПО-58 в Брюсселе, мост «Европа» в Австрии, общественный центр им. Ж. Помпиду в Париже, платформы для добычи нефти в Северном море и многие другие сооружения.

В США с конца XIX в. и по настоящее время преимущественное развитие получили две области строительства из металла: многоэтажное строительство и мостостроение висячих систем. Уже в 1931 г. в центре Нью-Йорка за 15 месяцев было построено здание «Эмпайр Стейт» высотой 319 м с башней на нем высотой 62 м (рис. В22, *б*). Оно долгое время оставалось самым высоким зданием мира. В настоящее время большинство высотных зданий сосредоточено именно в США, а самым высоким зданием является 110-этажное здание «Сиарс» (рис. В23) в Чикаго высотой 445 м. Из мостов висячей системы следует упомянуть построенный в Сан-Франциско в 1937 г. мост «Золотые ворота» со средним пролетом 1280 м (рис. В24). Этот пролет оставался долгое время самым большим в мире, и только в последние годы постройка моста «Хамбер» в

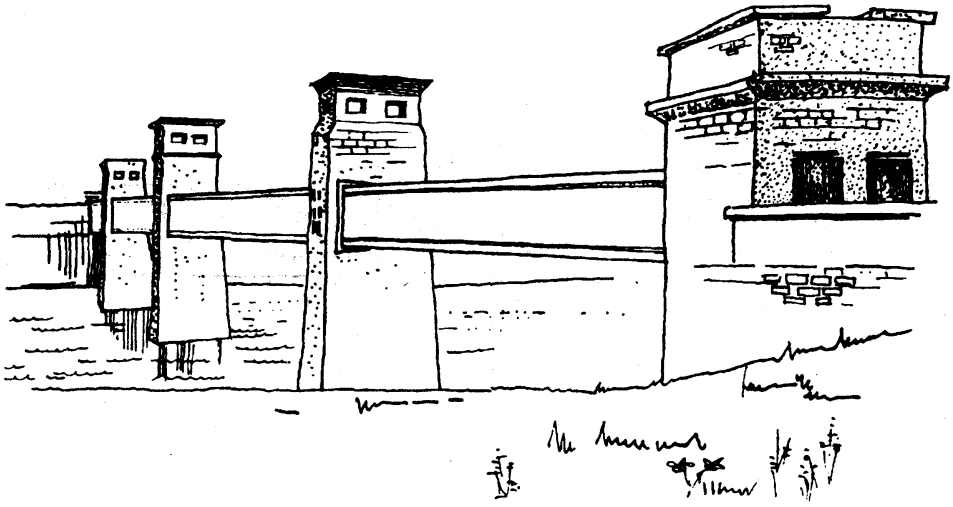


Рис. В21. Мост «Британия» в Великобритании (40-е годы XIX в.)

Великобритании со средним пролетом 1410 м сделала мост в Сан-Франциско рядовым мостом.

Развитие промышленности и гражданского строительства привело к появлению огромного разнообразия металлических конструкций: гражданских зданий различного назначения, промышленных зданий с мостовыми кранами большой грузоподъемности, морских платформ для добычи нефти, сооружений связи и транспорта и других сооружений, для несущих конструкций которых сталь явилась незаменимым строительным материалом. В настоящее время конструктивное разнообразие и развитие зданий и сооружений с применением металла продолжает увеличиваться. В последнее время большое развитие получили легкие универсальные здания комплектной поставки.

Широкая разработка научных основ металлостроительства, особенно с применением ЭВМ, позволила значительно усовершенствовать и разнообразить конструктивную форму при меньшей затрате материалов и труда. Так развивалось металлостроительство в России и западных странах.

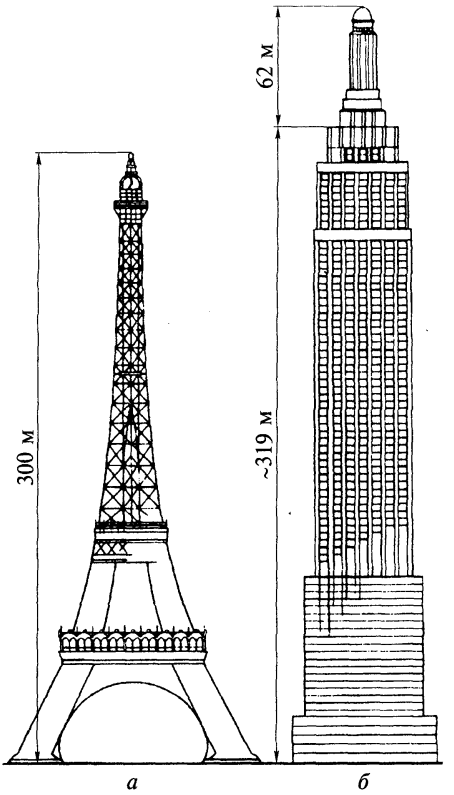


Рис. В22. Эйфелева башня в Париже (1889) (*а*) и «Эмпайр Стейт билдинг» в Нью-Йорке (1931) (*б*)

Номенклатура и область применения металлических конструкций. Металлические конструкции применяются сегодня во всех видах зданий и инженерных сооружений, особенно если необходимы значительные пролеты, высота и нагрузки. Потребность в металлических конструкциях чрезвычайно велика.

В зависимости от конструктивной формы и назначения металлические конструкции можно подразделить на восемь видов.

1. *Промышленные здания.* Конструкции одноэтажных промышленных зданий выполняются в виде цельнометаллических (рис. В25) или смешанных каркасов, в которых по железобетонным колоннам устанавливаются металлические конструкции покрытия здания («шатер») и подкрановые пути.

Цельнометаллические каркасы в основном применяются в зданиях с большими пролетами и высотой, оборудованных мостовыми кранами большой грузоподъемности, а также в зданиях комплектной поставки — «легких металлических конструкциях». Каркасы промышленных зданий являются наиболее сложными и металлоемкими конструктивными комплексами.

2. *Большепролетные покрытия зданий.* Здания общественного назначения — спортивные сооружения (рис. В26), рынки, выставочные павильоны, театры и некоторые здания производственного характера (ангары, авиасборочные цеха, лаборатории) — имеют большие пролеты (до 100—150 м), перекрывать которые наиболее целесообразно металлическими конструкциями. Системы и конструктивные формы большепролетных покрытий очень разнообразны. Здесь возможны балочные, рамные, арочные, висячие, комбинированные, причем как плоские, так и пространственные системы. К конструкциям зданий общественного назначения предъявляются высокие эстетические требования.

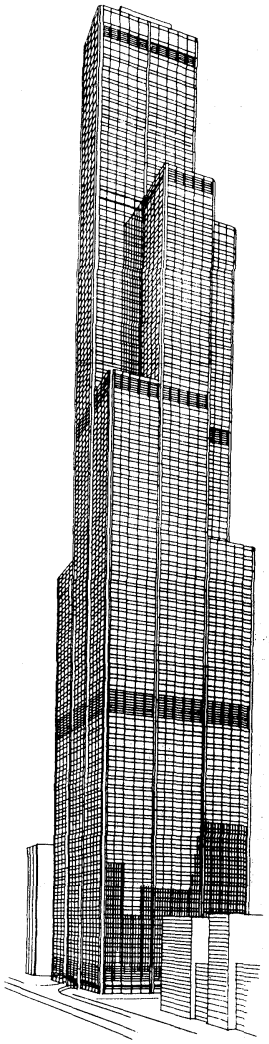


Рис. В23. Здание «Сиарс» в Чикаго

3. *Мосты, эстакады.* Мостовые металлические конструкции на железнодорожных и автомобильных магистралях применяются при больших, а в отдельных районах — и при средних пролетах, а также при сжатых сроках возведения. Как и большепролетные покрытия, мосты имеют разнообразные системы: балочную, арочную, висячую (рис. В27), комбинированную.

4. *Листовые конструкции.* Применяются в виде резервуаров, газгольдеров, бункеров, трубопроводов большого диаметра и различных сооружений доменного комплекса (рис. В28), химического производства и нефтепереработки используются весьма широко в металлургии, нефтяной, газовой и химической промышленности.

Листовые конструкции являются тонкостенными оболочками различной формы (рис. В29). Они должны быть не только прочными, но и плотными (непроницаемыми). Они часто эксплуатируются в условиях низких или высоких температур, сталь и алюминиевые сплавы хорошо удовлетворяют этим условиям работы.

5. *Башни и мачты.* Применяются для радио и телевидения (рис. В30) в геодезической службе, в опорах линий электропередачи. Сюда же можно отнести надшахтные копры, нефтяные вышки, дымовые и вентиляционные башни и трубы и промышленные этажерки. Использование стали обеспечивает этим конструкциям необходимую легкость, удобство транспортирования на место строительства и быстроту монтажа.

6. *Каркасы многоэтажных зданий.* Многоэтажные здания с металлическим каркасом (рис. В31) применяются главным образом в гражданском строительстве, в условиях плотной застройки больших городов и для некоторых видов промышленных зданий.

7. *Крановые и другие подвижные конструкции.* Выполняются из материала, позволяющего максимально уменьшить их массу. Сюда относятся всевозможные металлические конструкции мостовых, башенных, козловых кранов и кранов-перегружателей, конструкции крупных экскаваторов и разнообразных строительных машин, затворы и ворота гидротехнических сооружений, конструкции отвальных мостов.

8. *Прочие конструкции.* К ним, в первую очередь, можно отнести конструкции промышленности по использованию атомной энергии в мирных целях, разнообразные конструкции радиотелескопов для космической и радиосвязи (рис. В32), стационарные платформы для разведки и добычи газа и нефти в море (рис. В33) и многие другие.

Основные особенности металлических конструкций и предъявляемые к ним требования. Выше была рассмотрена номенклатура металлических конструкций, которая характеризуется большим разнообразием систем и конструктивных форм. Однако все эти конструкции объединены двумя основными факторами, позволяющими изучать их как единый вид.

Во-первых, исходным материалом для всех конструкций является прокатный металл, выпускаемый по единому стандарту — сортаменту (см. гл. 3): лист, уголок, швеллер, двутавр, труба и т. п. Из этого материала компонуются разнообразные конструктивные формы.

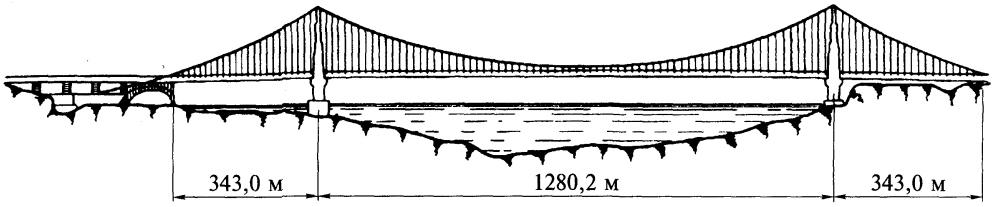


Рис. В24. Мост «Золотые ворота» в Сан-Франциско (1937)

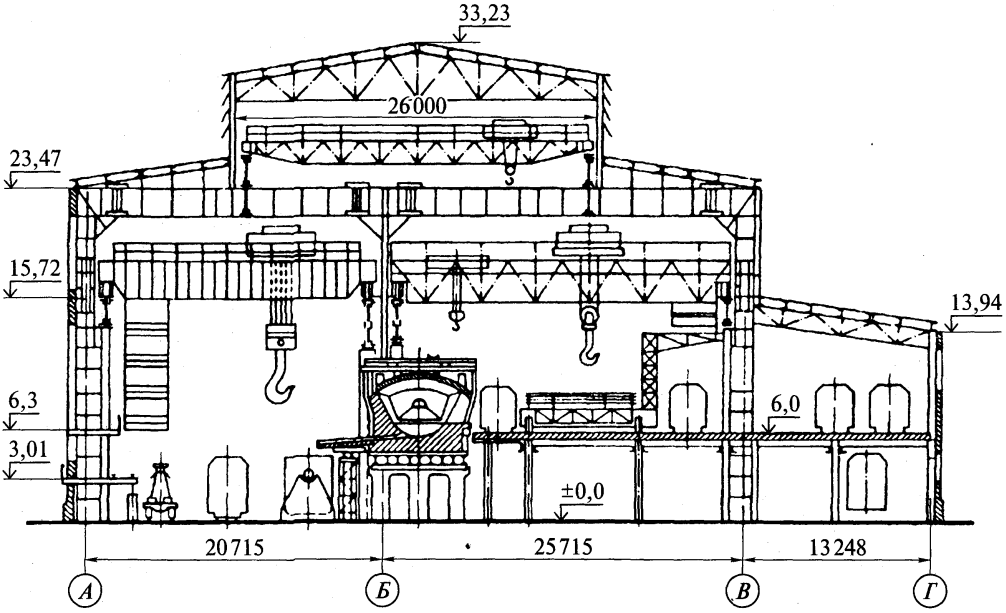


Рис. В25. Мартеновский цех завода «Запорожсталь»

Во-вторых, все конструкции объединены одним технологическим процессом их изготовления, в основе которого лежат холодная обработка металла (резка, гибка, образование отверстий и т.п.) и соединение деталей в конструктивные элементы и комплексы (сборочно-сварочные операции).

Металлические конструкции обладают следующими достоинствами, позволяющими применять их в разнообразных сооружениях.

Надежность. Надежность металлических конструкций обеспечивается близким совпадением их действительной работы (распределение напряжений и деформаций) с расчетными предположениями. Материал металлических конструкций (сталь, алюминиевые сплавы) обладают большой однородностью структуры и достаточно близко соответствует расчетным предпосылкам об упругой или упругопластичной работе материала.

Легкость. Из всех изготовляемых в настоящее время несущих конструкций (железобетонные, каменные, деревянные) металлические конструкции являются самыми легкими.

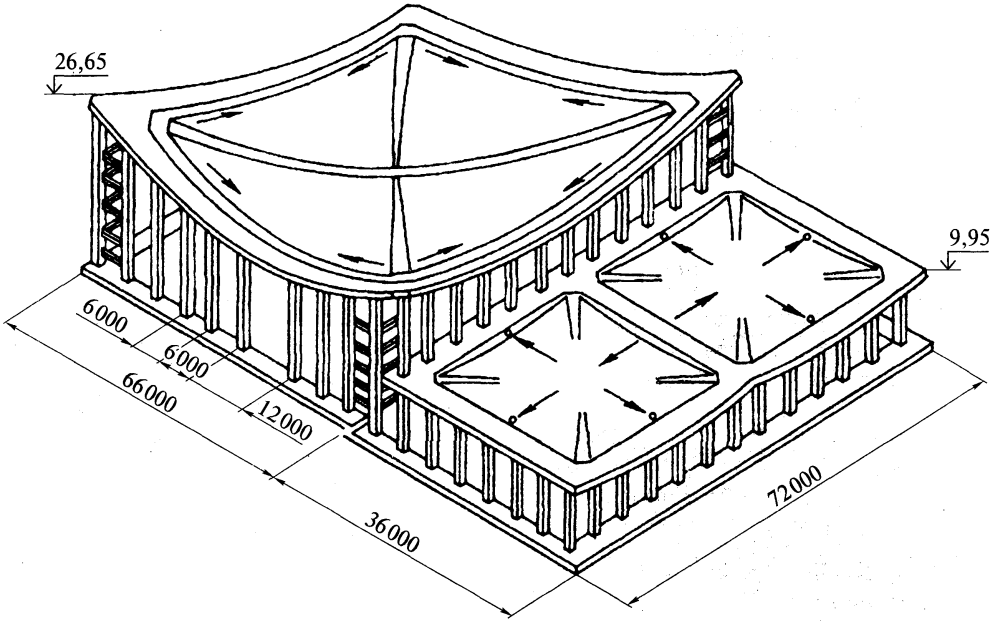


Рис. В26. Схема покрытия Олимпийского спорткомплекса в Измайлове

Легкость конструкций C, м$^{-1}$, определяется отношением плотности материала ρ к его расчетному сопротивлению R:

$$C = \rho / R.$$

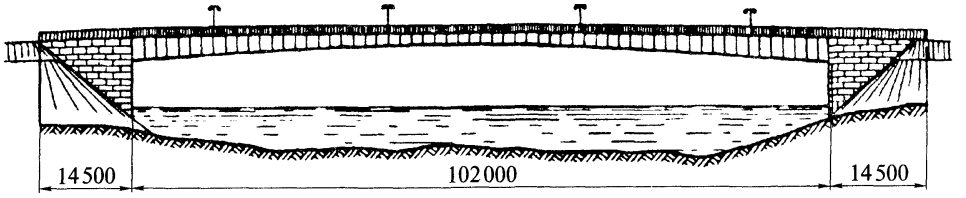
Чем меньше значение C, тем относительно легче конструкция. Благодаря высоким значениям расчетных сопротивлений для малоуглеродистой стали С245 $C = 3{,}2 \cdot 10^{-4}$ м$^{-1}$, для высокопрочной стали С590 $C = 1{,}3 \cdot 10^{-4}$ м$^{-1}$, для алюминиевого сплава марки АД 31Т1 $C = 2{,}16 \cdot 10^{-4}$ м$^{-1}$, для бетона класса В20 $C = 21{,}4 \cdot 10^{-4}$ м$^{-1}$, для древесины сосны $C = 3{,}6 \cdot 10^{-4}$ м$^{-1}$.

Индустриальность. Металлические конструкции в основном изготовляются на заводах, оснащенных современным оборудованием, что обеспечивает высокую степень индустриальности их изготовления. Монтаж металлических конструкций также производится индустриальными методами — специализированными организациями с использованием высокопроизводительной техники.

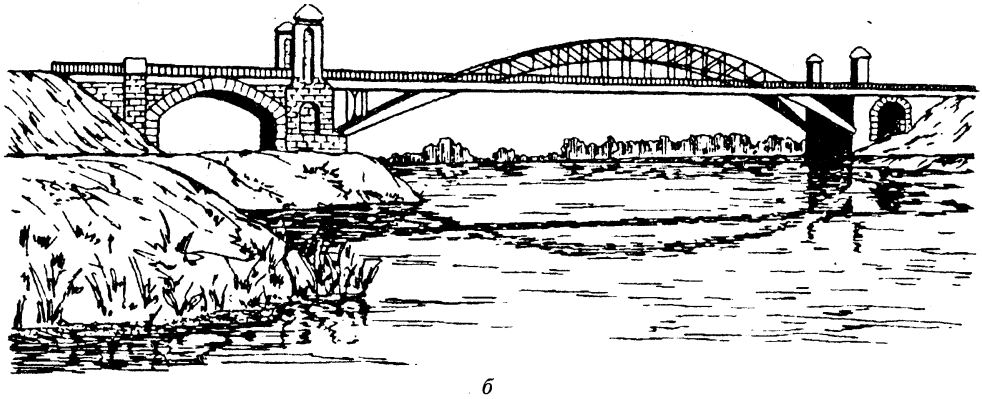
Непроницаемость. Металлы обладают не только значительной прочностью, но и высокой плотностью — непроницаемостью для газов и жидкостей. Плотность металла и его соединений, осуществляемых с помощью сварки, является необходимым условием для изготовления газгольдеров, резервуаров и т. п.

Металлические конструкции имеют и недостатки, ограничивающие их применение. Для устранения этих недостатков необходимо принимать специальные меры.

Коррозия. Незащищенная от действия влажной среды, а иногда (что еще хуже) атмосферы, загрязненной агрессивными газами, сталь корродирует (окисляется), что постепенно приводит к ее полному разрушению. При неблагоприятных условиях это может произойти через два-три года. Хотя алюминиевые сплавы обладают значительно большей стойкостью против коррозии, при неблагоприятных условиях они также корродируют. Хорошо сопротивляется коррозии чугун.



а



б

в

Рис. В27. Конструкция балочного (*а*), арочного (*б*) и висячего (*в*) мостов

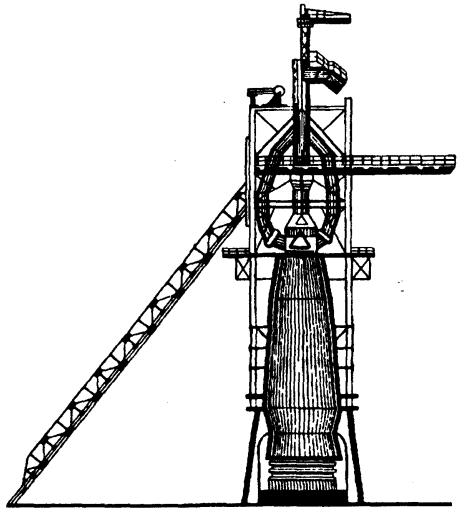
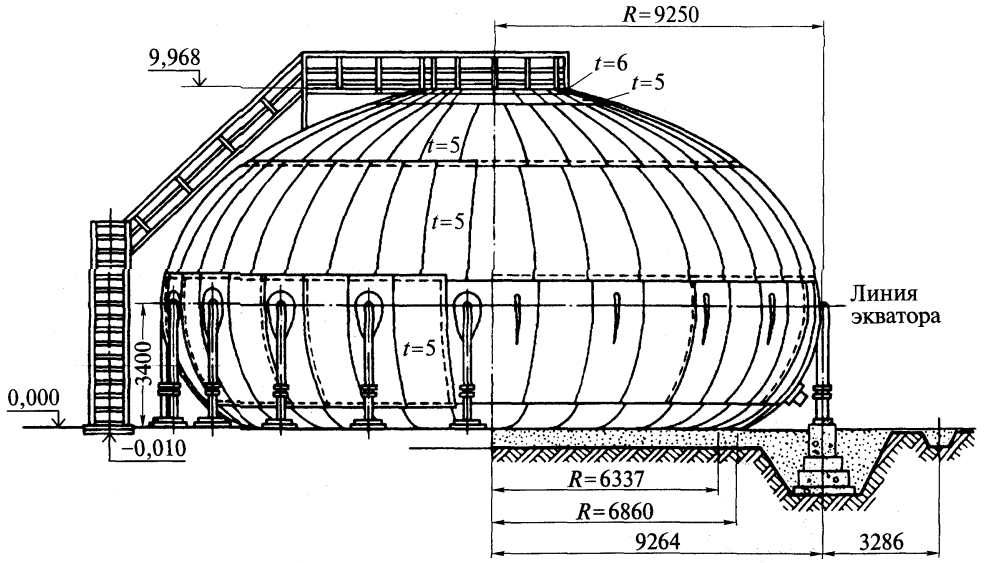
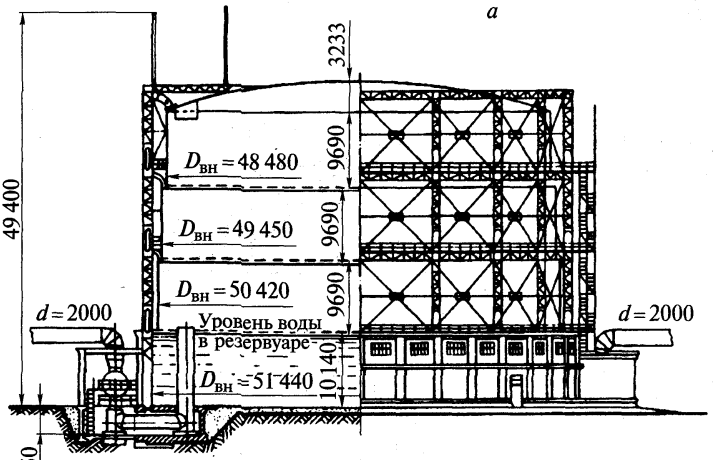
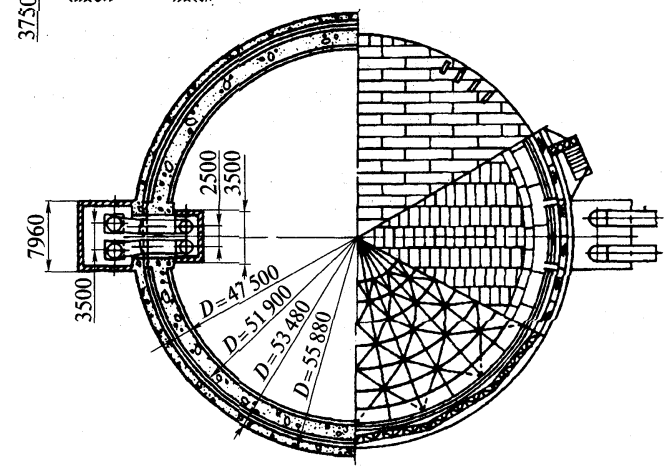


Рис. В28. Конструкции доменного цеха



а





б

Рис. В29. Листовые конструкции:

а — каплевидный резервуар; *б* — газгольдер мокрый

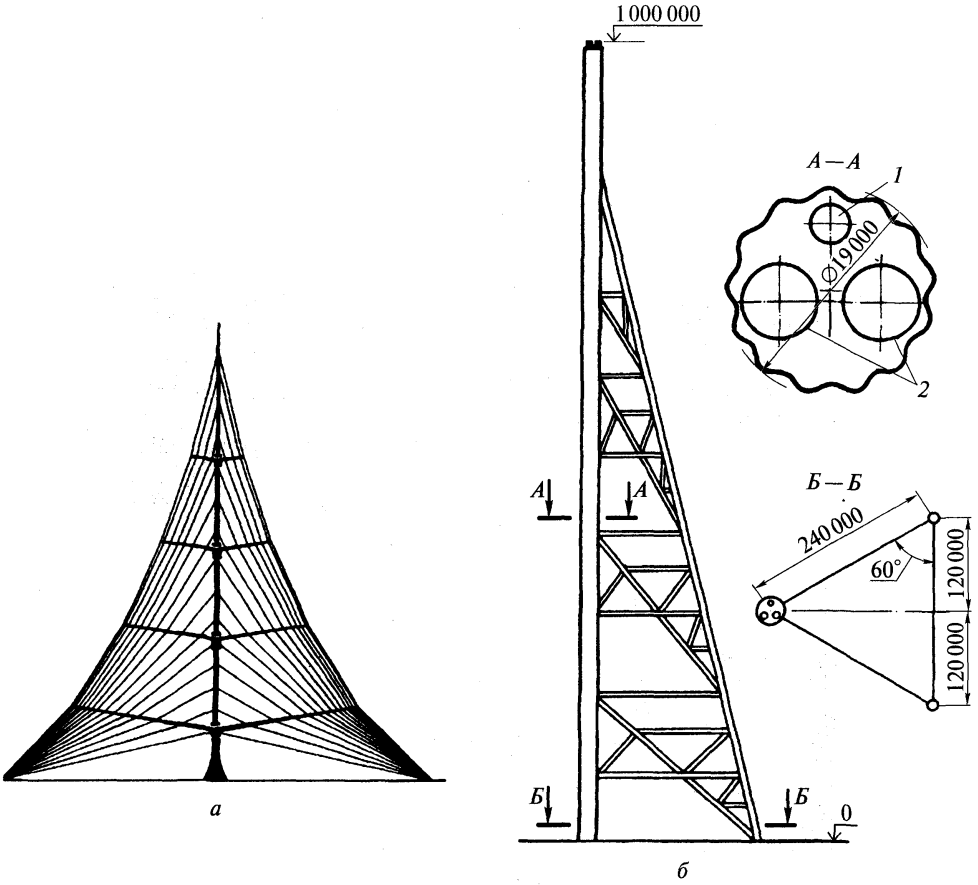


Рис. В30. Высотные сооружения:

а — проект мачты высотой 1000 м; *б* — проект вентиляционной башни высотой 1000 м; *1* — шахта лифта; *2* — газоотводящие стволы

Повышение коррозионной стойкости металлических конструкций достигается включением в сталь специальных легирующих элементов, периодическим покрытием конструкций защитными пленками (лаки, краски и т.п.), а также выбором рациональной конструктивной формы элементов (без щелей и пазух, где могут скапливаться влага и пыль), удобной для очистки и защиты.

Небольшая огнестойкость. У стали при температуре 200 °С начинает уменьшаться модуль упругости, а при температуре 600 °С сталь полностью переходит в пластическое состояние. Алюминиевые сплавы переходят в пластическое состояние уже при температуре 300 °С. Поэтому металлические конструкции зданий, опасных в пожарном отношении (склады с горючими или легковоспламеняющимися материалами, жилые и общественные здания), должны быть защищены огнестойкими облицовками (бетон, керамика, специальные покрытия и т.п.).

При проектировании металлических конструкций должны учитываться следующие основные требования.

Условия эксплуатации. Удовлетворение заданным при проектировании условиям эксплуатации является основным требованием для проектировщика. Оно в основном определяет систему, конструктивную форму сооружения и выбор материала для него.

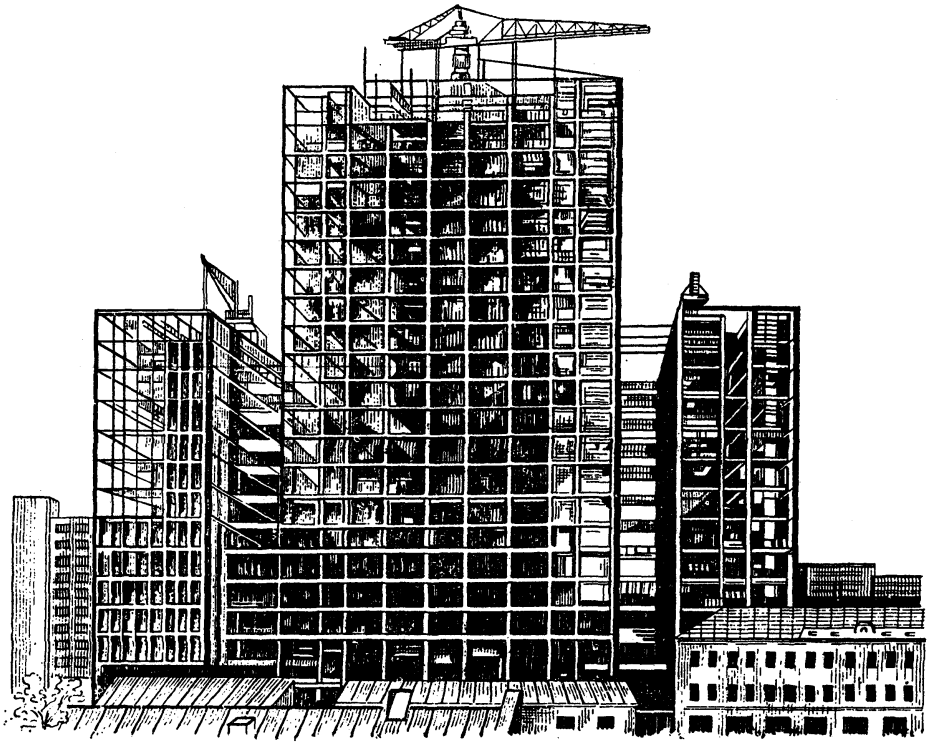
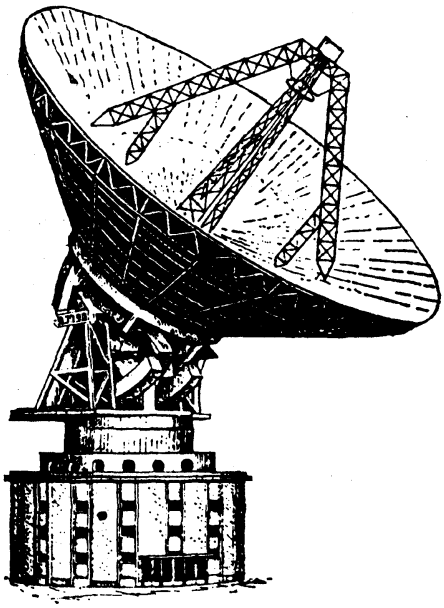


Рис. В31. Стальной каркас многоэтажного здания

Экономия металла. Требование экономии металла определяется большой его потребностью во всех отраслях промышленности (машиностроение, транспорт и т.д.) и относительно высокой стоимостью.



Транпортабельность. В связи с изготовлением металлических конструкций, как правило, на заводах с последующей перевозкой на место строительства в проекте должна быть предусмотрена возможность перевозки их целиком или по частям (отправочными элементами) с применением соответствующих транспортных средств.

Технологичность. Конструкции должны проектироваться с учетом требований технологии изготовления и монтажа с ориентацией на наиболее современные и производительные технологические приемы, обеспечивающие максимальное снижение трудоемкости.

Скоростной монтаж. Конструкция должна соответствовать возможностям сборки ее в наименьшие сроки с учетом имеющегося монтажного оборудования.

Рис. В32. Радиотелескоп диаметром 64 м

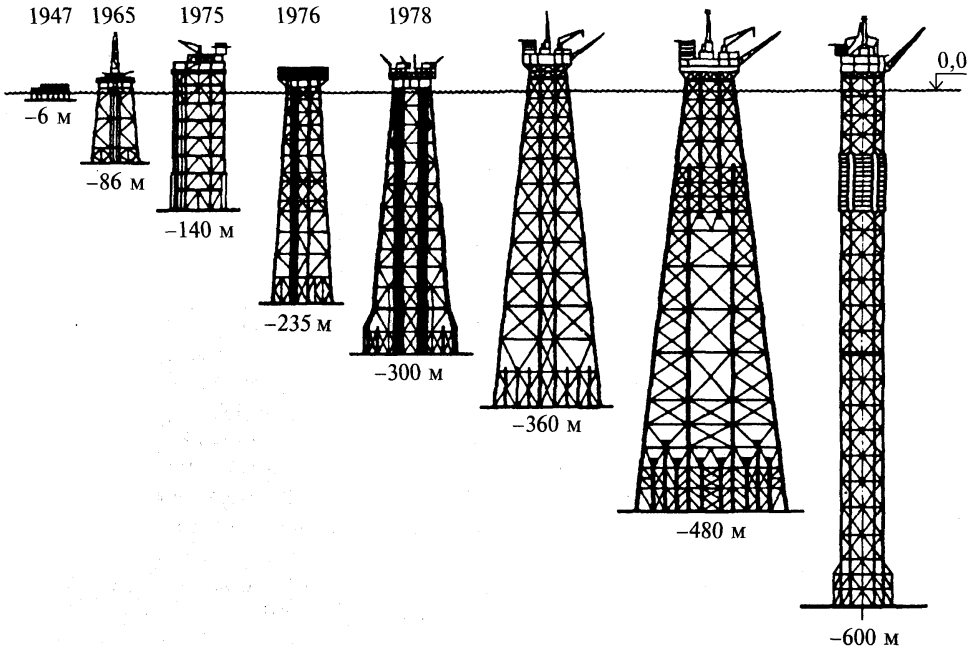


Рис. В33. Развитие конструкций стальных платформ для добычи нефти на морском шельфе начиная с 1947 г.

Долговечность. Долговечность конструкции определяется сроками ее физического и морального износа. Физический износ металлических конструкций связан главным образом с процессами коррозии. Моральный износ связан с изменением условий эксплуатации.

Эстетичность. Конструкции независимо от их назначения должны обладать гармоничными формами. Особенно существенно это требование для общественных зданий и сооружений.

Все эти требования удовлетворяются конструкторами на основе выработанных наукой и практикой принципов отечественной школы проектирования и основных направлений ее развития.

Основным принципом отечественной школы проектирования является достижение трех главных показателей: экономии стали, повышения производительности труда при изготовлении, снижения трудоемкости и сроков монтажа, которые и определяют стоимость конструкции. Несмотря на то что эти показатели часто при реализации вступают в противоречие один с другим (так, например, наиболее экономная по расходу стали конструкция часто бывает наиболее трудоемкой в изготовлении и монтаже), опыт развития металлических конструкций подтверждает возможность реализации этого принципа.

Экономия металла в металлических конструкциях достигается реализацией следующих основных направлений: применение в строительных конструкциях низколегированных и высокопрочных сталей, использование наиболее экономичных прокатных и гнутых профилей, изыскание и внедрение в строительство современных эффективных конструктивных форм и систем (пространственных, предварительно напряженных, висячих, трубчатых и т.п.), совершенствование методов расчета и изыскания оптимальных конструктивных решений с использованием ЭВМ.

Эффективно и комплексно производственные требования удовлетворяются на основе типизации конструктивных элементов и целых сооружений.

Типизация металлических конструкций получила весьма широкое развитие. Разработаны типовые решения часто повторяющихся конструктивных элементов: колонн, ферм, подкрановых балок, оконных и фонарных переплетов. В этих типовых решениях унифицированы размеры элементов и сопряжении. Для некоторых элементов разработаны стандарты.

Разработаны типовые решения таких сооружений, как радиомачты, башни, опоры линий электропередачи, резервуары, газгольдеры, пролетные строения мостов, некоторые виды промышленных зданий и сооружений и даже целые «модули» — производственные здания из легких металлических конструкций комплексной поставки, включающей в себя несущие и ограждающие конструкции и т. п.

Типовые решения разработаны на основе применения оптимальных с точки зрения затрат материала размеров элементов, технологии их изготовления и возможностей транспортирования.

Типизация и проводимая на ее основе унификация и стандартизация обеспечивают большую повторяемость, серийность изготовления конструктивных элементов и их деталей на заводах и, следовательно, способствуют повышению производительности труда, сокращению сроков изготовления на основе эффективного использования более совершенного оборудования и специальных технологических приспособлений (кондукторов, копиров, кантователей и т. п.). Типизация, унификация и стандартизация создают благоприятные условия для разработки и внедрения особенно эффективного поточного метода изготовления и монтажа металлических конструкций.

Типовые проекты обеспечивают экономию металла, упорядочивают проектирование, повышают его качество и сокращают сроки строительства.

Ведущим принципом скоростного монтажа является сборка конструкций в крупные блоки на земле с последующим подъемом их в проектное положение с минимальным объемом монтажных работ наверху. Типизация создает предпосылки для сокращения сроков монтажа и снижения его трудоемкости, так как повторяющиеся виды конструкций и их сопряжений позволяют лучше использовать монтажное оборудование и совершенствовать процесс монтажа.

РАЗДЕЛ I

ЭЛЕМЕНТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

ГЛАВА 1

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ. ОСНОВНЫЕ СВОЙСТВА И РАБОТА МАТЕРИАЛОВ В КОНСТРУКЦИЯХ

1.1. Требуемые свойства металлов и методы их оценки

Для строительных металлических конструкций используется в основном малоуглеродистая сталь и алюминиевые сплавы.

В опорных частях тяжелых конструкций при действии больших сжимающих усилий применяются отливки из литой углеродистой стали и серого чугуна. Для висячих и предварительно напряженных конструкций используются также тросы и пучки из высокопрочной проволоки и стержни из арматурной стали.

Сталь обладает почти идеальным комплексом свойств для использования в строительных конструкциях: сочетание прочности и пластичности, хорошая свариваемость, однородность механических свойств. Основные недостатки стали: относительно низкая коррозионная стойкость и необходимость специальной защиты стальных конструкций от коррозии, снижение пластических свойств при низких температурах, малая огнестойкость.

К достоинствам алюминиевых сплавов относятся малая плотность (почти в 3 раза меньше, чем у стали) при относительно высокой прочности, повышенная стойкость против коррозии и сохранение высоких упругопластических свойств при низких температурах. Однако низкий модуль упругости приводит к повышенной деформативности алюминиевых конструкций и ухудшает их устойчивость, а падение прочностных свойств алюминиевых сплавов при температуре 300 °С снижает огнестойкость.

Чугун хорошо работает на сжатие и обладает высокой коррозионной стойкостью, однако малая прочность при растяжении, хрупкость материала и плохая свариваемость привели к тому, что в настоящее время чугун практически не применяется для строительных конструкций. Чугунные конструкции можно встретить в зданиях и сооружениях, построенных в XIX и XX вв. В настоящее время из чугуна делаются тюбинги метро. Применяется он иногда в литых деталях опор тяжелых конструкций.

Надежность и долговечность металлических конструкций во многом зависят от свойств материала. Наиболее важными для работы конструкций являются механические свойства: прочность, упругость, пластичность, склонность к хрупкому разрушению, ползучесть, твердость, а также свариваемость, коррозионная стойкость, склонность к старению и технологичность.

Прочность характеризует сопротивляемость материала внешним силовым воздействиям без разрушения.

Упругость — свойство материала восстанавливать свою первоначальную форму после снятия внешних нагрузок.

Пластичность — свойство материала сохранять деформированное состояние после снятия нагрузки, т.е. получать остаточные деформации без разрушения.

Хрупкость — способность разрушаться при малых деформациях.

Ползучесть — свойство материала непрерывно деформироваться во времени без увеличения нагрузки.

Твердость — свойство поверхностного слоя металла сопротивляться упругой и пластической деформациям или разрушению при внедрении в него индентора из более твердого материала.

Прочность металла при статическом нагружении, а также его упругие и пластические свойства определяются испытанием стандартных образцов (прямоугольного или круглого сечения) на растяжение с записью диаграммы зависимости между напряжением σ и относительным удлинением ε, где $\sigma = F/A$; $\varepsilon = (\Delta l/l_0)100\,\%$; F — нагрузка; A — первоначальная площадь поперечного сечения образца; l_0— первоначальная длина рабочей части образца; Δl — удлинение рабочей части образца.

Диаграммы растяжения различных металлов показаны на рис. 1.1, *а*.

Основными прочностными характеристиками металла являются временное сопротивление σ_u и предел текучести σ_y.

Временное сопротивление σ_u — это наибольшее условное напряжение в процессе разрушения образца (предельная разрушающая нагрузка, отнесенная к первоначальной площади поперечного сечения).

Предел текучести σ_y — напряжение, при котором деформации образца растут без изменения нагрузки и образуется площадка текучести — металл «течет». Для металлов, не имеющих площадки текучести, определяется условный предел текучести σ_{02}, т.е. такое напряжение, при котором остаточное относительное удлинение достигает 0,2 %.

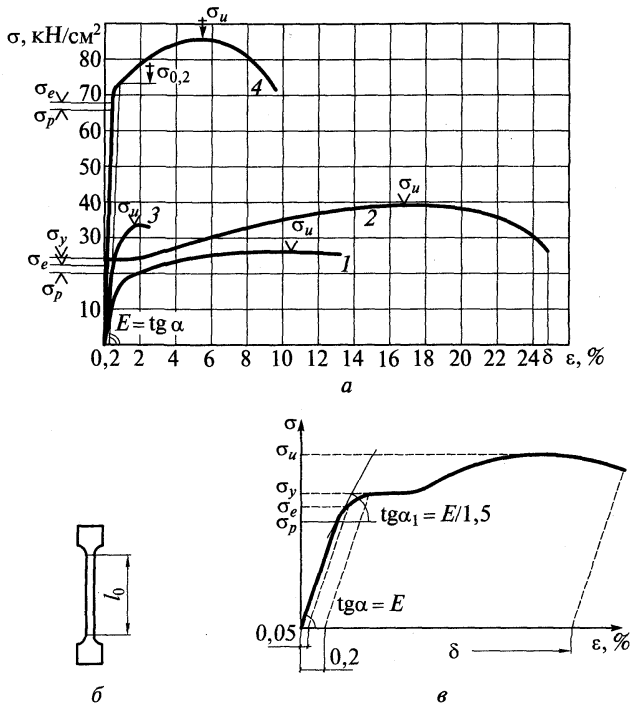


Рис. 1.1. Определение механических характеристик металла:

а — диаграммы растяжения металлов; *б* — образец для испытания на растяжение; *в* — определение предела пропорциональности и предела упругости; *1* — алюминиевый сплав АМГ6; *2* — низкоуглеродистая сталь; *3* — чугун; *4* — высокопрочная сталь 12ГН2МФАЮ

Если металл подвергается действию циклически меняющихся напряжений (например, чередующихся растяжения и сжатия), то при достаточно большом числе циклов разрушение может произойти при напряжении меньше временного сопротивления и даже предела текучести. Это явление называется усталостью металла. Склонность металла к усталостному разрушению устанавливается на основании результатов вибрационных испытаний[1].

Мерой пластичности материала служит относительное остаточное удлинение при разрыве δ. Перед разрушением в образце в месте разрыва образуется «шейка», поперечное сечение образца уменьшается и в зоне шейки развиваются большие местные пластические деформации. Относительное удлинение при разрыве складывается из равномерного удлинения на всей длине образца $\delta_{равн}$ и локального удлинения в зоне шейки $\delta_{лок}$. Последнее зависит от размеров и формы образца, наличия местных дефектов и других случайных факторов, поэтому более показательной характеристикой пластичности является равномерное относительное удлинение $\delta_{равн}$. Мерой пластичности может служить также относительное сужение при разрыве, %:

$$\psi = \frac{A - A_0}{A} 100,$$

где A и A_0 — первоначальная и конечная после разрыва площади сечения образца.

Упругие свойства материала определяются модулем упругости $E = \mathrm{tg}\alpha$, где α — угол наклона линии деформирования металла к оси абсцисс, и пределом упругости σ_e, т.е. таким максимальным напряжением, при котором деформации после снятия нагрузки исчезают.

Несколько ниже σ_e находится предел пропорциональности σ_p — напряжение, до которого материал работает линейно по закону Гука

$$\sigma = E\varepsilon. \qquad (1.1)$$

В известной степени σ_e и σ_p являются условными напряжениями, значения которых зависят от точности определения. Обычно принимают, что предел пропорциональности соответствует напряжениям, при которых $E = \mathrm{tg}\alpha$ уменьшается в 1,5 раза, а предел упругости — напряжениям, при которых относительная деформация составляет 0,05 % (*рис. 1.1, в*).

Склонность металла к хрупкому разрушению оценивается по результатам испытания на ударную вязкость на специальных маятниковых копрах (рис. 1.2). Под действием удара молота копра образец разрушается. Ударная вязкость *KC* определяется затраченной на разрушение образца работой, отнесенной к площади поперечного сечения, и измеряется в Дж/см^2.

Для сопоставимости результатов испытания проводятся на стандартных образцах при определенных температурах. Для тонкого металла используют образцы толщиной 5 мм. Один и тот же материал может разрушаться как вязко, т.е. с развитием значительных пластических деформаций, так и хрупко, в зависимости от целого ряда факторов (см. подразд. 1.2.1). Для ужесточения условий испытаний и повышения концентрации напряжений в образцах делают надрез (U- или V-образный) или трещину. В местах надреза напряжения резко повышаются (возникает концентрация напряжений), что способствует переходу металла в хрупкое состояние.

Таким образом, ударная вязкость является комплексным показателем, характеризующим состояние металла (хрупкое или вязкое), сопротивление динамическим (ударным) воздействиям и чувствительность к концентрации напряжений, и служит для сравнительной оценки качества материала.

В сечении разрушенного образца можно выделить две зоны: первая зона с волокнистой структурой характеризует пластическую составляющую, вторая зона с кристалли-

---

[1] *Золоторевский В. С.* Механические испытания и свойства металлов. — М.: Металлургия, 1974.

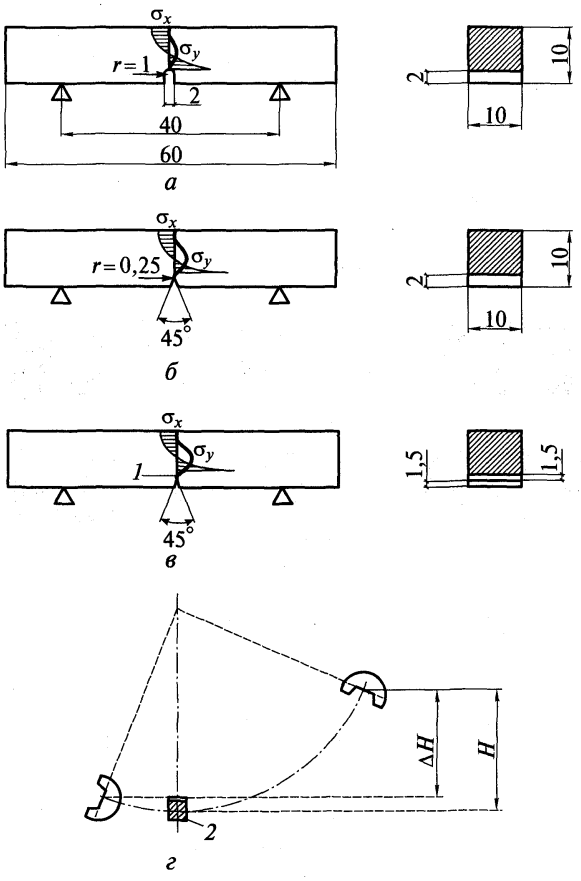


Рис. 1.2. Типы образцов для испытаний на ударную вязкость:

а — тип 1 с U-образным надрезом (образец Менаже); *б* — тип 2 с V-образным надрезом (образец Шарпи); *в* — образец с трещиной; *г* — схема испытаний; *1* — трещина; *2* — образец

ческим изломом — хрупкую. Чем более пластичен материал, тем больше пластическая составляющая. Качественной характеристикой состояния материала служит процент волокнистости в изломе В, %.

Помимо испытаний на ударную вязкость для оценки склонности металла к хрупкому разрушению используются и другие методы[1].

Ползучесть в металлах, применяемых в строительных конструкциях, проявляется в основном при высоких температурах, а также для термообработанных высокопрочных сталей. Оценка степени ползучести производится по результатам длительных испытаний образцов на растяжение.

Основной способ соединения элементов металлических конструкций — сварка, поэтому важнейшим требованием, предъявляемым к металлам строительных конструкций, является свариваемость. Оценка свариваемости производится по химическому составу (углеродному эквиваленту), а также путем применения специальных технологических проб[2].

---

[1] *Тылкин М.А., Большаков В.Н., Одесский П.Д.* Структура и свойства строительной стали. — М.: Металлургия, 1983.

[2] Технология металлов и сварка / Под ред. П.И. Полухина. — М.: Высш. шк., 1977.

Долговечность металлических конструкций определяется в первую очередь коррозионной стойкостью металла. Сопротивляемость металла коррозионным повреждениям зависит от химического состава и проверяется путем длительной выдержки образцов в агрессивной среде. Мерой коррозионной стойкости служит скорость коррозии по толщине металла, мм/год.

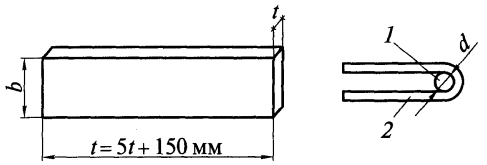


Рис. 1.3. Образец для испытаний на холодный изгиб:

1 — оправка; *2* — образец

С течением времени свойства стали несколько меняются: увеличиваются предел текучести и временное сопротивление, снижается пластичность, сталь становится более хрупкой. Это явление называется старением стали (см. подразд. 1.3). Склонность стали к старению оценивается по результатам испытания на ударную вязкость искусственно состаренных образцов (после механического старения).

При изготовлении и монтаже металлических конструкций широко используются такие операции, как гибка, резка, строжка, сверление отверстий, связанные с процессами упругопластического изгиба, скалывания, обработки резанием, термическим воздействием. Для качественного выполнения этих операций металл должен иметь соответствующие технологические свойства. Так, повышенная твердость затрудняет сверление и механическую резку, недостаточная вязкость приводит к возникновению в гнутых деталях трещин, термическое воздействие ускоряет процесс старения металла и способствует его переходу в хрупкое состояние.

Оценка технологических свойств металла производится по химическому составу. В зависимости от содержания отдельных элементов устанавливается режим огневой резки и сварки.

Влияние пластических деформаций и термического воздействия на охрупчивание металла определяется по результатам испытаний на ударную вязкость после искусственного старения. Для этого образец подвергается растяжению до остаточного удлинения 10 % и последующему отпуску в печи при температуре 250 °С.

Для предотвращения возникновения трещин при изготовлении гнутых деталей проводятся испытания на холодный изгиб. Плоский образец (рис. 1.3) загибается вокруг оправки определенного диаметра на 180°, при этом на внешней стороне образца не должны появляться трещины. Испытание дает качественную оценку вязкости металла.

Таблица 1.1

Физические характеристики материалов, применяемых для металлических конструкций

Характеристики	Условные обозначения	Прокатная сталь	Алюминиевые сплавы	Чугун
Объемный вес	γ, кН/см^3	$7{,}7 \cdot 10^{-5}$	$2{,}65 \cdot 10^{-5}$	$7{,}06 \cdot 10^{-5}$
(плотность)	(ρ, кг/м^3)	($7{,}85 \cdot 10^3$)	($2{,}7 \cdot 10^3$)	($7{,}2 \cdot 10^3$)
Коэффициент линейного расширения	α, см$^{-1}$	$0{,}12 \cdot 10^{-4}$	$0{,}23 \cdot 10^{-4}$	—
Модуль упругости	E, кН/см^2	$2{,}06 \cdot 10^4$	$0{,}71 \cdot 10^4$	$0{,}83 \cdot 10^4 — 1 \cdot 10^4$
Модуль сдвига	G, кН/см^2	$0{,}78 \cdot 10^4$	$0{,}27 \cdot 10^4$	—
Коэффициент поперечной деформации (при упругой работе материала)	ν	0,3	0,3	—

Расчет конструкций на прочность для обеспечения их надежности основывается на минимальных значениях прочностных характеристик. Оборудование же для механической обработки металла (сверление, строжка, механическая резка и т.д.) с учетом возможного разброса свойств должно быть рассчитано на максимальные значения характеристик. Для сокращения затрат на увеличение мощности оборудования и повышения скорости обработки целесообразно ограничить верхние границы прочностных характеристик и прежде всего временного сопротивления.

Значения показателей основных свойств металлов устанавливаются в государственных стандартах (ГОСТах) и технических условиях (ТУ). В необходимых случаях при заказе металла оговариваются дополнительные требования по тем или иным свойствам.

Из физических характеристик металлов с точки зрения работы строительных конструкций наиболее важными являются плотность, модуль упругости при растяжении, модуль упругости при сдвиге, коэффициент поперечной деформации и коэффициент линейного расширения. Значения этих характеристик приведены в табл. 1.1.

1.2. Стали и алюминиевые сплавы

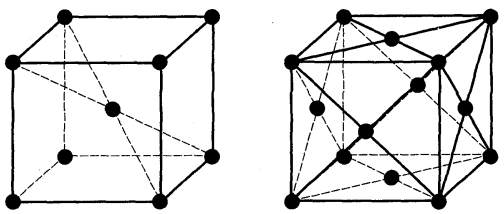
1.2.1. Общая характеристика сталей. Сталь — это сплав железа с углеродом, содержащий легирующие добавки, улучшающие качество металла, и вредные примеси, которые попадают в металл из руды или образуются в процессе выплавки.

Структура стали. В твердом состоянии сталь является поликристаллическим телом, состоящим из множества различно ориентированных кристаллов (зерен). В каждом кристалле атомы (точнее, положительно заряженные ионы) расположены упорядочено в узлах пространственной решетки. Для стали характерны объемно-центрированная (ОЦК) и гранецентрированная (ГЦК) кубическая кристаллическая решетка (рис. 1.4). Каждое зерно как кристаллическое образование резко анизотропно и имеет различные свойства по разным направлениям. При большом числе поразному ориентированных зерен эти различия сглаживаются, статистически в среднем по всем направлениям свойства становятся одинаковыми и сталь ведет себя как квазиизотропное тело.

Структура стали зависит от условий кристаллизации, химического состава, режима термообработки и прокатки.

Температура плавления чистого железа равна 1535 °С, при твердении образуются кристаллы чистого железа — феррита, так называемого δ-железа с объемно-центрированной решеткой (рис. 1.4, *а*); при температуре 1490 °С происходит перекристаллизация, и δ-железо переходит в γ-железо с гранецентрированной решеткой (рис. 1.4, *б*). При температуре 910 °С и ниже кристаллы γ-железа вновь превращаются в объемно-центрированные и это состояние сохраняется до нормальной температуры. Последняя модификация называется α-железом.

При введении углерода температура плавления снижается и для стали с содержанием углерода 0,2 % составляет примерно 1520 °С. При остывании образуется твердый раствор углерода в γ-железе, называемый аустенитом, в котором атомы углерода располагаются в центре ГЦК решетки. При температуре ниже 910 °С начинается распад аустенита. Образующееся α-железо с ОЦК решеткой (феррит) плохо растворяет углерод. По мере выделения феррита аустенит обогащается углеродом и при температуре



а *б*

Рис. 1.4. Кубическая кристаллическая решетка:

а — объемно-центрированная; *б* — гранецентрированная

723 °С превращается в перлит — смесь феррита и карбида железа Fe_3C, называемого цементитом. Таким образом, при нормальной температуре сталь состоит из двух основных фаз: феррита и цементита, которые образуют самостоятельные зерна, а также входят в виде пластинок в состав перлита (рис. 1.5). Светлые зерна — феррит, темные — перлит).

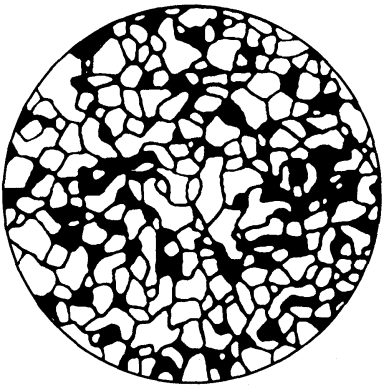


Рис. 1.5. Микроструктура низкоуглеродистой стали

Феррит весьма пластичен и малопрочен, цементит тверд и хрупок. Перлит обладает свойствами, промежуточными между свойствами феррита и цементита. В зависимости от содержания углерода преобладает та или иная структурная составляющая. Величина зерен феррита и перлита зависит от числа очагов кристаллизации и условий охлаждения и существенно влияет на механические свойства стали (чем мельче зерно, тем выше качество металла).

Легирующие добавки, входя в твердый раствор с ферритом, упрочняют его. Кроме того, некоторые из них, образуя карбиды и нитриды, увеличивают число очагов кристаллизации и способствуют образованию мелкозернистой структуры.

Под влиянием термической обработки изменяются структура, величина зерна и растворимость легирующих элементов, что приводит к изменению свойств стали.

Простейшим видом термической обработки является нормализация. Она заключается в повторном нагревании проката до температуры образования аустенита и последующем охлаждении на воздухе. После нормализации структура стали получается более упорядоченной, что приводит к улучшению прочностных и пластических свойств стального проката и его ударной вязкости, а также повышению однородности.

При быстром остывании стали, нагретой до температуры, превосходящей температуру фазового превращения, сталь закаливается.

Структуры, образующиеся после закалки, придают стали высокую прочность. Однако пластичность ее снижается, а склонность к хрупкому разрушению повышается. Для регулирования механических свойств закаленной стали и образования желаемой структуры производится ее отпуск, т.е. нагревание до температуры, при которой происходит желательное структурное превращение, выдержка при этой температуре в течение необходимого времени и затем медленное остывание[1].

При прокатке в результате обжатия структура стали меняется. Происходит размельчение зерен и различное их ориентирование вдоль и поперек проката, что приводит к определенной анизотропии свойств. Существенное влияние оказывают также температура прокатки и скорость охлаждения. При высокой скорости охлаждения возможно образование закалочных структур, что приводит к повышению прочностных свойств стали. Чем толще прокат, тем меньше степень обжатия и скорость охлаждения. Поэтому с увеличением толщины проката прочностные характеристики снижаются.

Таким образом, варьируя химический состав, режимы прокатки и термообработки, можно изменить структуру и получить сталь с заданными прочностными и другими свойствами.

Классификация сталей. По прочностным свойствам стали условно подразделяются на три группы: обычной ($\sigma_y < 29$ кН/см^2), повышенной ($\sigma_y = 29...40$ кН/см^2) и высокой прочности ($\sigma_y \geq 40$ кН/см^2).

Повышение прочности стали достигается легированием и термической обработкой.

По химическому составу стали подразделяются на углеродистые и легированные. Углеродистые стали обыкновенного качества состоят из железа и углерода с некоторой

[1] Технология металлов и сварка. — М.: Выс. шк., 1977.

добавкой кремния (или алюминия) и марганца. Прочие добавки специально не вводятся и могут попасть в сталь из руды (медь, хром и т.д.).

Углерод (У)[1], повышая прочность стали, снижает ее пластичность и ухудшает свариваемость, поэтому для строительных металлических конструкций применяются только низкоуглеродистые стали с содержанием углерода не более 0,22 %.

В состав легированных сталей помимо железа и углерода входят специальные добавки, улучшающие их качество. Поскольку большинство добавок в той или иной степени ухудшают свариваемость стали, а также удорожают ее, в строительстве в основном применяются низколегированные стали с суммарным содержанием легирующих добавок не более 5 %.

Основными легирующими добавками являются кремний (С), марганец (Г), медь (Д), хром (Х), никель (Н), ванадий (Ф), молибден (М), алюминий (Ю), азот (А).

Кремний раскисляет сталь, т.е. связывает избыточный кислород и повышает ее прочность, но снижает пластичность, ухудшает при повышенном содержании свариваемость и коррозионную стойкость. Вредное влияние кремния может компенсироваться повышенным содержанием марганца.

Марганец повышает прочность, является хорошим раскислителем и, соединяясь с серой, снижает ее вредное влияние. При содержании марганца более 1,5 % сталь становится хрупкой.

Медь несколько повышает прочность стали и увеличивает ее стойкость против коррозии. Избыточное содержание меди (более 0,7 %) способствует старению стали и повышает ее хрупкость.

Хром и никель повышают прочность стали без снижения пластичности и улучшают ее коррозионную стойкость.

Алюминий хорошо раскисляет сталь, нейтрализует вредное влияние фосфора, повышает ударную вязкость.

Ванадий и молибден увеличивают прочность почти без снижения пластичности и предотвращают разупрочнение термообработанной стали при сварке.

Азот в несвязанном состоянии способствует старению стали и делает ее хрупкой, поэтому его должно быть не более 0,009 %. В химически связанном состоянии с алюминием, ванадием, титаном и другими элементами он образует нитриды и становится легирующим элементом, способствуя получению мелкозернистой структуры и улучшению механических свойств.

Фосфор относится к вредным примесям, так как, образуя твердый раствор с ферритом, повышает хрупкость стали, особенно при пониженных температурах (хладноломкость). Однако при наличии алюминия фосфор может служить легирующим элементом, повышающим коррозионную стойкость стали. На этом основано получение атмосферостойких сталей.

Сера вследствие образования легкоплавкого сернистого железа делает сталь красноломкой (склонной к образованию трещин при температуре 800—1000 °С). Это особенно важно для сварных конструкций. Вредное влияние серы снижается при повышенном содержании марганца. Содержание серы и фосфора в стали ограничивается и должно составлять не более 0,03—0,05 % в зависимости от типа (марки) стали.

Вредное влияние на механические свойства стали оказывает насыщение ее газами, которые могут попасть из атмосферы в металл, находящийся в расплавленном состоянии. Кислород действует подобно сере, но в более сильной степени, и повышает хрупкость стали. Несвязанный азот также снижает качество стали. Водород хотя и удерживается в незначительном количестве (0,0007 %), но, концентрируясь около включений в межкристаллических областях и располагаясь преимущественно по границам зерен, вызывает в микрообъемах высокие напряжения, что приводит к снижению сопротивления стали хрупкому разрушению, снижению временного сопротивления и ухуд-

[1] В скобках указано условное обозначение элемента.

шению пластических свойств. Поэтому расплавленную сталь (например, при сварке) необходимо защищать от воздействия атмосферы.

В зависимости от вида поставки стали подразделяются на горячекатаные и термообработанные (нормализованные или термически улучшенные). В горячекатаном состоянии сталь далеко не всегда обладает оптимальным комплексом свойств. При нормализации измельчается структура стали, повышается ее однородность, увеличивается вязкость, однако сколько-нибудь существенного повышения прочности не происходит. Термическая обработка (закалка в воде и высокотемпературный отпуск) позволяет получить стали высокой прочности, хорошо сопротивляющиеся хрупкому разрушению. Затраты по термической обработке стали можно существенно снизить, если проводить закалку непосредственно с прокатного нагрева.

Сталь, применяемая в строительных металлических конструкциях, производится в основном двумя способами: в мартеновских печах и конвертерах с продувкой кислородом. Свойства мартеновских и кислородно-конвертерных сталей практически одинаковы, однако кислородно-конвертерный способ производства значительно дешевле и постепенно вытесняет мартеновский. Для наиболее ответственных деталей, где требуется особо высокое качество металла, используются также стали, получаемые путем электрошлакового переплава (ЭШП). С развитием электрометаллургии возможно более широкое использование в строительстве сталей, получаемых в электропечах. Электросталь отличается низким содержанием вредных примесей и высоким качеством.

По степени раскисления стали могут быть кипящими, полуспокойными и спокойными.

Нераскисленные стали кипят при разливке в изложницы вследствие выделения газов. Такая сталь носит название к и п я щ е й и оказывается более загрязненной газами и менее однородной.

Механические свойства несколько изменяются по длине слитка ввиду неравномерного распределения химических элементов. Особенно это относится к головной части, которая получается наиболее рыхлой (вследствие усадки и наибольшего насыщения газами), в ней происходит наибольшая ликвация вредных примесей и углерода. Поэтому от слитка отрезают дефектную часть, составляющую примерно 5 % массы слитка. Кипящие стали, имея достаточно хорошие показатели по пределу текучести и временному сопротивлению, хуже сопротивляются хрупкому разрушению и старению.

Чтобы повысить качество низкоуглеродистой стали, ее раскисляют добавками кремния от 0,12 до 0,3 % или алюминия до 0,1 %. Кремний (или алюминий), соединяясь с растворенным кислородом, уменьшает его вредное влияние. При соединении с кислородом раскислители образуют в мелкодисперсной фазе силикаты и алюминаты, которые увеличивают число очагов кристаллизации и способствуют образованию мелкозернистой структуры стали, что ведет к повышению ее качества и механических свойств. Раскисленные стали не кипят при разливке в изложницы, поэтому их называют с п о к о й н ы м и. От головной части слитка спокойной стали отрезают часть, составляющую примерно 15 %. Спокойная сталь более однородна, лучше сваривается, лучше сопротивляется динамическим воздействиям и хрупкому разрушению. Спокойные стали применяются при изготовлении ответственных конструкций, подвергающихся динамическим воздействиям.

Однако спокойные стали примерно на 12 % дороже кипящих, что заставляет ограничивать их применение и переходить, когда это выгодно по технико-экономическим соображениям, на изготовление конструкций из полуспокойной стали.

П о л у с п о к о й н а я сталь по качеству является промежуточной между кипящей и спокойной. Она раскисляется меньшим количеством кремния — 0,05—0,15 % (редко алюминием). От головной части слитка отрезается меньшая часть, равная примерно 8 % массы слитка. По стоимости полуспокойные стали также занимают промежуточное положение. Низколегированные стали поставляются в основном спокойной (редко полуспокойной) модификации.

Таблица 1.2

Химический состав сталей

Сталь	Содержание элементов, %							
	углерода, не более	марганца	кремния	серы, не более	фосфора, не более	хрома, не более	ванадия	других элементов
С235	0,22	≤0,6	≤0,05	0,05	0,04	0,3	—	—
С245, С275	0,22	≤0,65	0,05—0,15	0,05	0,04	0,3	—	—
С255, С285	0,22 0,22 0,2	≤0,65 0,8—1,1 0,8—1,1	0,15—0,3 0,05—0,15 0,15—0,3	0,05	0,04	0,3	—	—
С345, С375	0,15	1,3—1,7	≤0,8	0,04	0,035	0,3	—	—
С390	0,18	1,20—1,6	≤0,6	0,04	0,035	0,4	0,07—0,12	Азот 0,015—0,025
С440	0,2	1,3—1,7	≤0,6	0,04	0,035	0,4	0,08—0,14	Азот 0,015—0,025
С590	0,15	1,3—1,7	0,4—0,7	0,035	0,035	0,3	0,07—0,15	Молибден 0,15—0,25

1.2.2. Нормирование сталей. Основным стандартом, регламентирующим характеристики сталей для строительных металлических конструкций, является ГОСТ 27772—88. Согласно ГОСТу фасонный прокат изготовляют из сталей[1] С235, С245, С255, С275, С285, С345, С345К, С375, для листового и универсального проката и гнутых профилей используются также стали С390, С390К, С440, С590, С590К. Стали С345, С375, С390 и С440 могут поставляться с повышенным содержанием меди (для повышения коррозионной стойкости), при этом к обозначению стали добавляется буква «Д».

Химический состав сталей и механические свойства представлены в табл. 1.2 и 1.3.

Прокат может поставляться как в горячекатаном, так и в термообработанном состоянии. Выбор варианта химического состава и вида термообработки определяется заводом. Главное — обеспечение требуемых свойств. Так, листовой прокат стали С345 может изготавливаться из стали с химическим составом С245 с термическим улучшением. В этом случае к обозначению стали добавляется буква Т, например С345Т.

В зависимости от температуры эксплуатации конструкций и степени опасности хрупкого разрушения испытания на ударную вязкость для сталей С345 и С375 проводятся при разных температурах, поэтому они поставляются четырех категорий, а к обозначению стали добавляют номер категории, например С345-1; С345-2.

Нормируемые характеристики для каждой категории приведены в табл. 1.4.

Прокат поставляется партиями. Партия состоит из проката одного размера, одной плавки-ковша и одного режима термообработки. При проверке качества металла от партии отбираются случайным образом по две пробы.

Из каждой пробы изготавливают по одному образцу для испытаний на растяжение и изгиб и по два образца для определения ударной вязкости при каждой температуре. Если результаты испытаний не соответствуют требованиям ГОСТа, то проводят по-

[1] Буква «С» обозначает «сталь строительная»; цифра показывает значение предела текучести, МПа; буква «К» — вариант химического состава.

Таблица 1.3

Механические характеристики сталей по ГОСТ 27772—88 для листового проката

Сталь	Механические характеристики			Ударная вязкость *KCU*, Дж/см²				Марка-аналог по другим стандартам
	σ_y, кН/см²	σ_u, кН/см²	δ_5, %	t = −20 °С	t = −40 °С	t = −70 °С	после механического старения	
С235	22,5—23,5	36	25—26	—	—	—	—	Вст3кп2
С245	23,5—24,5	37	24—25	—	—	—	28	Вст3пс6
С255	23,5—25,5	37—38	24—26	29	—	—	29	Вст3сп5, Вст3Гпс5
С275	26,5—27,5	37—39	23—24	—	—	—	29	Вст3пс6-2
С285	26,5—28,5	38—39	23—24	29	—	—	29	Вст3сп5-2, Вст3Гпс5-2
С345 (Т)	30,5—34,5	46—49	21	—	34	29	29	09Г2С, 14Г2, 12Г2С, ВстТпс
С345	26,5—34,5	43—49	20—21	—	34	29	29	09Г2, 15ХСНД, 14Г2
С390	39	54	20	—	—	29	—	14Г2АФ, 10Г2С1 т.о., 10ХСНД
С440	41—44	57—59	20	—	—	29	—	16Г2АФ
С590	59	68,5	14	—	34	—	—	12Г2СМФ

вторные испытания на удвоенном числе образцов. Если и повторные испытания показали неудовлетворительные результаты, то партия бракуется.

Оценку свариваемости стали проводят по углеродному эквиваленту, %:

$$C_э = C = \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V}{14} + \frac{P}{2}, \qquad (1.2)$$

где C, Mn, Si, Cr, Ni, Cu, V, P — массовая доля углерода, марганца, кремния, хрома, никеля, меди, ванадия и фосфора, %.

Таблица 1.4

Нормируемые характеристики сталей по категориям

Нормируемая характеристика	Категория			
	1	2	3	4
Ударная вязкость:				
при t = −40 °С	+	−	+	−
при t = −70 °С	−	+	−	+
после механического старения	−	−	+	+

Если $C_э \leq 0{,}4\,\%$, то сварка стали не вызывает затруднений, при $0{,}4\,\% < C_э \leq 0{,}55\,\%$ сварка возможна, но требует принятия специальных мер по предотвращению возникновения трещины. При $C_э \geq 0{,}55\,\%$ опасность появления трещин резко возрастает.

Для проверки сплошности металла и предупреждения расслоя в необходимых случаях по требованию заказчика проводится ультразвуковой контроль.

Отличительной особенностью ГОСТ 27772—88 является использование для некоторых сталей (С275, С285, С375) статистических методов контроля, что гарантирует обеспечение нормативных значений предела текучести и временного сопротивления.

Строительные металлические конструкции изготавливаются также из сталей, поставляемых по ГОСТ 380—88 «Сталь углеродистая обыкновенного качества», ГОСТ 19281—73 «Сталь низколегированная сортовая и фасонная», ГОСТ 19282—73 «Сталь низколегированная толстолистовая и широкополосная универсальная» и другим стандартам.

Принципиальных различий между свойствами сталей, имеющих одинаковый химический состав, но поставляемых по разным стандартам, нет. Разница в способах контроля и обозначениях. Так, по ГОСТ 380—88 с изменениями в обозначении марки стали указывается группа поставки, способ раскисления и категория.

При поставке по группе А завод гарантирует механические свойства, по группе Б — химический состав, по группе В — механические свойства и химический состав.

Степень раскисления обозначается буквами КП (кипящая), СП (спокойная) и ПС (полуспокойная).

Категория стали указывает вид испытаний на ударную вязкость: категория 2 — испытания на ударную вязкость не проводятся, 3 — проводятся при температуре +20 °С, 4 — при температуре −20 °С, 5 — при температуре −20 °С и после механического старения, 6 — после механического старения.

В строительстве в основном используются стали марок Вст3кп2, Вст3пс6 и Вст3сп5, а также сталь с повышенным содержанием марганца Вст3Гпс5.

По ГОСТ 19281—73 и ГОСТ 19282—73 в обозначении марки стали указывается содержание основных элементов. Например, химический состав стали 09Г2С расшифровывается так: 09 — содержание углерода в сотых долях процента, Г2 — марганец в количестве от 1 до 2 %, С — кремний до 1 %.

В конце марки стали указывается категория, т. е. вид испытания на ударную вязкость. Для низколегированных сталей установлено 15 категорий, испытания проводятся при температурах до −70 °С. Стали, поставляемые по разным стандартам, взаимозаменяемы (см. табл. 1.3).

Свойства стали зависят от химического состава исходного сырья, способа выплавки и объема плавильных агрегатов, усилия обжатия и температуры при прокатке, условий охлаждения готового проката и т. д.

При столь многообразных факторах, влияющих на качество стали, вполне естественно, что показатели прочности и других свойств имеют определенный разброс и их можно рассматривать как случайные величины. Представление об изменчивости характеристик дают статистические гистограммы распределения, показывающие относительную долю (частоту) того или иного значения характеристики. На рис. 1.6 приведена гистограмма распределения предела текучести низкоуглеродистой стали Вст3пс, полученная по результатам испытаний большого (свыше 1000) числа образцов. Гистограммы могут быть аппроксимированы одной из теоретических кривых распределений[1].

Для распределения предела текучести стали наиболее подходящей является кривая Гаусса (нормальный закон распределения)

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\hat{x}} \mathbf{e}^{-\frac{(x-\bar{x})^2}{2\hat{x}^2}}, \qquad (1.3)$$

[1] *Вентцель Е. С.* Теория вероятностей. — М.: Физматиз, 1964.

где x — рассматриваемая характеристика (например, предел текучести); $\bar{x}$ — математическое ожидание (среднее значение); $\hat{x}$ — стандарт распределения (среднее квадратичное отклонение).

При аппроксимации в качестве математического ожидания и стандарта распределения принимаются их значения, полученные по результатам статистической обработки испытаний, т.е.

$$\bar{x} = \frac{\sum_{1}^{n} x_i}{n}; \quad \hat{x} = \sqrt{\frac{(x_i - \bar{x})^2}{n-1}},$$

где x_i — результат испытаний отдельного образца; n — количество образцов.

Из условия

$$P = 1 - \int_{-\infty}^{\sigma_y} f(x)dx = \int_{\sigma_y}^{\infty} f(x)dx \qquad (1.4)$$

можем определить значение предела текучести σ_y, имеющее обеспеченность P. Под обеспеченностью понимается вероятность того, что предел текучести будет не меньше σ_y.

Указанные в стандартах на поставку металла значения предела текучести имеют обеспеченность не ниже 0,95. По этим значениям производится отбраковка металла на металлургических заводах. При этом значительная часть металла (свыше 95 %) имеет прочностные характеристики выше установленных в стандартах. В целях более полного использования прочностных свойств стали и экономии металла можно по результатам испытаний дифференцировать прокат из одной стали на несколько групп прочности. В ГОСТ 27772—88 такой подход используется для проката толщиной до 20 мм из сталей С245 и С275, а также С255 и С285, С345 и С375.

1.2.3. Стали обычной прочности ($\sigma_y < 29$ кН/см^2). К этой группе относятся низкоуглеродистые стали различной степени раскисления, поставляемые в горячекатаном состоянии (С235—С285).

Обладая относительно небольшой прочностью (см. табл. 1.3), эти стали очень пластичны: протяженность площадки текучести составляет 2,5 % и больше, и соотношения $\sigma_y/\sigma_u \approx 0{,}6...0{,}7$. Хорошая свариваемость обеспечивается низким содержанием углерода (не более 0,22 %) и кремния. Стали имеют среднюю коррозионную стойкость, поэтому конструкции, выполненные из сталей обычной прочности, следует защищать с помощью лакокрасочных и других покрытий. Недостатком низкоуглеродистых сталей явля-

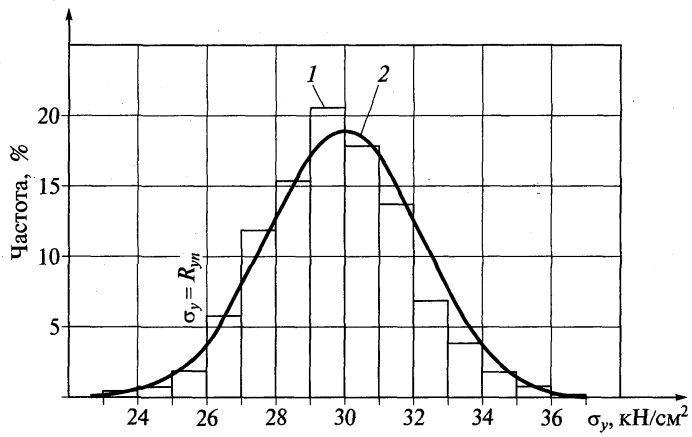


Рис. 1.6. Гистограмма (*1*) и кривая Гаусса (*2*) распределения предела текучести стали Вст3пс

ется склонность к хрупкому разрушению при низких температурах (особенно для кипящей стали С235), поэтому их применение в конструкциях, эксплуатирующихся при отрицательной температуре, ограничено. Однако благодаря невысокой стоимости и хорошим технологическим свойствам стали обычной прочности очень широко применяются для строительных металлических конструкций. Потребление этих сталей составляет свыше 50 % общего объема.

1.2.4. Стали повышенной прочности (29 кН/см^2 $\leq \sigma_y <$ 40 кН/см^2). Стали повышенной прочности (С345—С390) получают либо введением при выплавке стали легирующих добавок, в основном марганца и кремния, реже никеля и хрома, либо термоупрочнением низкоуглеродистой стали (С345Т).

Пластичность стали при этом несколько снижается, и протяженность площадки текучести уменьшается до 1—1,5 %.

Стали повышенной прочности несколько хуже свариваются (особенно стали с высоким содержанием кремния) и требуют иногда использования специальных технологических мероприятий для предотвращения образования горячих трещин.

По коррозионной стойкости большинство сталей этой группы близки к низкоуглеродистым сталям.

Более высокой коррозионной стойкостью обладают стали с повышенным содержанием меди (С345Д, С375Д, С390Д).

Мелкозернистая структура низколегированных сталей обеспечивает значительно более высокое сопротивление хрупкому разрушению.

Высокое значение ударной вязкости сохраняется при температуре −40 °С и ниже, что позволяет использовать эти стали для конструкций, эксплуатируемых в северных районах. За счет более высоких прочностных свойств применение сталей повышенной прочности приводит к экономии металла до 20—25 %.

1.2.5. Стали высокой прочности ($\sigma_y \geq$ 40 кН/см^2). Прокат стали высокой прочности (С440—С590) получают, как правило, путем легирования и термической обработки.

Для легирования используются нитридообразующие элементы, способствующие образованию мелкозернистой структуры.

Стали высокой прочности могут не иметь площадки текучести (при $\sigma_y >$ 50 кН/см^2), и их пластичность (относительное удлинение) снижается до 14 % и ниже.

Отношение σ_y/σ_u увеличивается до 0,8—0,9, что не позволяет учитывать при расчете конструкций из этих сталей пластические деформации.

Подбор химического состава и режима термообработки позволяет значительно повысить сопротивление хрупкому разрушению и обеспечить высокую ударную вязкость при температуре до −70 °С. Определенные трудности возникают при изготовлении конструкций. Высокая прочность и низкая пластичность требуют более мощного оборудования для резки, правки, сверления и других операций.

При сварке термообработанных сталей вследствие неравномерного нагрева и быстрого охлаждения в разных зонах сварного соединения происходят различные структурные превращения. На одних участках образуются закалочные структуры, обладающие повышенной прочностью и хрупкостью (жесткие прослойки), на других металл подвергается высокому отпуску и имеет пониженную прочность и высокую пластичность (мягкие прослойки).

Разупрочнение стали в околошовной зоне может достигать 5—30 %, что необходимо учитывать при проектировании сварных конструкций из термообработанных сталей.

Введение в состав стали некоторых карбидообразующих элементов (молибден, ванадий) снижает эффект разупрочнения.

Применение сталей высокой прочности приводит к экономии металла до 25—30 % по сравнению с конструкциями из низкоуглеродистых сталей и особенно целесообразно в большепролетных и тяжело нагруженных конструкциях.

1.2.6. Атмосферостойкие стали. Для повышения коррозионной стойкости металлических конструкций применяют низколегированные стали, содержащие в небольшом количестве (доли процента) такие элементы, как хром, никель и медь.

В конструкциях, подвергающихся атмосферным воздействиям, весьма эффективны стали с добавкой фосфора (например, сталь С345К). На поверхности таких сталей образуется тонкая оксидная пленка, обладающая достаточной прочностью и защищающая металл от развития коррозии. Однако свариваемость стали при наличии фосфора ухудшается. Кроме того, в прокате больших толщин металл обладает пониженной хладностойкостью, поэтому применение стали С345К рекомендуется при толщинах не более 10 мм.

В конструкциях, совмещающих несущие и ограждающие функции (например, мембранные покрытия), широко применяется тонколистовой прокат. Для повышения долговечности таких конструкций целесообразно применение нержавеющей хромистой стали марки ОХ18Т1Ф2, не содержащей никеля. Механические свойства стали ОХ18Т1Ф2: σ_u = 50 кН/см^2, σ_y = 36 кН/см^2, $\delta_5 \geq 33$ %. При больших толщинах прокат из хромистых сталей обладает повышенной хрупкостью, однако свойства тонколистового проката (особенно толщиной до 2 мм) позволяют применять его в конструкциях при расчетных температурах до −40 °С.

1.2.7. Выбор сталей для строительных металлических конструкций. Выбор стали производится на основе вариантного проектирования и технико-экономического анализа с учетом рекомендаций норм. В целях упрощения заказа металла при выборе стали следует стремиться к большей унификации конструкций, сокращению числа сталей и профилей. Выбор стали зависит от следующих параметров, влияющих на работу материала:

температуры среды, в которой монтируется и эксплуатируется конструкция. Этот фактор учитывает повышенную опасность хрупкого разрушения при пониженных температурах;

характера нагружения, определяющего особенность работы материала и конструкций при динамической, вибрационной и переменной нагрузках;

вида напряженного состояния (одноосное сжатие или растяжение, плоское или объемное напряженное состояние) и уровня возникающих напряжений (сильно или слабо нагруженные элементы);

способа соединения элементов, определяющего уровень собственных напряжений, степень концентрации напряжений и свойства материала в зоне соединения;

толщины проката, применяемого в элементах. Этот фактор учитывает изменение свойств стали с увеличением толщины.

В зависимости от условий работы материала все виды конструкций подразделяются на четыре группы.

К *первой группе* относятся сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических, вибрационных или подвижных нагрузок (например, подкрановые балки, балки рабочих площадок или элементы эстакад, непосредственно воспринимающих нагрузку от подвижных составов, фасонки ферм и т.д.). Напряженное состояние таких конструкций характеризуется высоким уровнем и большой частотой загружения.

Конструкции первой группы работают в наиболее сложных условиях, способствующих возможности их хрупкого или усталостного разрушения, поэтому к свойствам сталей для этих конструкций предъявляются наиболее высокие требования.

Ко *второй группе* относятся сварные конструкции, работающие на статическую нагрузку при воздействии одноосного и однозначного двухосного поля растягивающих напряжений (например, фермы, ригели рам, балки перекрытий и покрытий и другие растянутые, растянуто-изгибаемые и изгибаемые элементы), а также конструкции первой группы при отсутствии сварных соединений.

Общим для конструкций этой группы является повышенная опасность хрупкого разрушения, связанная с наличием поля растягивающих напряжений. Вероятность усталостного разрушения здесь меньше, чем для конструкций первой группы.

К *третьей группе* относятся сварные конструкции, работающие при преимущественном воздействии сжимающих напряжений (например, колонны, стойки, опоры под оборудование и другие сжатые и сжато-изгибаемые элементы), а также конструкции второй группы при отсутствии сварных соединений.

К *четвертой группе* относятся вспомогательные конструкции и элементы (связи, элементы фахверка, лестницы, ограждения и т. п.), а также конструкции третьей группы при отсутствии сварных соединений.

Если для конструкций третьей и четвертой групп достаточно ограничиться требованиями к прочности при статических нагрузках, то для конструкций первой и второй групп важна оценка сопротивления стали динамическим воздействиям и хрупкому разрушению.

В материалах для сварных конструкций обязательно следует оценивать свариваемость. Требования к элементам конструкций, не имеющих сварных соединений, могут быть снижены, так как отсутствие полей сварочных напряжений, более низкая концентрация напряжений и другие факторы улучшают их работу.

В пределах каждой группы конструкций в зависимости от температуры эксплуатации к сталям предъявляются требования по ударной вязкости при различных температурах.

В нормах содержится перечень сталей в зависимости от группы конструкций и климатического района строительства.

Окончательный выбор стали в пределах каждой группы должен выполняться на основании сравнения технико-экономических показателей (расхода стали и стоимости конструкций), а также с учетом заказа металла и технологических возможностей завода-изготовителя. В составных конструкциях (например, составных балках, фермах и т. п.) экономически целесообразно применение двух сталей: более высокой прочности для сильно нагруженных элементов (пояса ферм, балок) и меньшей прочности для слабо нагруженных элементов (решетка ферм, стенки балок).

1.2.8. Алюминиевые сплавы. Алюминий по своим свойствам существенно отличается от стали. Его плотность $\rho = 2{,}7$ т/м^3, т. е. почти в 3 раза меньше плотности стали. Модуль продольной упругости алюминия $E = 71\,000$ МПа, модуль сдвига $G = 27\,000$ МПа, что примерно в 3 раза меньше, чем модуль продольной упругости и модуль сдвига стали.

Алюминий не имеет площадки текучести. Прямая упругих деформаций непосредственно переходит в кривую упругопластических деформаций (рис. 1.7). Алюминий очень пластичен: удлинение при разрыве достигает 40—50 %, но прочность его весьма низкая: $\sigma_u = 6...7$ кН/см^2, а условный предел текучести $\sigma_{02} = 2...3$ кН/см^2. Чистый алюминий быстро покрывается прочной оксидной пленкой, препятствующей дальнейшему развитию коррозии.

Вследствие весьма низкой прочности технически чистый алюминий в строительных конструкциях применяется довольно редко. Значительное увеличение прочности алю-

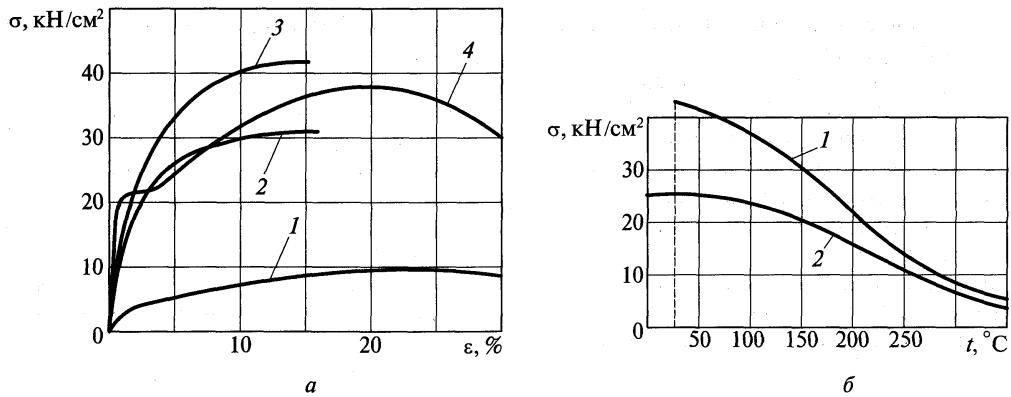


Рис. 1.7. Характеристики алюминиевых сплавов:

а — диаграммы растяжения; *1* — чистый алюминий; *2* — сплав 1915; *3* — сплав 1915Т1; *4* — сталь С245; *б* — зависимости временного сопротивления (*1*) и условного предела текучести (*2*) от температуры

миния достигается путем легирования его магнием, марганцем, медью, кремнием, цинком и некоторыми другими элементами.

Временное сопротивление легированного алюминия (алюминиевых сплавов) в зависимости от состава легирующих добавок в 2—5 раз выше, чем технически чистого; однако относительное удлинение при этом соответственно в 2—3 раза ниже. С повышением температуры прочность алюминия снижается и при температуре свыше 300 °С близка к нулю (см. рис. 1.7).

Особенностью ряда многокомпонентных сплавов Al—Mg—Si, Al—Cu—Mg, Al—Mg—Zn является их способность к дальнейшему увеличению прочности в процессе старения после термической обработки; такие сплавы называются термически упрочняемыми.

Временное сопротивление некоторых высокопрочных сплавов (системы Al—Mg—Zn) после термической обработки и искусственного старения превышает 40 кН/см^2, относительное удлинение при этом составляет всего 5—10 %. Термическая обработка сплавов двойной композиции (Al—Mg, Al—Mn) к упрочнению не приводит, такие сплавы получили название термически неупрочняемых.

Повышение условного предела текучести σ_{02} изделий из этих сплавов в 1,5—2 раза может быть достигнуто холодной деформацией (нагартовкой), относительное удлинение при этом также существенно снижается. Следует отметить, что показатели всех основных физических свойств сплавов вне зависимости от состава легирующих элементов и состояния практически не отличаются от показателей для чистого алюминия.

Коррозионная стойкость сплавов зависит от состава легирующих добавок, состояния поставки и степени агрессивности внешней среды.

Полуфабрикаты из алюминиевых сплавов изготавливают на специализированных заводах: листы и ленты — прокаткой на многовалковых станах; трубы и профили — методом экструзии на горизонтальных гидравлических прессах, позволяющим получить профили самой разнообразной формы сечения, в том числе и с замкнутыми полостями.

На отправляемых с завода полуфабрикатах указывается марка сплава и состояние поставки: М — мягкое (отожженное); Н — нагартованное; Н2 — полунагартованное; Т — закаленное и естественно состаренное в течение 3—6 сут при комнатной температуре; Т1 — закаленное и искусственно состаренное в течение нескольких часов при повышенной температуре; Т4 — не полностью закаленное и естественно состаренное; Т5 — не полностью закаленное и искусственно состаренное. Полуфабрикаты, поставляемые без обработки, дополнительного обозначения не имеют.

Из большого числа марок алюминия к применению в строительстве рекомендуются следующие:

термически неупрочняемые сплавы: АД1 и АМцМ; АМг2М и АМг2МН2 (листы); АМг2М (трубы);

термически упрочняемые сплавы: АД31Т1; АД31Т4 и АД31Т5 (профили);

1915 и 1915Т; 1925 и 1925Т; 1935, 1935Т, АД31Т (профили и трубы).

Все указанные выше сплавы, за исключением сплава 1925Т, который используется только для клепаных конструкций, хорошо свариваются. Для литых деталей используется литейный сплав марки АЛ8.

Конструкции из алюминия благодаря малой массе, стойкости против коррозии, хладностойкости, антимагнитности, отсутствию искрообразования, долговечности и хорошему виду имеют широкие перспективы применения во многих областях строительства. Однако из-за высокой стоимости использование алюминиевых сплавов в строительных конструкциях ограничено.

1.3. Влияние различных факторов на свойства стали

1.3.1. Старение. При температурах ниже температуры образования феррита растворимость углерода ничтожна, но все же в небольшом количестве он остается. При благо-

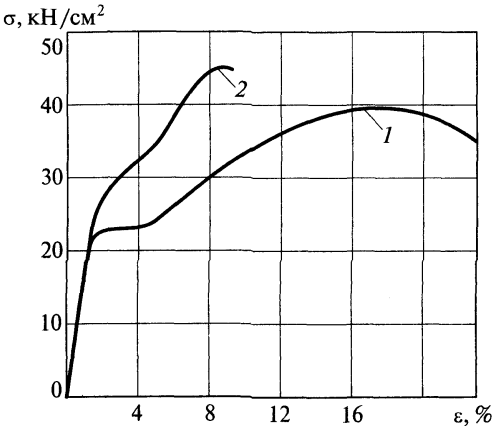


Рис. 1.8. Влияние старения на свойства стали:

1 — сталь в холодном состоянии; *2* — сталь после старения

приятных обстоятельствах углерод выделяется и располагается между зернами феррита, а также группируется у различных дефектов кристаллической решетки. Это приводит к повышению предела текучести и временного сопротивления и уменьшению пластичности (рис. 1.8) и сопротивления хрупкому разрушению. Наряду с углеродом выделяются азот и карбиды, которые производят аналогичное действие. Перестройка структуры и изменение прочности и пластичности происходят в течение достаточно длительного времени, поэтому данное явление называется старением.

Старению способствуют, во-первых, механические воздействия, особенно развитие пластических деформаций (механическое старение), во-вторых, температурные колебания, приводящие к изменению растворимости и скорости диффузии компонентов, а вследствие этого — к их выделению (термическое старение, дисперсионное твердение). Путем нагревания до невысокой температуры (150—200 °С) можно резко усилить процесс старения.

При пластическом деформировании и последующем небольшом нагреве интенсивность старения резко повышается (искусственное старение). Поскольку старение снижает сопротивление динамическим воздействиям и хрупкому разрушению, оно рассматривается как явление отрицательное для сталей. Наиболее подвержены старению стали, загрязненные и насыщенные газами, например кипящая сталь.

Для алюминиевых сплавов термическое старение используется для повышения прочности.

1.3.2. Наклеп. Повторные загружения в пределах упругих деформаций (до предела упругости) не изменяют вида диаграммы работы стали, нагружение и разгрузка будут происходить по одной линии (рис. 1.9, *а*).

Если образец загрузить до пластического состояния и затем снять нагрузку, то появится остаточная деформация $\varepsilon_{ост}$ (рис. 1.9, *б*). При повторном нагружении образца после некоторого «отдыха»[1] материал работает упруго до уровня предыдущего загружения. Повышение упругой работы материала в результате предшествующей пластической деформации называется наклепом. При наклепе искажается атомная решетка и увеличивается плотность дислокаций (см. подразд. 1.4.1). Пластичность стали снижается, повышается опасность хрупкого разрушения, что неблагоприятно сказывается на работе строительных конструкций.

Наклеп возникает в процессе изготовления конструкций при холодной гибке элементов, пробивке отверстий, резке ножницами.

В некоторых случаях, когда снижение пластичности не имеет большого значения, наклеп используется для повышения пределов упругой работы (например, в тонкой высокопрочной проволоке для висячих и предварительно напряженных конструкций, в холоднотянутой арматурной проволоке). Повышение предела текучести допускается также учитывать при расчете элементов из гнутых профилей, где в зоне гиба металл получает наклеп.

---

[1] При повторном загружении без «отдыха» диаграмма разгрузки и нагрузки имеет петлеобразный характер (рис. 1.9, *в*).

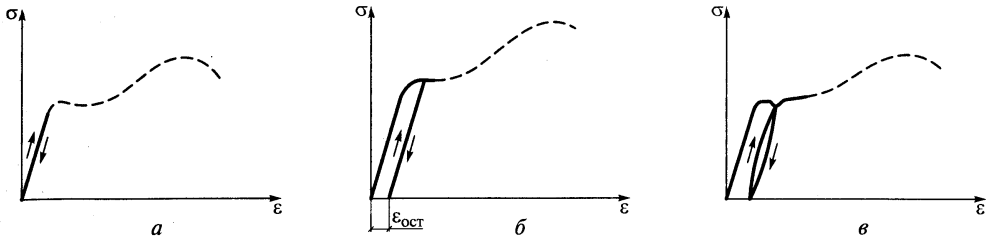


Рис. 1.9. Диаграммы деформирования стали при повторном загружении:
а — в пределах упругих деформаций; *б* — с перерывом (после «отдыха»); *в* — без перерыва

1.3.3. Влияние температуры. Механические свойства стали при нагревании ее до температуры 200—250 °С практически не меняются (рис. 1.10, *а*).

При температуре 250—300 °С прочность стали несколько повышается, пластичность снижается. Сталь в изломе имеет крупнозернистое строение и становится более хрупкой (синеломкость). Не следует при этой температуре деформировать сталь или подвергать ее ударным воздействиям.

Нагревание выше температуры 400 °С приводит к резкому падению предела текучести и временного сопротивления, а при температуре 600—650 °С наступает температурная пластичность и сталь теряет свою несущую способность.

При отрицательных температурах прочность стали возрастает, временное сопротивление и предел текучести сближаются, ударная вязкость падает и сталь становиться хрупкой.

Зависимость ударной вязкости от температуры (рис. 1.10, *б*) характерна тем, что переход от вязкого разрушения к хрупкому происходит, как правило, скачкообразно, в узком температурном диапазоне, называемом порогом хладноломкости. Обычно в качестве порога хладноломкости принимают температуру, при которой ударная вязкость становится меньше определенной величины (30—40 Дж/см^2).

Склонность стали к хрупкому разрушению при низких температурах зависит от величины зерна (мелкозернистые стали лучше сопротивляются хрупкому разрушению и имеют более низкий порог хладноломкости), наличия вредных примесей (фосфор, сера, азот, водород), толщины проката (масштабный фактор).

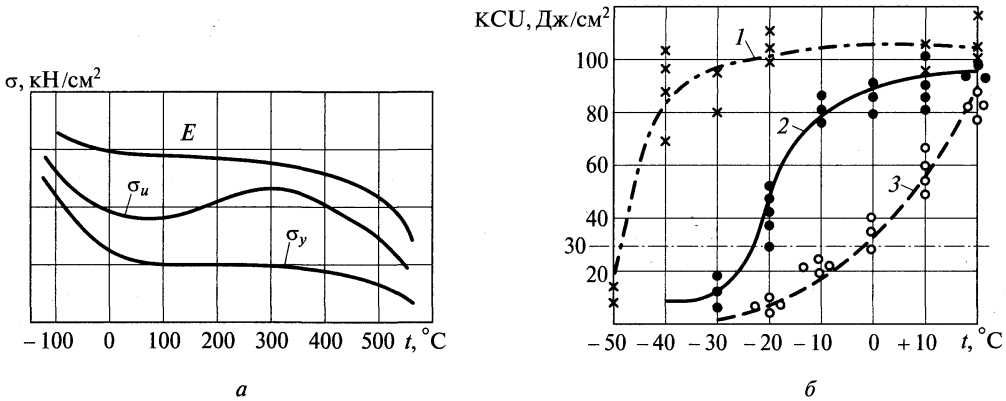


Рис. 1.10. Изменения от температуры:
а — предела текучести, предела прочности и модуля упругости; *б* — ударной вязкости; *1* — стать 10Г2С1; *2* — сталь С255; *3* — сталь С235

Наиболее склонны к хрупкому разрушению кипящие стали. Порог хладноломкости стали С235 (Ст3кп) лежит в интервале от 0 до –10 °С; для спокойной стали С255 (Ст3сп) переход в хрупкое состояние происходит при температуре –20...–30 °С. Низколегированные стали имеют порог хладноломкости –40 °С и ниже.

При увеличении толщины проката порог хладноломкости смещается в область более высоких температур.

С изменением температуры меняется также вид поверхности излома. Бархатистая (волокнистая) часть излома свидетельствует о вязком разрушении, фасеточная часть — о хрупком. Чем больше бархатистая часть в изломе, тем лучше сталь сопротивляется хрупкому разрушению.

1.4. Работа стали под нагрузкой

1.4.1. Виды и механизм разрушения стали. Разрушение металла в зависимости от степени развития пластических деформаций может быть хрупким или пластичным (вязким).

Хрупкое разрушение происходит путем отрыва (рис. 1.11, *а*), без заметных деформаций, внезапно. Пластичное разрушение является результатом сдвига (рис. 1.11, *б*) и сопровождается значительными деформациями, которые могут быть своевременно обнаружены, и поэтому менее опасно.

Один и тот же материал может разрушаться и хрупко, и пластично в зависимости от условий работы (вид напряженного состояния, наличие концентраторов напряжений, температура эксплуатации).

При отрыве разрушаются межатомные связи. Зная силы сцепления между атомами, можно определить прочность кристалла при отрыве. Так, для стали теоретическая прочность составляет приблизительно 3300 кН/см^2.

Сдвинуть одну часть кристалла относительно другой значительно легче, однако и в этом случае касательные напряжения, которые необходимо приложить для смещения (рис. 1.11, *в*), составляют около 1300 кН/см^2, что намного больше предела текучести реальных металлов.

Только в лабораторных условиях удается получить нитевидные кристаллы (так называемые усы), имеющие прочность, близкую к теоретической. Самая прочная стальная проволока имеет прочность около 400 кН/см^2, а прочность строительных сталей не превышает 100 кН/см^2

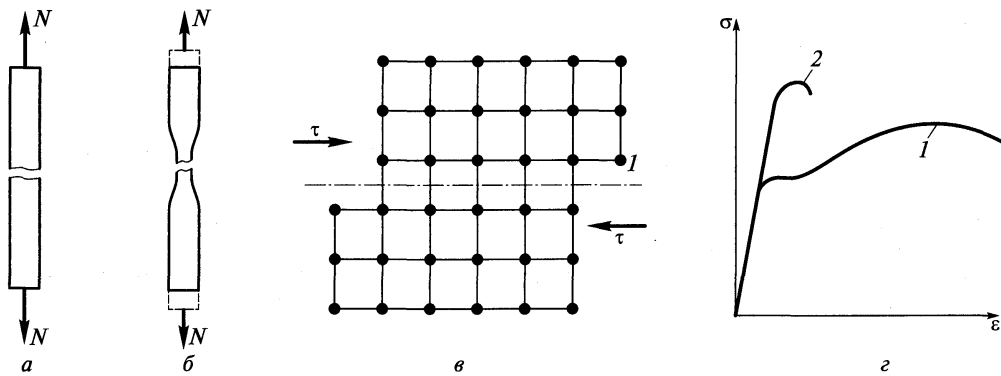


Рис. 1.11. Виды разрушения:

а — отрыв; *б* — срез; *в* — схема смещения атомных слоев при сдвиге; *1* — плоскость скольжения; *г* — диаграмма работы материала; *1* — вязкое разрушение; *2* — хрупкое разрушение

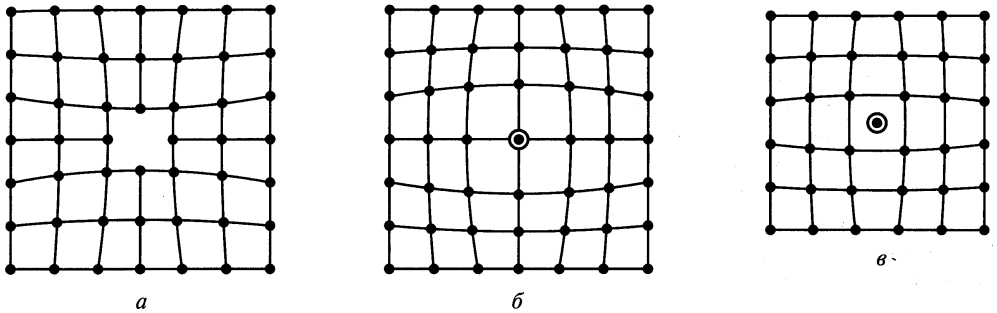


Рис. 1.12. Точечные дефекты кристаллической структуры:
а — вакансия; *б* — атом замещения; *в* — атом внедрения

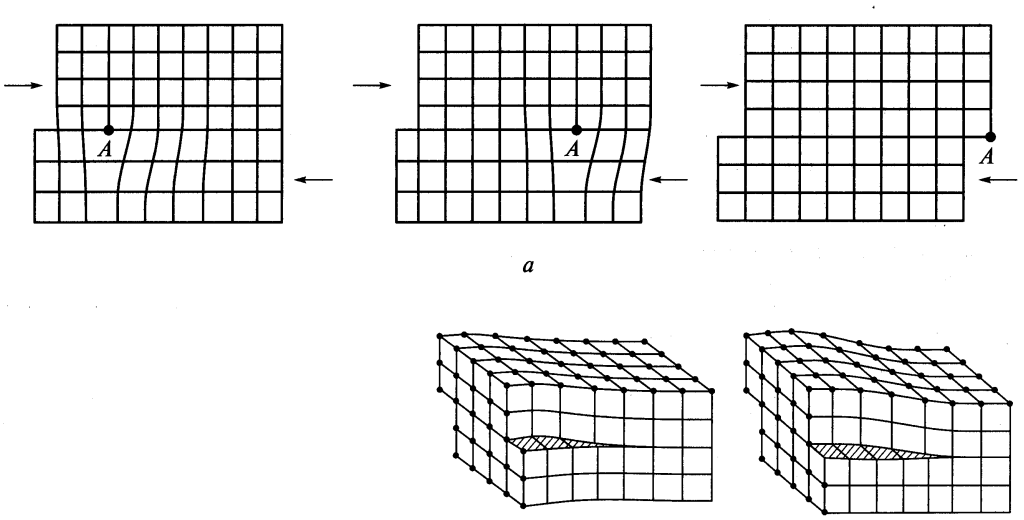


Рис. 1.13. Краевая (*а*) и винтовая (*б*) дислокации

Расхождение между теоретической и реальной прочностью объясняется несовершенствами (дефектами) кристаллической структуры[1].

Различают четыре вида дефектов кристаллической решетки: точечные (рис. 1.12), линейные (рис. 1.13), поверхностные и объемные.

К точечным дефектам относятся отсутствие атома в узле решетки — вакансия (рис. 1.12, *а*), наличие инородного атома в узле решетки (рис. 1.12, *б*), например замещение основного атома в узле атомом легирующего элемента, а также расположение атома вне узла решетки — межузельный, или внедренный, атом (рис. 1.12, *в*).

К линейным дефектам относятся краевые (рис. 1.13, *а*) и винтовые (рис. 1.13, *б*) дислокации.

Поверхностные дефекты включают в себя границы зерен, двойниковые прослойки, а объемные — поры и инородные включения.

---

[1] *Фридман Я. Б.* Механические свойства металлов. — М.: Машиностроение, 1974.

В окрестностях дефектов кристаллическая структура искажается и создаются поля внутренних упругих напряжений.

Наибольшее влияние на механические свойства металла оказывают линейные структурные дефекты, называемые дислокациями.

Если при сдвиге одной части идеального кристалла по другой необходимо преодолеть силы межатомного сцепления между всеми атомами по плоскости скольжения, то в кристалле с нарушенной структурой перемещение происходит за счет смещения отдельных групп атомов (см. рис. 1.13, *а*) и требуемое усилие значительно меньше.

Прочность монокристалла зависит от плотности дислокаций и числа дислокаций на единицу объема (рис. 1.14). С увеличением числа дислокации прочность кристалла (зерна) падает.

Однако при большой плотности дислокации начинают взаимодействовать друг с другом, затрудняя перемещения, и прочность снова возрастает.

Для повышения прочности материалов можно идти двумя путями: первый — уменьшение числа дефектов кристаллической структуры и приближение к идеальной структуре; второй — направленное изменение кристаллической решетки и повышение плотности дислокаций, например с помощью легирования, предварительной пластической деформации и т.д.

При поликристаллическом строении границы зерен создают дополнительные препятствия движению дислокаций.

Кроме феррита в структуру стали входит перлит, обладающий более высокой прочностью (см. рис. 1.5) и тормозящий движение дислокаций, что способствует увеличению сопротивления пластическим деформациям и повышению прочности стали.

Свойства монокристалла различны по разным направлениям. При большом числе хаотично ориентированных кристаллов сталь ведет себя как изотропный материал. Однако в объеме металла всегда находятся плоскости, совпадающие по направлению с площадками действия максимальных касательных напряжений, на которых большинство кристаллов ориентировано благоприятно для сдвига. Когда напряжения достигают предела текучести, по этим отдельным плоскостям и происходит пластическое течение (рис. 1.15). Между плоскостями интенсивного течения материал находится или в упру-

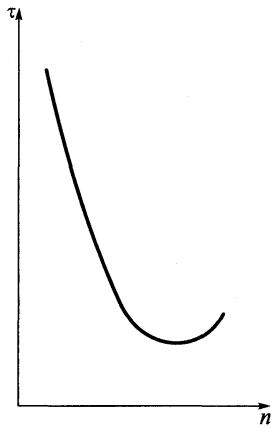


Рис. 1.14. Зависимость напряжений сдвига от плотности дислокаций

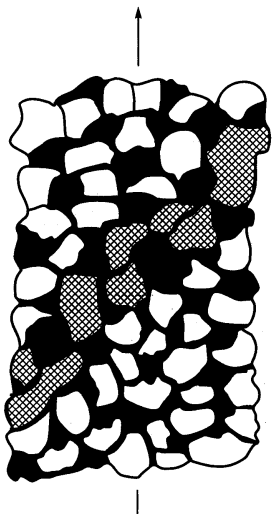


Рис. 1.15. Микроструктура стали в месте прохождения плоскости сдвига

гом состоянии, или слабо затронут пластичностью. На поверхности металла плоскости интенсивного течения образуют линии Людерса — Чернова.

Накопление больших пластических сдвигов может привести к зарождению трещины, развитие которой в конечном итоге вызывает разрушение материала.

При вязком разрушении остаточная пластическая деформация достигает нескольких десятков процентов.

Если развитие пластических сдвигов затруднено, то дислокации, скапливаясь у препятствий, сливаются вместе и образуют микротрещину. Упругая энергия, освободившаяся при образовании трещины, способствует ее распространению. Если сопротивление развитию трещины велико, например в пластичном металле, трещина может остановиться, «завязнуть». В противном случае она может увеличиваться и привести к лавинообразному разрушению тела.

Таким образом, хрупкое разрушение происходит в три стадии: зарождение микротрещины, увеличение ее до критических размеров, лавинообразное распространение и разрушение материала. При этом в отличие от вязкого разрушения хрупкое разрушение происходит при малых общих деформациях.

Диаграммы работы материала при вязком и хрупком разрушении показаны на рис. 1.11, *г*.

Основными факторами, способствующими хрупкому разрушению стали, являются:

величина зерна (крупнозернистая сталь более склонна к хрупкому разрушению, чем мелкозернистая);

повышенное содержание вредных примесей (фосфор, сера, азот, кислород, водород и т.д.);

старение;

наклеп;

низкая температура эксплуатации;

наличие поля однозначных растягивающих напряжений;

концентрация напряжений;

динамический характер воздействий;

толщина проката.

1.4.2. Работа стали при одноосном растяжении. Работу стали при одноосном напряжении можно проследить по испытанию образца на растяжение (рис. 1.16).

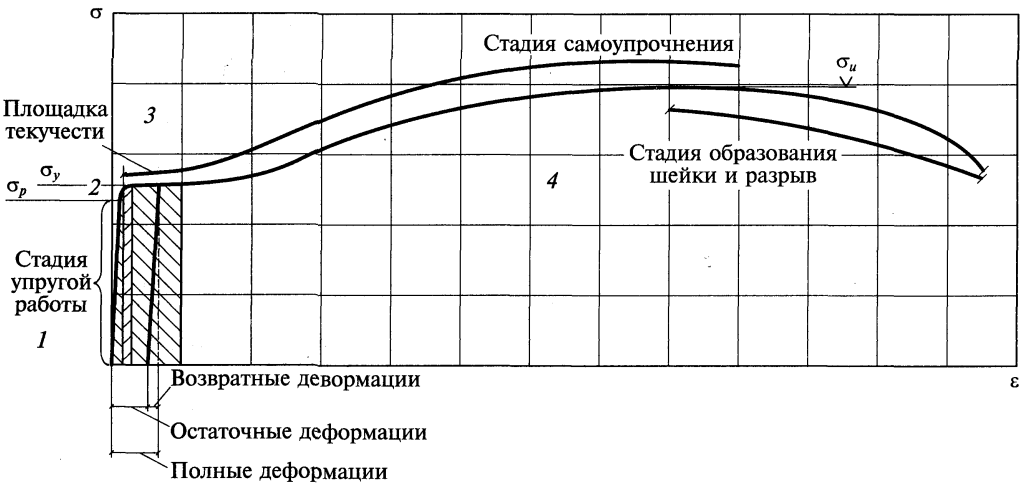


Рис. 1.16. Диаграмма растяжения стали и образование шейки

В стадии *1* до предела пропорциональности σ_p связь между напряжениями и деформациями подчиняется закону Гука (1.1) — это стадия упругой работы. Деформации происходят за счет упруговозвратных искажений кристаллической решетки и исчезают после снятия нагрузки.

При дальнейшем увеличении нагрузки (стадия *2*) появляются отдельные сдвиги в зернах феррита, дислокации начинают скапливаться около границ зерен; прямая пропорциональность между напряжениями и деформациями нарушается (участок упругопластической работы между σ_p и σ_y). Последующее увеличение напряжений приводит к интенсивному движению дислокаций и увеличению их плотности, развитию линий сдвига в зернах феррита; деформации растут при постоянной нагрузке. На диаграмме появляется площадка текучести (стадия *3*).

Протяженность площадки текучести низкоуглеродистых и некоторых низколегированных сталей составляет 1,5—2,5 %.

Развитие деформаций происходит в результате упругого деформирования и пластических необратимых сдвигов. При снятии нагрузки упругая часть деформации исчезает (линия разгрузки идет параллельно упругой части линии нагрузки), а необратимая остается, приводя к остаточным деформациям.

Дальнейшее развитие деформации сдерживается у границ зерен. Линии сдвига искривляются, движение дислокации затрудняется, и рост деформаций возможен только при увеличении нагрузки (стадия самоупрочнения). В этой стадии (стадия *4*) материал работает как упругопластический.

При напряжениях, близких к временному сопротивлению (σ_u), продольные и поперечные деформации локализуются в наиболее слабом месте, в образце образуется шейка. Площадь сечения в шейке интенсивно уменьшается, что приводит к повышению напряжений в месте сужения, поэтому несмотря на то, что нагрузка на образец снижается, в месте образования шейки нарушаются силы межатомного сцепления и происходит разрыв.

На диаграмме (см. рис. 1.16) напряжения получены путем деления нагрузки на первоначальную площадь сечения. Истинная диаграмма растяжения (при напряжениях с учетом уменьшения площади сечения) не имеет нисходящей части.

Площадка текучести свойственна сталям с содержанием углерода 0,1—0,3 %. При меньшем содержании углерода перлитовых включений мало и они не могут оказать сдерживающего влияния на развитие сдвигов в зернах феррита.

В высокопрочных сталях при большом числе включений развитие сдвигов полностью блокируется, они также не имеют площадки текучести. Условный предел текучести для таких сталей устанавливается по остаточному удлинению, равному 0,2 %.

Помимо основных характеристик σ_y, σ_u, δ, определяемых по результатам испытаний на растяжение, важными показателями сталей являются отношения предела текучести к временному сопротивлению и предела пропорциональности к пределу текучести.

Отношение σ_y/σ_u характеризует резерв прочности стали, поскольку рабочие напряжения в элементах металлических конструкций обычно не превышают предела текучести.

В сталях обычной и повышенной прочности это отношение близко к 0,6, что свидетельствует о достаточно большом запасе работы материала и позволяет использовать в широких пределах пластические свойства стали.

Для высокопрочных сталей предел текучести близок к временному сопротивлению ($\sigma_{02}/\sigma_u \approx 0{,}8...0{,}9$), что ограничивает использование работы материала в упругопластической стадии. Отношение σ_p/σ_y характеризует сопротивление малым пластическим деформациям. Если на общих перемещениях конструкций пониженное значение предела пропорциональности сказывается слабо, то на устойчивость сжатых элементов этот показатель оказывает большое влияние.

У большинства сталей σ_p/σ_y составляет 0,8—0,85. Однако для термообработанных сталей при низкой температуре отпуска (ниже 600 °С) сопротивление малым пластическим деформациям падает и σ_p/σ_y может понижаться до 0,5. Это следует учитывать при проверке устойчивости конструкций из этих сталей.

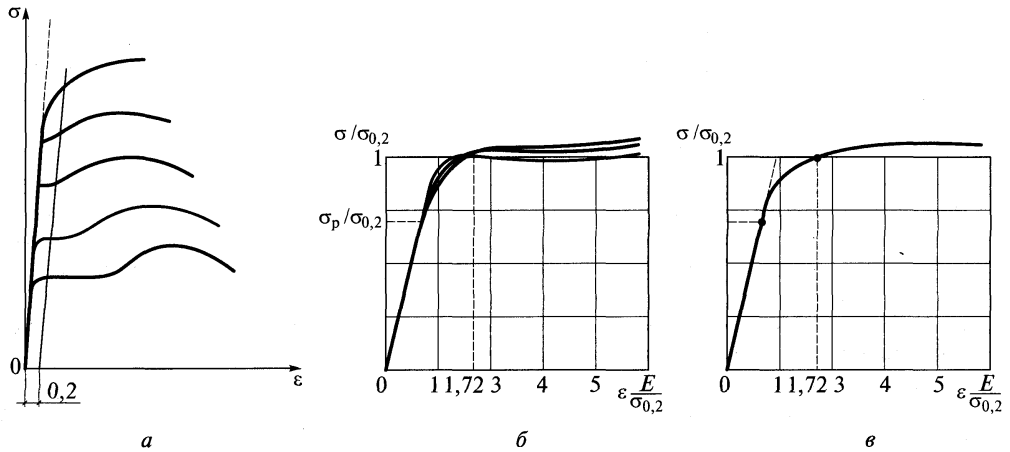


Рис. 1.17. Унификация диаграмм работы сталей:

а — диаграммы для различных сталей; *б* — диаграммы в относительных координатах; *в* — унифицированная диаграмма

Диаграммы работы разных сталей при растяжении существенно различаются (рис. 1.17, *а*) по значениям параметров. Если же построить эти диаграммы в относительных координатах σ/σ_{02} и $\varepsilon/\varepsilon_{02}$, где σ_{02} и ε_{02} — соответственно предел текучести и относительные деформации в начале площадки текучести, то различия будут достаточно малы (рис. 1.17, *б*), что позволяет использовать при расчетах унифицированную диаграмму (рис. 1.17, *в*).

В целях упрощения расчетных предпосылок при работе конструкций в упругопластической области диаграмму работы стали $\sigma-\varepsilon$ без большой погрешности и в сторону некоторого запаса можно заменить идеализированной диаграммой упругопластического тела, совершенно упругого до предела текучести и совершенно пластичного после него (диаграмма Прандтля (рис. 1.18)).

При сжатии (имеется в виду сжатие коротких образцов, которые не могут потерять устойчивость) сталь ведет себя так же, как и при растяжении, т.е. предел пропорциональности, предел текучести и модуль упругости совпадают.

Однако разрушить при сжатии короткие образцы, изготовленные из пластической стали, и определить временное сопротивление не представляется возможным, поскольку образец сжимается и в конечном результате расплющивается. Высокопрочные стали с пониженной пластичностью могут разрушиться по наклонным сечениям от среза.

Ввиду того что в упругой и упругопластической стадиях работы сталь ведет себя при растяжении и сжатии одинаково, соответствующие характеристики принимаются также одинаковыми.

Повышенная несущая способность при сжатии коротких образцов в области самоупрочнения используется при работе стали на смятие.

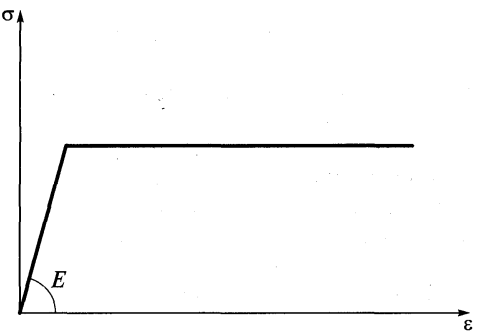


Рис. 1.18. Идеализированная диаграмма работы стали

Как уже отмечалось (см. подразд. 1.2), при прокатке возникает некоторая анизотропия

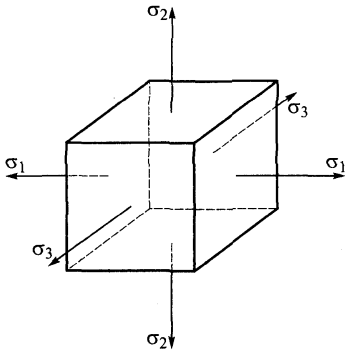


Рис. 1.19. Схема нагружения при сложном напряженном состоянии

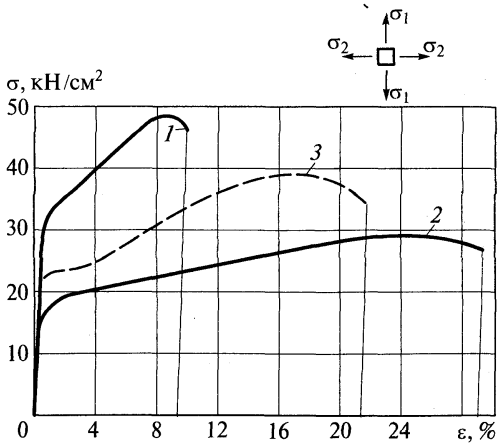


Рис. 1.20. Диаграммы работы стали при сложном напряженном состоянии:

1 — однозначное поле напряжений; *2* — разнозначное поле напряжений; *3* — одноосное растяжение

свойств стали вдоль и поперек направления проката. Однако эта разница невелика и ее можно не учитывать.

В направлении, перпендикулярном плоскости прокатки листа, прочностные характеристики могут быть значительно ниже. Это объясняется как особенностями структуры стали, так и возможным «расслоем» проката, т.е. трещинами, параллельными поверхности листа. Пластичность стали в этом направлении также падает, относительное удлинение составляет всего 10 % и ниже. Поэтому, если элементы металлических конструкций (например, фланцы) работают на растяжение в направлении толщины проката, их желательно изготовлять из более качественной стали, полученной путем электрошлакового переплава.

1.4.3. Работа стали при сложном напряженном состоянии. Сложное напряженное состояние характеризуется наличием двух или трех главных нормальных напряжений σ_1, σ_2 и σ_3, действующих одновременно (рис. 1.19).

Если при одноосном напряженном состоянии ($\sigma_1 \neq 0$; $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$) пластические деформации развиваются при напряжениях, равных пределу текучести, то при сложном напряженном состоянии переход в пластическое состояние зависит от знака и соотношения значений действующих напряжений.

При однозначном поле напряжений развитие пластических деформаций запаздывает, предел текучести повышается, а протяженность площадки текучести уменьшается (рис. 1.20, кривая *1*), повышается опасность хрупкого разрушения. При трехосном растяжении и $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ материал разрушается хрупко, без развития пластических деформаций (при трехосном сжатии разрушить металл не удается).

При разнозначных (сжатие в одном и растяжение в другом направлении) напряжениях наблюдается обратная картина. Пластические деформации начинаются раньше, чем главные напряжения достигли предела текучести одноосного нагружения (кривая *2*). Сталь становится как бы более пластичной.

Условие перехода материала в пластическое состояние устанавливается на основании теории прочности[1].

---

[1] *Феодосьев В.И.* Сопротивление материалов. — М.: Наука, 1979.

Исследования показывают, что переход стали из упругого состояния в пластическое может быть достаточно близко описан как третьей теорией прочности — теорией касательных напряжений, так и четверной теорией — энергетической (см. подразд. 2.4.1). В нормах проектирования металлических конструкций соответствующие расчетные формулы получены на основании энергетической теории.

1.4.4. Работа стали при неравномерном распределении напряжений. Концентрация напряжений. При растяжении гладкого образца правильной формы напряжения во всех сечениях, удаленных от места приложения нагрузки, распределяются равномерно и траектории главных напряжений прямолинейны.

В местах искажения сечения (у отверстий, выточек, надрезов, трещин и т.д.) линии главных напряжений искривляются и, обтекая границы, сгущаются (рис. 1.21). Сгущение траекторий главных напряжений характеризует повышение напряжений в этих местах, а их искривление свидетельствует о появлении двух главных напряжений σ_1 и σ_2, т.е. о возникновении плоского напряженного состояния. При большой толщине элемента возникает третье главное напряжение σ_3, напряженное состояние будет объемным.

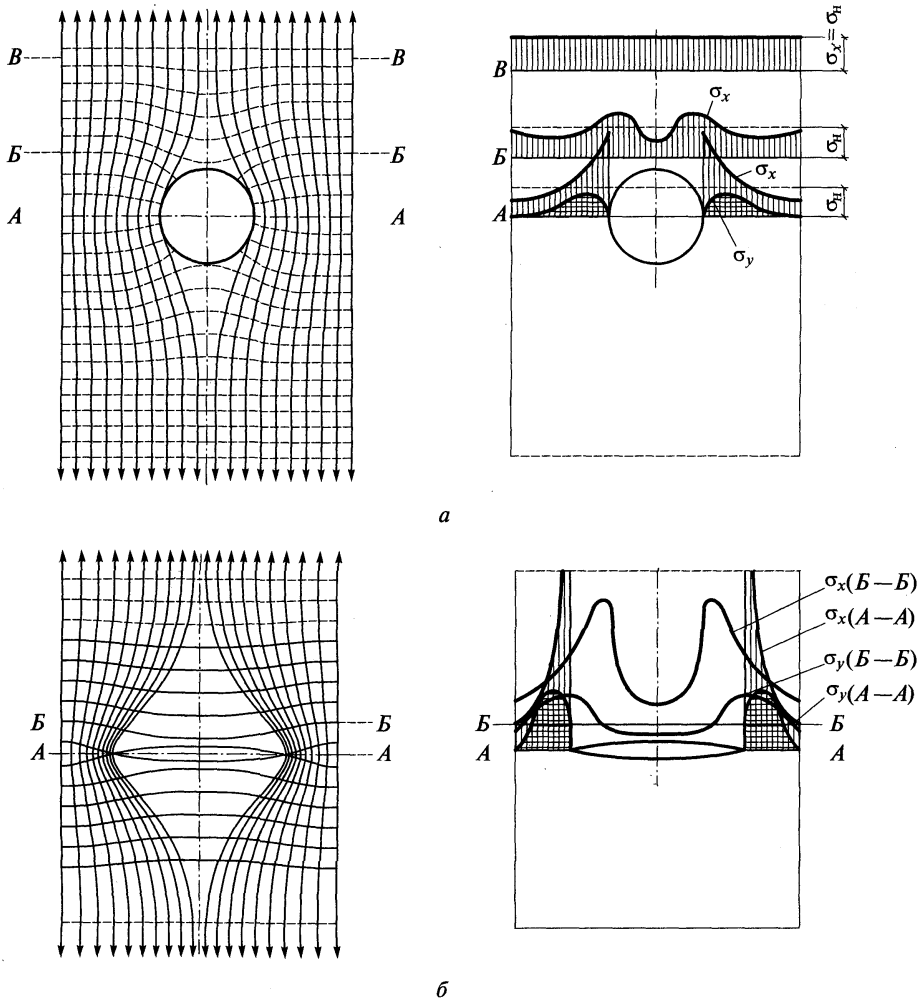


Рис. 1.21. Концентрация напряжений в местах резкого изменения формы элемента:
а — около отверстия; *б* — около трещины

Неравномерность распределения напряжений характеризуется коэффициентом концентрации

$$k = \sigma_{max}/\sigma_н, \qquad (1.5)$$

где σ_{max} — максимальное напряжение в месте концентрации; $\sigma_н = N/A_0$ — номинальное напряжение в ослабленном сечении; A_0 — площадь ослабленного сечения.

Значение коэффициента концентрации зависит от радиуса кривизны r (остроты) надреза. Чем меньше радиус надреза, тем выше коэффициент концентрации. Так, у круглых надрезов $k = 1{,}5...3$, у острых он может достигать 6—9. Теоретически при $r \to 0$ (надрез типа трещины) в идеально упругом материале коэффициент концентрации стремится к бесконечности.

При резком перепаде напряжений и однозначном поле растягивающих напряжений пластические сдвиги затруднены. Соседние менее напряженные участки сдерживают их развитие. Чем выше концентрация напряжений, тем меньше пластические деформации (рис. 1.22). Разрушение происходит путем отрыва и носит хрупкий характер.

Однако, как показывает рентгенографический анализ, даже при остром концентраторе напряжений (кривая *3*) в зоне отрыва имеются участки с ярко выраженным пластическим течением. Поэтому такой отрыв называют техническим.

При статических нагрузках и нормальной температуре концентрация напряжений в большинстве случаев существенного влияния на несущую способность не оказывает (если не учитывать некоторое повышение разрушающей нагрузки). Поэтому в расчетах элементов металлических конструкций влияние таких воздействий на прочность не учитывается.

При понижении температуры прочность на разрыв гладких образцов повышается во всем диапазоне отрицательных температур; прочность же образцов с надрезом повышается до некоторой отрицательной температуры, а затем понижается, поэтому концентрация напряжений особенно опасна в конструкциях, эксплуатируемых при низких температурах.

Крайне неблагоприятное влияние на прочность при концентрации напряжений оказывают динамические воздействия, а также резкое снижение температуры, носящее характер температурного удара.

1.4.5. Работа стали при повторных нагрузках. При работе материала в упругой стадии повторное загружение не отражается на работе материала, поскольку упругие деформации обратимы.

При повторном загружении металла в упругопластической области возникает наклеп (см. подразд. 1.3.2). Область упругой работы увеличивается, а пластичность падает. Сталь становится более хрупкой.

Многократное (миллионы раз) повторное нагружение может привести к разрушению при напряжениях меньше, чем временное сопротивление и даже предел текучести. Это явление называется *усталостью металла*, а разрушение — *усталостным*.

Способность металла сопротивляться усталостному разрушению называется *выносливостью*, а напряжения, при которых происходит разрушение, — *вибрационной прочностью* $\sigma_{вб}$.

Усталостное разрушение происходит вследствие накопления числа дислокаций при каждом загружении и концентрации их около стыков зерен с последующим скоплением в большие группы, что способствует разрыхлению металла в этом месте и, наконец, образова-

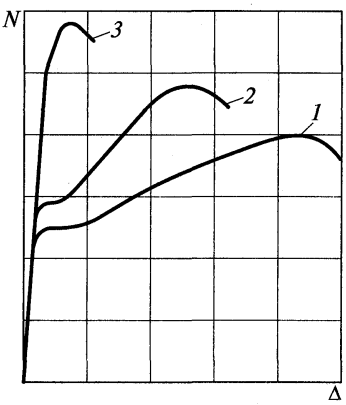


Рис. 1.22. Диаграммы растяжения образца с концентратором напряжений:

1 — гладкий образец; *2* — образец с круглым отверстием; *3* — образец с трещиной; *N* — нагрузка; Δ — удлинение

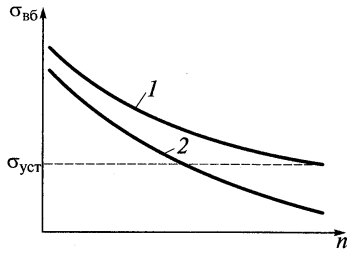


Рис. 1.23. Зависимость вибрационной прочности $\sigma_{вб}$ от числа циклов *n* для стали (*1*) и алюминиевых сплавов (*2*)

нию трещины, которая, развиваясь, приводит к разрыву. При каждом нагружении деформации в поврежденном месте нарастают. Линии разгрузки не совпадают с линиями нагрузки, образуя петли гистерезиса (см. рис. 1.9, *в*). Площадь петли характеризует энергию, затраченную при каждом цикле нагрузки на образование новых несовершенств в атомной структуре и дислокаций. В месте образования трещины металл как бы перетирается, образуя гладкие истертые поверхности, затем трещина быстро развивается и происходит разрыв. Таким образом, поверхность излома при усталостном разрушении имеет две характерные области: гладкую истертую при образовании трещины и зернистую при окончательном отрыве, а процесс усталостного разрушения проходит три стадии: циклическое нагружение до образования трещины, рост трещины и хрупкий излом.

Вибрационная прочность зависит от числа циклов загружения *n* (рис. 1.23), вида загружения, который характеризуется коэффициентом асимметрии $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$, где σ_{min} и σ_{max} — соответственно наименьшее и наибольшее напряжение (рис. 1.24).

При большом числе циклов кривая вибрационной прочности (кривая Веллера) асимптотически приближается к некоторому пределу, называемому *пределом выносливости* (усталости) (см. рис. 1.23, кривая *1*).

При 2 млн циклов вибрационная прочность мало отличается от предела усталости, поэтому испытания для определения предела выносливости стали производятся обычно на базе $2 \cdot 10^6$ циклов нагружения.

Следует отметить, что алюминиевые сплавы не имеют предела усталости и их вибрационная прочность при увеличении числа циклов постоянно снижается (см. рис. 1.23).

При изменении коэффициента асимметрии цикла от +1 (постоянная нагрузка) до –1 (полный симметричный цикл) усталостная прочность падает (рис. 1.25). Для низкоуглеродистой стали при $\rho = 0$ предел усталости равен пределу текучести, а при $\rho = -1$ составляет примерно $0{,}6\sigma_y$. На предел выносливости влияет и вид напряжений: при преобладании сжатия он выше.

Для низколегированных сталей (С345—С390) предел усталости приближается к пределу текучести при $\rho = 0{,}25$, а при полном симметричном цикле составляет $0{,}5\sigma_y$, т.е. относительная усталостная прочность ($\sigma_{уст}/\sigma_y$) с повышением прочности стали снижается.

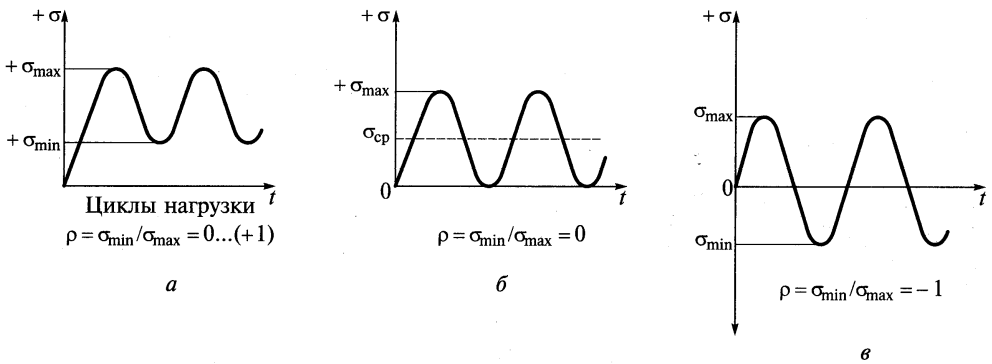


Рис. 1.24. Характеристики циклов нагружений:

а — однозначный; *б* — полный однозначный; *в* — полный разнозначный (симметричный)

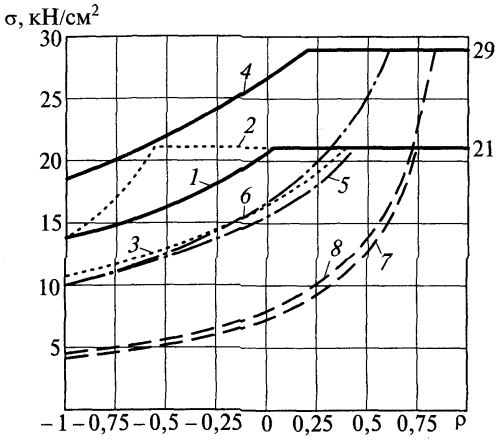


Рис. 1.25. Зависимость предела усталости от коэффициента ρ:

1 — сталь С255 с необработанной поверхностью, преобладает растяжение; *2* — то же, преобладает сжатие; *3* — сталь С255, полка с отверстием (преобладает растяжение); *4* — сталь С235 с необработанной поверхностью, преобладает растяжение; *5* — сталь С255, основной металл около сварного необработанного соединения встык; *6* — то же, для стали С345; *7* — сталь С255, основной металл у начала флангового шва; *8* — то же, сталь С345

У сталей высокой прочности (С440 и С540) предел выносливости практически не отличается от предела выносливости сталей повышенной прочности. Поэтому применение высокопрочных сталей в конструкциях, подвергающихся воздействию многократно повторных нагрузок, по экономическим соображениям не всегда оправданно.

Большое влияние на усталостную прочность оказывает концентрация напряжений. Чем острее концентратор, тем ниже усталостная прочность. Отношение предела выносливости гладкого образца $\sigma_{уст}$ к пределу выносливости образца с концентратором $\sigma^{к}_{уст}$ при полном симметричном цикле называется *эффективным коэффициентом концентрации* $\beta = \sigma_{уст}/\sigma^{к}_{уст}$, который всегда больше единицы.

Так, при круглом отверстии в образце (кривая *3* на рис. 1.25) предел усталости снижается в 1,4 раза, а при остром концентраторе (кривая *7*) (около начала флангового шва) — в 3,5 раза.

Значительное снижение усталостной прочности наблюдается даже при необработанных после огневой резки или гильотинных ножниц кромок деталей. Поэтому в конструкциях, в которых может возникнуть усталостное разрушение, следует обрабатывать кромки механическим способом.

Особенно чувствительны к концентрации напряжений стали повышенной и высокой прочности. Коэффициент β для них ниже, чем для низкоуглеродистой стали.

Концентрация напряжений зависит от конструктивной формы элементов и узлов, поэтому для учета влияния концентрации напряжений на выносливость металлических конструкций в нормах проектирования все элементы и соединения разделены на восемь групп (см. п. 9.2 СНиП II-23-81*).

Обычно усталость наблюдается в конструкциях, испытывающих миллионы циклов нагружения. Это явление называется *многоцикловой усталостью.*

Если циклические напряжения превышают предел текучести, то разрушение может произойти и при числе циклов порядка нескольких тысяч. Такое разрушение называется *малоцикловой усталостью.* Оно характерно для листовых конструкций резервуаров, газгольдеров, воздухонагревателей, испытывающих периодическое нагружение при заполнении и разгрузке при опорожнении или снятии внутреннего давления.

Механизм малоцикловой усталости связан с накоплением от цикла к циклу пластических деформаций, и разрушение может носить как квазистатический характер с образованием шейки в месте разрыва (при числе циклов до 10 000), так и усталостный, без образования шейки с хрупким изломом.

Повысить усталостную прочность конструкций можно путем снижения концентрации напряжений (механическая обработка кромок, зачистка швов, обеспечение плавного изменения сечений и т.д.), создания в местах концентрации напряжений сжатия, например с помощью нагревания мест концентрации, предварительной вытяжкой конструкций, например обкаткой подкрановых балок кранами с допустимой перегрузкой, и т.д.

ГЛАВА 2

ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Основные понятия и определения

Проектирование металлических конструкций представляет собой многоэтапный процесс, включающий в себя выбор конструктивной формы, расчет и разработку чертежей для изготовления и монтажа конструкций.

Целью расчета — второго основного этапа проектирования металлических конструкций — является строгое обоснование габаритных размеров конструкций, а также размеров поперечных сечений элементов и их соединений, обеспечивающих заданные условия эксплуатации в течение всего срока с необходимой надежностью и долговечностью при минимальных затратах материалов и труда на их создание и эксплуатацию. Эти требования часто противоречат друг другу (например, минимальный расход металла и надежность), поэтому реальное проектирование является процессом поиска оптимального конструктивного решения.

Расчет обычно состоит из следующих этапов: установление расчетной схемы, сбор нагрузок, определение усилий в элементах конструкций, подбор сечений и проверка допустимости напряженно-деформированного состояния конструкции в целом, ее элементов и соединений.

Методы определения усилий в строительных конструкциях изучаются в рамках таких дисциплин, как строительная механика, сопротивление материалов, теория упругости и пластичности. Остальные этапы расчета входят в курс металлических конструкций.

В информатике используются так называемые ключевые слова, с помощью которых можно предельно кратко охарактеризовать представленную информацию. Ключевыми словами строительной механики являются: «метод сил», «метод перемещений», «метод конечного элемента», «основная система», «уравнения равновесия» и т.д. В расчетах металлических конструкций к ключевым относятся слова: «предельные состояния», «расчетная нагрузка», «расчетное сопротивление», «надежность», «усталость», «оптимальный параметр», «оптимальное конструктивное решение» и т.д.

Главная особенность расчетов строительных конструкций заключается в необходимости учета изменчивости внешних воздействий, разброса прочностных характеристик материала и особенностей работы металла в конкретных условиях. Внешние воздействия здесь понимаются в широком смысле. Это могут быть силовые воздействия технологического и атмосферного происхождения, химическое воздействие, вызывающее коррозию металла, температурное воздействие, влияющее на его прочностные свойства, смещения опор и т.д.

В зависимости от способа учета изменчивости указанных параметров развивалась методика расчета металлических конструкций. До 1955 г. в нашей стране металлические конструкции рассчитывались по методике допускаемых напряжений, в которой использовался единый коэффициент запаса, учитывающий изменчивость названных параметров. В 1955 г. были выпущены новые строительные нормы и правила, основанные на методике предельных состояний, где вместо одного используются три основных коэффициента, значения которых обоснованы методами математической статистики. Параллельно развивались вероятностные методы расчета строительных конструкций, в которых основные параметры расчета (нагрузки, прочность материала, геометрические размеры конструкций) рассматриваются как случайные величины и представлены соответствующими функциями статистического распределения.

Достоинством методики допускаемых напряжений является простота, но эта методика недостаточно точно учитывает факторы, влияющие на работу конструкции. Вероятностные методы слишком сложны для повседневной инженерной практики. Применение их оправдано при проектировании уникальных, особо ответственных сооружений.

В настоящее время оптимальной считается методика предельных состояний, отличающаяся как простотой использования, так и научной обоснованностью.

2.2. Основные положения расчета металлических конструкций

2.2.1. Методика расчета конструкций по предельным состояниям. Предельным называется состояние конструкции, при котором она перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям. Эти требования неравноценны по своему значению. Например, нельзя допускать глобальное разрушение конструкции, но нельзя также допускать и чрезмерные ее перемещения, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкции. Первое требование абсолютно, так как при его нарушении конструкция перестает существовать, превращаясь в металлолом. Второе требование менее категорично, так как касается только режима эксплуатации конструкции, которым можно управлять.

В соответствии с характером предъявляемых к конструкции требований различают *первое* и *второе предельные состояния*. Существует множество причин, приводящих конструкции в предельное состояние. Поэтому в нормах проектирования они фигурируют под названием групп предельных состояний.

Первая группа предельных состояний включает в себя потерю несущей способности и (или) полную непригодность конструкции к эксплуатации вследствие потери устойчивости, разрушения материала, превращения конструкции в геометрически изменяемую систему элементов (механизм), качественное изменение конфигурации, чрезмерное развитие пластических деформаций.

Вторая группа предельных состояний характеризуется затруднением нормальной эксплуатации сооружений или снижением долговечности вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок опор, углов поворота, колебаний, трещин и т.п.).

Расчетные формулы для подбора сечений и проверки несущей способности конструкций по первому предельному состоянию получаются из основного неравенства

$$N \leq S, \tag{2.1}$$

где N — предельное наибольшее усилие в конструкции, вызываемое внешними воздействиями; S — предельная наименьшая несущая способность конструкции, зависящая от прочности материала, размеров поперечного сечения и условий ее работы.

В течение всего срока эксплуатации конструкции внешние воздействия могут изменяться в широких пределах. Как показывает опыт, наибольшие их величины встречаются достаточно редко, а причины и время их появления бывает трудно предсказать. Однако нетрудно сформулировать условия для определения наибольших нагрузок при нормальном режиме эксплуатации, т.е. режиме, предусмотренном нормативными документами или заданием на проектирование. В соответствии с этим в нормах проектирования различают расчетные (наибольшие) величины воздействий F и нормативные F_n (нормального режима эксплуатации). Эти величины связаны между собой с помощью коэффициента надежности по нагрузке γ_f, т.е. $F = F_n\,\gamma_f$.

Нормативные нагрузки определяются по СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия». Например, нормативная нагрузка от массы конструкции определяется ее номинальным (проектным) объемом и справочным значением плотности материала.

Нормативные нагрузки от технологического оборудования, транспортных средств, различных механизмов определяются по их паспортным данным. Атмосферные же нагрузки от ветра, снега обусловлены сложными природными явлениями. Для подобных нагрузок в нормах устанавливаются условные величины. Для ветра, например, норма-

тивная нагрузка определяется как максимальная за пять лет метеонаблюдений, осредненная на 10-минутном интервале регистрации и измеренная на уровне 10 м над поверхностью земли на открытой местности.

По тому же принципу определяются и другие нагрузки, вызываемые атмосферными и иными природными явлениями: снеговая, гололедная нагрузки, температурные воздействия, сейсмические воздействия и т. п.

Расчетная нагрузка определяется путем статистической обработки результатов длительных натурных наблюдений за изменчивостью реальной нагрузки. По данным наблюдений строятся полигоны распределения нагрузок (рис. 2.1, штриховая линия). По оси абсцисс откладываются значения нагрузки F_i, по оси ординат — частота n_i, т.е. отношение числа случаев появления нагрузки F_i к общему числу наблюдений. Затем полигон аппроксимируется подходящей теоретической кривой, называемой кривой распределения плотности вероятности $p(F)$ (сплошная линия на рис. 2.1). При большом числе наблюдений, исчисляемом несколькими сотнями и даже тысячами, часто при равновозможных отклонениях от средней величины используют кривую Гаусса, выражающую закон нормального распределения

$$p(F) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \mathbf{e}^{-\frac{(F-F_m)^2}{2\sigma^2}}, \qquad (2.2)$$

где $F_m = \int_{-\infty}^{\infty} Fp(F)dF$ — среднее значение нагрузки (в математической статистике называется первым моментом); $\sigma = \sqrt{D}$ — стандарт, который характеризует крутизну экспоненты, степень разброса нагрузки относительно среднего значения; $D = \int_{-\infty}^{\infty} (F - F_m)^2 p(F)dF$ — дисперсия, или второй центральный момент (с центром в точке F_m).

Вероятность появления нагрузки, превышающей некоторое ее значение F_0, определяется интегралом $P(F_0) = \int_{F_0}^{\infty} p(F)dF$. Геометрически эта вероятность выражается площадью фигуры, заштрихованной на рис. 2.1.

Величина $\omega(F_0) = 1 - P(F_0) = \int_{-\infty}^{F_0} p(F)dF$ называется обеспеченностью нагрузки F_0 и выражает вероятность того, что нагрузка не превзойдет величину F_0.

Для определения расчетной нагрузки $F_0 = F$ задаются обеспеченностью $\omega(F_0) = 0{,}999$, т.е. допускается всего 0,1 % случаев превышения этой нагрузки за весь период эксплуатации сооружения. Это достаточно малая величина вероятности. Для нормального закона распределения такая обеспеченность достигается приблизительно при $F = F_m + 3\sigma$. Иногда такое правило определения расчетной нагрузки называют правилом трех сигм. Кривая распределения Гаусса неплохо соответствует нагрузке от массы конструкции. Атмосферные же на-

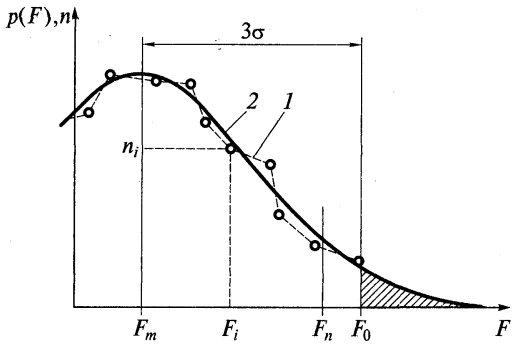


Рис. 2.1. Статистические графики распределения нагрузок

грузки чаще всего характеризуются несимметричными кривыми распределения (кривая Пирсона, α-распределение и т.д.). Задавая достаточно высокую обеспеченность расчетной нагрузки, определяют ее значение, а следовательно, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = F/F_n$.

В приведенной методике определения расчетных нагрузок следует обратить внимание на два противоречивых обстоятельства. Первое — статистические кривые распределения строятся на основе большого числа натурных измерений. Следовательно, наибольшей достоверностью обладает информация в окрестности средней величины (закон больших чисел). Нас же интересует расчетная нагрузка, которая характеризуется малой вероятностью превышения $P(F) \approx 0{,}1\,\%$ и относится к разряду редких явлений, для которых законы распределения иные (например, формула Пауссона). Следовательно, для определения расчетной величины нагрузки надо обработать статистическую информацию о ее распределении в окрестности экстремального значения по закону редких явлений, задавая соответствующий уровень обеспеченности.

Второе противоречие заключается в том, что при всей кажущейся логичности применения статистического аппарата ключевым фактором в определении расчетной нагрузки является уровень обеспеченности, для назначения которого в настоящее время не существует строгой методики. Однако априори можно сказать, что обеспеченность расчетной нагрузки должна иметь экономическое обоснование. Стремление повысить надежность конструкции заставляет повышать обеспеченность расчетной нагрузки. Из характера кривой распределения при больших нагрузках (см. на рис. 2.1 асимптотическое поведение $p(F)$ при больших F) следует, что незначительное повышение обеспеченности приводит к резкому возрастанию нагрузки[1]. Это увеличивает расход металла, причем без ожидаемого эффекта.

Анализ аварий металлических конструкций свидетельствует о том, что причинами их в большинстве случаев являются некачественное изготовление и неучтенные при проектировании воздействия, а не чрезмерная перегрузка. Поэтому при окончательном утверждении норм значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f могут быть скорректированы на основе инженерного опыта и экономических соображений. Коэффициенты γ_f, зафиксированные в СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», колеблятся от 1,05 для массы металлических конструкций до 1,43 для снега.

Обычно на конструкции действует одновременно несколько видов нагрузок, каждая из которых характеризуется своей статистической изменчивостью. Поэтому и суммарное воздействие всех расчетных нагрузок должно иметь также статистическую природу, т.е. следует учитывать реальную вероятность одновременного действия нескольких экстремальных нагрузок, каждая из которых является чрезвычайно редким явлением. Чем больше одновременно действующих нагрузок учитывается в расчете, тем меньше вероятность превышения их максимального суммарного воздействия.

В методике предельных состояний это учитывается коэффициентом сочетаний $\psi \le 1$, на который следует умножать каждую из суммируемых нагрузок. Согласно СНиП 2.01.07-85 значения коэффициентов сочетаний колеблятся от 1 до 0,6 и менее для особых случаев.

В общем случае надежность сооружения должна соответствовать его назначению и степени ответственности. Например, такие сооружения, как атомные электростанции, телевизионные башни, крытые спортивные сооружения, где одновременно может находиться много людей, и другие объекты, имеющие особо важное народнохозяйственное и социальное значение (класс I), должны обладать большей надежностью по сравнению с объектами второстепенного значения, такими как временные сооружения, склады удобрений, сельхозпродукции и т.д. (класс III).

---

[1] Задав чрезмерно высокую обеспеченность, по теоретической кривой распределения можно получить величину расчетной нагрузки, которая будет нереально большой. Например, такой нагрузке будет соответствовать скорость ветра, превышающая все разумные пределы, а снеговой покров будет иметь толщину, измеряемую десятками метров, и т.д.

С этой целью в методику предельных состояний введен коэффициент надежности по ответственности γ_n. Для первого из указанных классов сооружений по согласованию с заказчиком γ_n задается в пределах от 0,95 до 1,2, для третьего — в пределах 0,8—0,95, для прочих сооружений (класс II) $\gamma_n = 0{,}95$.

Таким образом, левую часть неравенства (2.1) можно записать так:

$$N = \gamma_n \sum_{i=1}^{m} F_{ni}\gamma_{fi}\psi_i\alpha_i, \qquad (2.3)$$

где α_i — число влияния, т.е. усилие в конструктивном элементе от единичной внешней нагрузки; m — число нагрузок, одновременно учитываемых в расчете конструкции.

Правая часть неравенства (2.1) выражает минимальную предельную несущую способность конструкции, которая зависит от сопротивляемости материала внешним воздействиям (нагрузкам).

По аналогии с предыдущим вводятся понятия нормативного сопротивления материала R_n и расчетного сопротивления R, связанные между собой с помощью коэффициента надежности по материалу γ_m соотношением $R = R_n/\gamma_m$.

Расчетное сопротивление определяется путем статистической обработки экспериментальных данных о минимальной прочности материала. Установление нормативного сопротивления принципиально отличается от правил назначения нормативной нагрузки, значение которой определяется объективными физическими данными: плотностью материала, природными явлениями и т.п. Назначение нормативного сопротивления определяется волей заказчика-строителя, ограниченной рамками экономической и технической целесообразности. Обычно повышение прочности стали связано с ее удорожанием, дефицитностью, проблемой обеспечения устойчивости сжатых элементов и т.п. Поэтому нормативные сопротивления для различных видов металлоконструкций устанавливаются волевым путем, основанным на глубоком оптимизационном анализе с учетом самых разнообразных факторов экономического, технического и хозяйственного характера, и регламентируются СНиП II-23-81 и соответствующими ГОСТами.

Термин «прочность», который здесь употребляется, представляет собой обобщенную характеристику металла. Она зависит от ряда параметров: деформаций, температуры, времени, химической агрессивности среды, геометрической формы конструкции, характера приложения нагрузки и т.д. Однако при назначении нормативного сопротивления необходимо указать конкретное численное значение, которое являлось бы основной характеристикой прочности.

Поведение металла под нагрузкой наиболее просто характеризуется с помощью условной диаграммы растяжения (см. рис. 1.1, *в*), на которой различают характерные точки. Для мягкой строительной стали типа Ст3 наиболее характерная и стабильная точка — предел текучести $\sigma_т = \sigma_y$. На диаграммах низколегированных высокопрочных сталей площадки текучести нет. Здесь наиболее характерной точкой является предел прочности (временное сопротивление) σ_u.

Если провести испытания большого числа образцов стали одной и той же марки, можно заметить определенный разброс значений этих характеристик, который обычно подчиняется статистическому закону распределения Гаусса (рис. 2.2 и формула (2.2), в которой букву F надо заменить на R).

Согласно правилам статистической обработки опытных данных в качестве нормативного сопротивления принимается минимальный предел текучести либо минимальное временное сопротивление с обеспеченностью 0,95 (т.е. металлургический завод должен гарантировать, что не менее 95 % его продукции имеет нормативное сопротивление, превышающее установленную ГОСТом величину). Гарантия эта обеспечивается стандартными заводскими испытаниями.

При нормальном законе распределения обеспеченность 0,95 достигается уменьшением среднего значения сопротивления на 1,64 стандарта, т.е. $R_n = R_m - 1{,}64\sigma$.

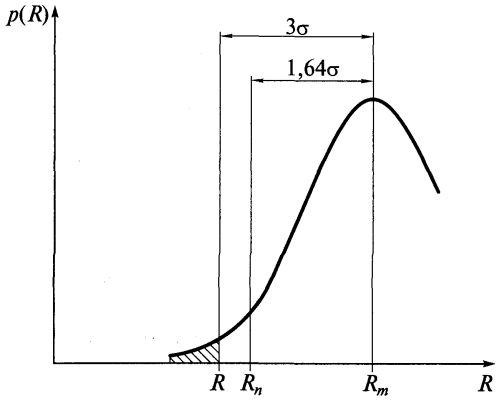


Рис. 2.2. Кривая распределения прочности материала

Нормативное сопротивление устанавливается при условии нормального процесса производства и заводской приемки стали независимо от места ее производства, исходных материалов, особенностей заводского контроля, отклонений размеров проката от номинала и т.д. На практике все эти факторы существуют и увеличивают фактический разброс механических характеристик стали в масштабах страны. Поэтому для обеспечения надежности конструкций по первому предельному состоянию (несущей способности) устанавливается расчетное сопротивление с увеличенной обеспеченностью (примерно 0,999), определяемое на основании статистической обработки многочисленных опытных данных различных производителей металлопродукции в течение длительного времени. Такая работа проводится постоянно, чтобы следовать динамике изменений реальных процессов производства металлопродукции. Указанной обеспеченности при нормальном законе распределения соответствует величина $R = R_m - 3\sigma$ (см. рис. 2.2).

В отношении методики определения расчетного сопротивления можно сделать замечания, аналогичные сделанным по поводу методики определения расчетных нагрузок: 1) значение расчетного сопротивления необходимо уточнять по статистической схеме редких явлений, так как вероятность его появления мала; 2) уровень обеспеченности 0,999 не является строго обоснованным. В связи с этим при окончательном установлении значений коэффициента надежности по материалу возможны корректировки с учетом опыта и экономических соображений.

Значения γ_m, указанные в СНиП II-23-81 с изменениями «Стальные конструкции», находятся в пределах от 1,05 до 1,15. Большие значения относятся к сталям повышенной прочности, распределения которых, как правило, характеризуются большей дисперсией.

Рассмотренные выше коэффициенты γ_f, γ_n, ψ и γ_m не исчерпывают весь комплекс факторов, определяющих несущую способность конструкции. Эти коэффициенты не учитывают, например, усугубляющее влияние на надежность конструкции переменной во времени нагрузки, внезапный, ударный характер ее воздействия по сравнению со статическим, наличие концентрации напряжений, случайные эксцентриситеты нагрузки и отклонения от прямолинейности осей сжатых стержней, развитие чрезмерных пластических деформаций в отдельных зонах конструкций, влияние низких и повышенных температур на сопротивление стали, соотношения постоянных и временных нагрузок, действующих на конструкцию[1], условность либо неточность принятой расчетной схемы, метода определения усилий и множество других факторов.

Для их учета в методике предельных состояний вводится коэффициент условия работы γ_c, на который, как правило, умножается расчетное сопротивление стали. Значения этого коэффициента изменяются приблизительно от 0,7 до 1,2. Величина $\gamma_c < 1$ учитывает неблагоприятные условия работы конструкции, $\gamma_c > 1$ — благоприятные. Обычно коэффициенты условий работы устанавливаются для отдельных конструктивных эле-

[1] В случае преобладания постоянной нагрузки вероятность достижения предельного состояния выше, чем при действии преобладающей временной нагрузки, так как в первом случае необходимо достигнуть только минимального сопротивления стали, а во втором — одновременного совпадения максимальной нагрузки и минимального сопротивления стали, что реализуется значительно реже.

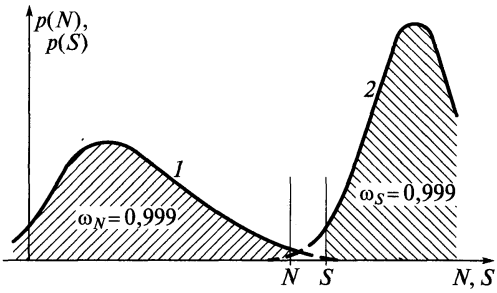


Рис. 2.3. Графики статистического распределения усилий (*1*) и несущей способности (*2*) конструкции

ментов, узлов их сопряжений, средств соединений (болты, сварные швы и т.д.). По физическому смыслу эти коэффициенты подобны коэффициенту надежности по ответственности γ_n, который устанавливается единым для всего сооружения в целом и применим одинаково для всех его элементов.

Коэффициент условия работы γ_c дифференцирован по видам элементов и характеру воздействий. Он имеет статистическую природу и в отдельных случаях подробно изучен и строго обоснован (например, статистическая составляющая коэффициента продольного изгиба центрально сжатых стержней, коэффициент, понижающий расчетное сопротивление стали при работе на усталость). Однако в большинстве случаев его значение устанавливается умозрительно на основе опыта проектирования и эксплуатации.

Итак, окончательно неравенство первого предельного состояния (2.1) может быть записано в следующем виде:

$$N = \gamma_n \sum_{i=1}^{m} F_{ni}\gamma_{fi}\psi_i\alpha_i \le AR_n\,\gamma_c/\gamma_m = S, \tag{2.4}$$

где A — геометрическая характеристика поперечного сечения элемента (площадь, момент сопротивления и т.д.).

Отсюда видно, что предельное максимальное усилие в конструкции N и предельная минимальная несущая способность S являются величинами статистически изменчивыми и могут характеризоваться обобщенными кривыми распределения плотности вероятности. На рис. 2.3 приведена геометрическая иллюстрация неравенства (2.4).

Здесь заштрихованные площади означают высокую обеспеченность расчетной нагрузки $\omega_N \approx 0{,}999$ и расчетной несущей способности $\omega_S \approx 0{,}999$. Штриховые части кривых соответствуют нагрузкам и несущей способности, вероятность появления которых не превышает $P \approx 0{,}001$.

Второе предельное состояние ограничивает максимальные перемещения конструкций в условиях нормальной эксплуатации, т.е. перемещения определяются от нормативных нагрузок. Неравенство второго предельного состояния имеет вид

$$\gamma_n \sum_{i=1}^{m} F_{ni}\psi_i\delta_i \le \Delta, \tag{2.5}$$

где δ_i — число влияния, т.е. перемещение конструкции от единичного воздействия; Δ — предельная величина перемещения, определяющая возможность нормальной эксплуатации, устанавливается нормами, либо проектным заданием.

2.2.2. Понятие о методике допускаемых напряжений и вероятностном методе расчета. Из формулы (2.4) можно получить как частный случай основное неравенство методики допускаемых напряжений[1]. Полагая для всех видов нагрузки коэффициенты надежности γ_f одинаковыми, коэффициенты сочетаний $\psi_i = 1$ и имея в виду, что $R_n = \sigma_т$, получим

[1] Эта методика применялась в нашей стране для расчета строительных конструкций до 1955 г. В настоящее время она используется, например, в машиностроительных расчетах. В некоторых странах она применяется в настоящее время и для расчета строительных конструкций.

$$\gamma_n \gamma_f \sum_{i=1}^{m} F_{ni}\alpha_i \le A\sigma_т \gamma_c / \gamma_m. \qquad (2.6)$$

Величина $\sum_{i=1}^{m} F_{ni}\alpha_i = N_n$ представляет собой суммарное усилие в элементе от всех видов нагрузки. Перенося A в левую часть неравенства, γ_n и γ_f — в правую и имея в виду, что напряжение в элементе $\sigma = N_n/A$, получаем

$$\sigma \le \sigma_т / k = [\sigma], \qquad (2.7)$$

где $k = \gamma_n \gamma_m \gamma_f / \gamma_c$ — коэффициент запаса.

Отношение нормативного предела текучести к коэффициенту запаса называется *допускаемым напряжением* $[\sigma] = \sigma_т / k$.

Формально неравенство (2.7) является неравенством методики допускаемых напряжений. Слева стоит напряжение в конструкции от нормативной нагрузки, справа — нормативный предел текучести. Это неравенство рассматривает конструкцию в нормальных условиях эксплуатации, а необходимая надежность обеспечивается коэффициентом запаса, учитывающим самые разнообразные отклонения от нормы — значения нагрузок, сопротивления материалов и другие факторы, влияющие на несущую способность конструкции в течение всего срока ее эксплуатации. В среднем $k = 1{,}5$. Практически устанавливалось несколько значений k в зависимости от специфики работы конструкций, причем делалось это обычно умозрительно на основе опыта проектирования и эксплуатации.

В методике предельных состояний коэффициент запаса разделен на несколько коэффициентов, каждый из которых учитывает строго определенное физическое явление и может быть сравнительно просто обоснован математическими методами.

Сочетания этих коэффициентов могут быть самыми разнообразными, что значительно точнее отражает особенности работы конструкций. Таким образом, использование методики предельных состояний дает возможность проектировать конструкции с более точным прогнозом надежности и получать экономию металла.

В вероятностном методе подбора сечения конструкции все или наиболее важные параметры (нагрузки, сопротивление стали, геометрические характеристики и т.п.) являются случайными величинами и представляются статистическими законами распределения типа (2.2), по которым можно вычислить статистические характеристики: среднее значение, дисперсию, стандарт и т.д.

Для решения задачи используется основное неравенство, гарантирующее заданную обеспеченность ω превышения несущей способности S над усилием N в элементе от внешних нагрузок:

$$P(N \le S) \ge \omega, \qquad (2.8)$$

где P — знак вероятности; усилие N и несущая способность S не являются детерминированными величинами, как в методике предельных состояний, а представляются их статистическими законами распределения.

Можно ввести статистическую «функцию неразрушимости» $V = S - N$, которая характеризует статистический разброс превышения несущей способности элемента над усилием в нем. Тогда выражение (2.8) будет эквивалентно выражению

$$P(V) \ge \omega. \qquad (2.9)$$

Имея статистические характеристики нагрузки, сопротивляемости материала и задавая достаточно высокую обеспеченность ω, из выражения (2.9) можно определить геометрические размеры сечения (либо статистические характеристики сечения, если в расчете оно предполагается статистически изменчивым).

Сопоставляя методику предельных состояний с вероятностным методом (сравните формулу (2.1) с формулой (2.8)), можно видеть, что в формуле (2.1) сравниваются две детерминированные величины (N и S), обоснованные статистическими методами и нормированные заданной вероятностью (обеспеченностью). В выражении (2.8) нормируется вероятность неравенства двух статистических величин. В этом смысле суть методики предельных состояний можно упрощенно сформулировать как «неравенство вероятностей», а вероятного метода — как «вероятность неравенства».

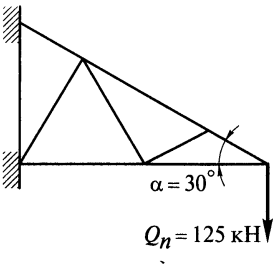


Рис. 2.4. Расчетная схема

Вероятностный метод является наиболее совершенным из рассмотренных, в отдельных случаях он может дать экономию металла 10—12 % по сравнению с методикой предельных состояний. Однако повышенная трудоемкость вероятностного метода пока ограничивает его применение в повседневной инженерной практике.

Пример расчета. Подобрать сечение верхнего пояса консольной фермы (рис. 2.4) по методикам допускаемых напряжений, предельных состояний и вероятностным методом.

Усилие в поясе от нормативной нагрузки $N_n = Q_n/\sin 30° = 125/0{,}5 = 250$ кН. Примем сталь типа Ст3.

1. Методика допускаемых напряжений: $[\sigma] = 16$ кН/см^2. Основное неравенство $N_n/A \le [\sigma]$. Отсюда $A_{тр} = N_n/[\sigma] = 250/16 = 15{,}63$ см^2.

2. Методика предельных состояний: $R_n = 22$ кН/см^2; $R_n = 21$ кН/см^2; $\gamma_f = 1{,}2$; $\gamma_n = \gamma_c = 1$. Основное неравенство $N/A \le R$; $A_{тр} = N/R = N_n\,\gamma_f/R = 250 \cdot 1{,}2/21 = 14{,}29$ см^2. Экономия 8,6 %.

3. Вероятностный метод. Примем нормальный закон распределения усилия N и сопротивления R. Остальные параметры — детерминированные (поперечные сечения, длины элементов). Положим обеспеченность расчетных величин $\omega = 0{,}9986$, т.е. $R = R_m - 3\sigma_R$ и $N = N_m + 3\sigma_N$. Из графика, приведенного на рис. 1.6, имеем $R_m = 30$ кН/см^2. В качестве средней величины нагрузки примем нормативное ее значение $N_m = 250$ кН. Тогда из последних двух выражений получаем $\sigma_R = (R_m - R)/3 = (30 - 21)/3 = 3$ кН/см^2; $\sigma_N = (N - N_m)/3 = (250 \cdot 1{,}2 - 250)/3 = 16{,}67$ кН.

Положим, что распределение функции неразрушимости $V = S - N$ будет подчиняться также нормальному закону. Тогда средняя величина $V_m = S_m - N_m$, стандарт $\sigma_V = \sqrt{\sigma_S^2 - \sigma_N^2}$. Отношение этих величин $n = V_m/\sigma_V$ однозначно определяется значением обеспеченности ω. Имея в виду, что $S = RA$ и $\sigma_s = \sigma_R A$, находим $n = (R_m A - N_m)/\sqrt{\sigma_R^2 A^2 + \sigma_N^2}$.

Отсюда получаем расчетную формулу $A_{тр} = a + \sqrt{a^2 - b}$, где $a = R_m N_m/c$; $b = [N_m^2 - (n\sigma_N)^2]/c$; $c = R_m^2 - (n\sigma_R)^2$.

Зададим $\omega = 0{,}9986$. По таблице[1] находим $n = 2{,}98$. Тогда $c = 30^2 - (2{,}98 \cdot 3)^2 = 820{,}1$, $a = 30 \cdot 250/820{,}1 = 9{,}15$; $b = [250^2 - (2{,}98 \cdot 16{,}67)^2]/820{,}1 = 73{,}2$; $A_{тр} = 9{,}15 + \sqrt{9{,}15^2 - 73{,}2} = 12{,}39$ см^2.

Экономия по сравнению с методикой предельных состояний 15,3 %, а по сравнению с методикой допускаемых напряжений — 26,2 %.

2.3. Классификация нагрузок и их сочетаний

При изложении методики предельных состояний все нагрузки были классифицированы в зависимости от вероятности их воздействия на нормативные и расчетные. Это не

[1] *Лужин О. В.* Вероятностные методы расчета сооружений: Учеб. пособие. — М.: МИСИ, 1983. — С. 120.

единственный способ классификации. Например, длительность воздействия нагрузки может существенно влиять на работу конструкции, вызывая при постоянном действии реологические явления в материале.

По этому признаку нагрузки подразделяются на постоянные и временные. Последние, в свою очередь, могут быть длительными и кратковременными.

Нагрузки, не укладывающиеся в приведенную логику классификации, выделяются в разряд особых нагрузок и воздействий. Иногда употребляют термин «полезная нагрузка», подчеркивая источник ее возникновения.

Приведенная классификация не исключает совмещений в определении названия нагрузки. Например, может быть такое название, как «нормативная длительная полезная нагрузка на перекрытие от стационарного технологического оборудования».

Постоянные нагрузки — собственная масса несущих и ограждающих конструкций, давление грунта, предварительное напряжение.

Временные длительные нагрузки — масса стационарного технологического оборудования, масса складируемых материалов в хранилищах, давление газов, жидкостей и сыпучих материалов в соответствующих емкостях и т. п.

Кратковременные нагрузки — нормативные значения нагрузок от снега, ветра, подвижного подъемно-транспортного оборудования, массы людей, животных и т. п.

Полезными обычно называют нагрузки, восприятие которых составляет целевое назначение сооружений, например, масса людей для пешеходного моста. Они могут быть как временными, так и постоянными, например, масса экспоната монументального выставочного сооружения является постоянной полезной нагрузкой для постамента. В этом же смысле для фундамента масса всех вышележащих конструкций представляет собой также полезную нагрузку.

Особые нагрузки — сейсмические воздействия, взрывные воздействия, нагрузки, возникающие в процессе монтажа конструкций, нагрузки, связанные с поломкой технологического оборудования и резким нарушением технологического процесса, воздействия, обусловленные деформациями основания в связи с коренными изменениями структуры грунта (замачивание просадочных грунтов, осадка грунтов в карстовых районах и над подземными выработками).

При действии на конструкцию нескольких видов нагрузок усилия в ней определяются при самых неблагоприятных сочетаниях с использованием соответствующих коэффициентов сочетаний ψ (см. подразд. 2.2).

В соответствии со СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» различают:

основные сочетания, состоящие из постоянных и временных нагрузок;

особые сочетания, состоящие из постоянных, временных и одной из особых нагрузок.

При основном сочетании, включающем только одну временную нагрузку, коэффициент сочетания $\psi = 1$. При большем числе учитываемых временных нагрузок последние умножаются на коэффициенты сочетаний $\psi < 1$, значения которых регламентируются СНиПом или специальными условиями проектного задания.

В особых сочетаниях временные нагрузки учитываются с коэффициентом сочетаний $\psi < 1$, а особая нагрузка — с коэффициентом $\psi = 1$. Во всех видах сочетаний постоянная нагрузка имеет коэффициент $\psi = 1$.

2.4. Работа под нагрузкой и расчет элементов конструкций

2.4.1. Учет сложного напряженного состояния при расчете металлических конструкций и условия пластичности. В правой части основного неравенства методики предельных состояний (2.1) и (2.4) фигурирует расчетное сопротивление $R = R_n/\gamma_m$, которое устанавливается на основе испытаний металлических образцов при одноосном нагружении. Однако материал в реальных конструкциях, как правило, находится в сложном

многокомпонентном напряженном состоянии. В связи с этим необходимо установить правило эквивалентности сложного напряженного состояния одноосному.

В качестве критерия эквивалентности принято использовать потенциальную энергию, накапливаемую в материале при его деформировании внешними воздействиями. Математическое выражение этой энергии представляет собой инвариант тензора напряжений, т. е. энергия деформирования остается постоянной для различных соотношений компонентов напряжений, связанных законами механики деформируемого твердого тела.

Приравнивая общее выражение энергии его частному значению при одноосном напряженном состоянии, можно получить искомое правило эквивалентности.

Для удобства анализа энергию деформации можно представить в виде суммы работ по изменению объема $A_о$ и изменению формы тела $A_ф$. Первая не превышает 13 % полной работы при упругом деформировании и зависит от среднего нормального напряжения[1]:

$$A_о = \frac{1-2\nu}{6E}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)^2. \qquad (2.10)$$

Вторая работа связана со сдвигами в материале:

$$A_ф = \frac{1+\nu}{3E}[\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)]. \qquad (2.11)$$

Как показано в гл. 1, разрушение кристаллической структуры строительных сталей и алюминиевых сплавов связано именно со сдвиговыми явлениями в материале (движение дислокации и пр.). Поэтому при определении несущей способности материала работу по изменению объема можно не учитывать.

Опыты показывают, что при чисто гидростатическом нагружении $p = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$ металлы выдерживают без разрушения громадное давление, многократно превышающее их несущую способность в реальных конструкциях.

Работа формоизменения (2.11) является инвариантом, поэтому при одноосном напряженном состоянии $\sigma_x = \sigma$ имеем $A_1 = [(1 + \nu)/3E]\sigma^2$.

Приравнивая это значение выражению (2.11) и извлекая квадратный корень, получим

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = \sigma. \qquad (2.12)$$

Это соотношение устанавливает энергетическую эквивалентность сложного напряженного состояния одноосному. Выражение в правой части иногда называют *приведенным напряжением* $\sigma_{пр}$, имея в виду приведение к некоторому состоянию с одноосным напряжением σ.

Если предельно допустимое напряжение в металле (расчетное сопротивление) устанавливается по пределу текучести стандартного образца $\sigma_т$, то выражение (2.12) принимает вид $\sigma_{пр} = \sigma_т$ и представляет собой *условие пластичности* при сложном напряженном состоянии, т. е. условие перехода материала из упругого состояния в пластическое.

В стенках двутавровых балок вблизи приложения поперечной нагрузки $\sigma_x \neq 0$, $\sigma_y \neq 0$, $\tau_{xy} \neq 0$, остальными компонентами напряжений можно пренебречь. Тогда условие пластичности принимает вид

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} = \sigma_т. \qquad (2.13)$$

В точках, удаленных от места приложения нагрузки, можно пренебречь также локальным напряжением $\sigma_y = 0$, тогда условие пластичности еще более упростится: $\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sigma_т$.

При простом сдвиге из всех компонентов напряжений только $\tau_{xy} \neq 0$, тогда $\sigma_{пр} = \sqrt{3\tau_{xy}^2} = \sigma_т$. Отсюда

---

[1] *Тимошенко С. П., Гудьер Дж.* Теория упругости. — М.: Наука, 1975. — С. 576.

$$\tau_{xy} = \sigma_т\sqrt{3} = 0,58\sigma_т. \qquad (2.14)$$

В соответствии с этим выражением в СНиПе принято соотношение между расчетными сопротивлениями на сдвиг и растяжение $R_s = 0,58R_y$.

Следует отметить, что соотношение (2.12) справедливо не только в упругой стадии работы материала. При использовании понятия секущего модуля упругости это выражение можно распространить и на пластическую область. Основная трудность при применении выражения (2.12) заключается в определении соответствующих компонентов напряжений. Для этого используются методы строительной механики, сопротивления материалов, теории упругости, теории пластичности и т.д.

Однако во многих случаях преодоление математических трудностей при определении напряжений становится нецелесообразным либо практически невозможным. Тогда для конкретных условий экспериментальным путем устанавливается условное расчетное сопротивление для одного компонента напряжений, определяемого по упрощенной расчетной схеме элементарным путем. Такой метод принят, например, при расчете сварных соединений с угловыми швами или расчете конструкций на усталость, так как расчет компонентов напряжений для точек сварного шва и вблизи очагов зарождения усталостных трещин чрезвычайно сложен.

Условие пластичности $\sigma_{пр} = \sigma_т$ отвечает IV теории прочности (энергетической). Для пластичных строительных сталей близка также III теория прочности (максимальных касательных напряжений), согласно которой текучесть металла наступает при достижении предельного значения одного из главных касательных напряжений

$$\tau_{ij} = (\sigma_i - \sigma_j)/2 = \sigma_т/2, \ (i, j) = 1, 2, 3, \qquad (2.15)$$

где σ_i и σ_j — главные напряжения.

Сравнение с выражением (2.14) дает разницу около 14 %, что вполне допустимо для практических расчетов. При кажущейся простоте условие пластичности (2.15) оказывается менее удобным в использовании по сравнению с (2.12), так как представляет собой совокупность трех отдельных выражений для $\tau_{1,2}$, $\tau_{2,3}$, $\tau_{3,1}$ и предполагает вычисление главных напряжений.

2.4.2. Основы расчета на прочность центрально растянутых или сжатых элементов. Поведение под нагрузкой центрально растянутого элемента, а также центрально сжатого при условии обеспечения его устойчивости полностью соответствует работе материала при простом растяжении — сжатии (см. рис. 1.1, *в*).

Предполагается, что напряжения в поперечном сечении таких элементов распределяются равномерно. Для обеспечения несущей способности таких элементов необходимо, чтобы эти напряжения от расчетных нагрузок в сечении с наименьшей площадью не превышали расчетного сопротивления.

В соответствии с основным неравенством первого предельного состояния (2.4) имеем

$$\sigma = N/A_n \le R\gamma_c, \qquad (2.16)$$

где $N = N_n\gamma_f$ — продольная сила в стержне, определяемая от расчетных нагрузок; A_n — площадь нетто поперечного сечения элемента; R — расчетное сопротивление, принимаемое равным R_y, если в стержне не допускается развитие пластических деформаций; если же условиями эксплуатации конструкции пластические деформации допустимы, то R равняется наибольшему из двух значений R_y и R_u/γ_u (здесь R_y и R_u — расчетные сопротивления материала соответственно по пределу текучести и по временному сопротивлению; $\gamma_u = 1,3$ — коэффициент надежности по материалу при расчете конструкций по временному сопротивлению).

Проверка по второму предельному состоянию сводится к ограничению удлинений (укорочений) стержня от нормативных нагрузок [см. (2.5)]:

$$N_n l/(EA) \le \Delta, \qquad (2.17)$$

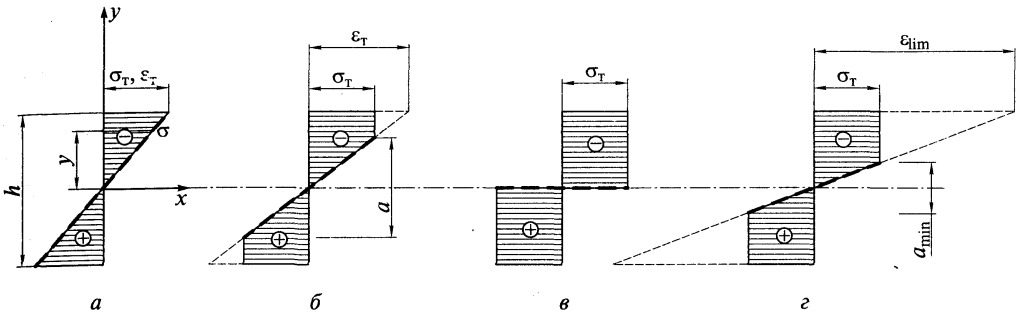


Рис. 2.5. Изменение эпюры напряжений в изгибаемом элементе при развитии пластических деформаций в материале:

а — в упругой стадии; *б* — в упруго-пластической; *в* — шарнир пластичности; *г* — при ограниченной пластичности

где N_n — продольная сила в стержне от нормативных нагрузок; l — расчетная длина стержня, равная расстоянию между точками приложения нагрузки к стержню; E — модуль упругости; A — площадь брутто поперечного сечения стержня; Δ — предельная величина удлинения (укорочения).

2.4.3. Основы работы и расчета изгибаемых элементов. Для изгибаемых стержней (балок), у которых пролет значительно превышает высоту поперечного сечения (в 5 и более раз), экспериментально подтверждается гипотеза плоских сечений Бернулли. В соответствии с этой гипотезой изменение деформаций по высоте сечения происходит по линейному закону, напряжения распределяются аналогично только до предела текучести $\sigma_т$ (рис. 2.5, *а*)[1].

Напряжения в точках, находящихся на расстоянии y от нейтральной оси, определяются по формуле $\sigma = My/I_x$, где M — изгибающий момент в рассматриваемом сечении балки; I_x — момент инерции сечения.

Максимальное напряжение возникает в крайней фибре сечения при $y = h/2$: $\sigma_{max} = M(h/2)/I_x$. Отношение момента инерции I_x к расстоянию от нейтральной оси до крайней точки сечения $y_{max} = h/2$ называется моментом сопротивления $W_x = I_x \cdot 2/h$, т.е. $\sigma_{max} = M/W_x$.

Для проверки прочности изгибаемых элементов, работающих в пределах упругих деформаций, в соответствии с основным неравенством первого предельного состояния (2.4) необходимо, чтобы максимальные нормальные и касательные напряжения в балке от расчетной нагрузки не превосходили соответствующих расчетных сопротивлений:

$$\sigma_{max} = M/W_n \le R_y\gamma_c;\ \tau = QS/(It) \le R_s\gamma_c, \qquad (2.18)$$

где M и Q — максимальные момент и поперечная сила в балке от расчетной нагрузки; W_n — момент сопротивления нетто поперечного сечения балки, в случае несимметричного сечения балки выбирается $W_{n\min} = I_x/y_{max}$; S — статический момент сдвигающейся части сечения относительно нейтральной оси; I — момент инерции сечения балки; t — толщина стенки.

---

[1] На рис. 2.5 величины напряжений и деформаций приведены к одному масштабу. Это можно сделать, например, поделив первые на значение предела текучести, вторые — на соответствующие значения деформаций. На рис. 2.5 графики напряжений изображены сплошными линиями, деформаций — штриховыми. Предполагается, что поперечное сечение балки симметрично относительно оси x.

По второму предельному состоянию (2.5) наибольший прогиб балки от нагрузки нормальной эксплуатации сравнивается с предельной величиной, указанной в нормах либо в задании на проектирование.

Величина прогиба зависит от расчетной схемы балки, а предельный прогиб — от назначения изгибаемого элемента. Например, для главной балки рабочей площадки производственного здания, имеющей однопролетную схему с шарнирными опорами и загруженной равномерно распределенной нагрузкой, проверка производится по формуле

$$f_{\max} = (5/384)(q_n l^4/EI) \le l/400, \qquad (2.19)$$

где $f_{\max}$ — максимальный прогиб балки; q_n — нормативная нагрузка на балку; l — пролет балки; EI — изгибная жесткость балки; 400 — норма прогиба.

При той же схеме балки, имеющей второстепенное значение и загруженной сосредоточенной силой P_n в середине пролета, проверка осуществляется по формуле

$$f_{\max} = P_n l^3/(48EI) \le l/250.$$

В изгибаемых элементах в отличие от центрально растянутых (сжатых) стержней появление фибровой текучести не приводит к исчерпанию несущей способности, так как в глубине сечения значения напряжений меньше предела текучести и, следовательно, стержень будет оказывать сопротивление при дальнейшем росте внешней нагрузки.

Это приведет к увеличению деформаций в сечении балки (штриховая линия на рис. 2,5, *б*). При этом рост напряжений будет ограничен пределом текучести $\sigma_т$ (сплошная линия на рис. 2,5, *б*)[1]. Упругое ядро высотой a, где $\sigma < \sigma_т$, будет уменьшаться. Кривизна $\rho = 1/r \approx y''$, следовательно, прогиб балки y будет резко нелинейно возрастать (рис. 2.6) и несущая способность асимптотически приближаться к предельной $M_{пл}$. Эта стадия работы изгибаемого элемента называется *упругопластической*. Полное исчерпание несущей способности балки по указанной схеме наступит при $a \to 0$, т.е. когда все сечение будет охвачено пластичностью (см. рис. 2.5, *в*).

Эпюра напряжений будет состоять из двух разнозначных прямоугольников с ординатами $\sigma = \pm\sigma_т$. При этом график деформаций вырождается в горизонтальную линию (штриховая линия на рис. 2.5, *в*), деформации $\varepsilon \to \pm\infty$, что практически невозможно, так как материал обладает ограниченной деформативностью $\varepsilon_{\lim}$, после которой наступает разрушение (см. рис. 2.5, *г*). Поэтому реально разрушение металлических балок происходит всегда в упругопластической стадии при $a_{\min} > 0$.

Легко показать[2], что в пределах площадки текучести, когда фибровые деформации балки не превышают 2 %, площадь эпюры на рис. 2.5, *б* отличается от предельной (рис. 2.5, *в*) всего на 0,2 % для прямоугольных сечений и на 0,1 % для двутавров. Поэтому с небольшой погрешностью, но значительным упрощением для дальнейшего анализа можно использовать предельную эпюру по рис. 2.5, *в*.

Однако имеется еще одно противоречие, давшее название этому предельному случаю. Бесконечным деформациям должна соответствовать бесконечная кривизна. Для идеально пластичных материалов это может произойти, когда взаимный угол поворота частей балок, разделенных рассматриваемым сечением, будет стремиться к бесконечности. Кинематически это соответствует шарнирному механизму, подвижность которого обеспечивается пластическими свойствами материала. Отсюда появилось название *пластический шарнир*, определяющее предельную несущую способность изгибаемого элемента.

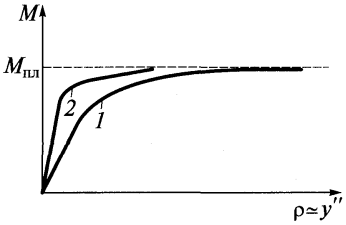
В отличие от механического пластический шарнир исчезает, как только изгибающий момент меняет направление, так как материал при этом восстанавливает упругие свойства.

---

[1] Для упрощения анализа напряженно-деформированного состояния балки используем упрощенную диаграмму Прандтля идеального упругопластического материала (см. рис. 1.18).

[2] *Стрелецкий Н.С.* Анализ процесса разрушения упругопластической системы // Сб. трудов МИСИ № 5. — М., 1947.

Рис. 2.6. Рост кривизны балки прямоугольного сечения (*1*) и двутавровой балки (*2*) при развитии в материале пластических деформаций



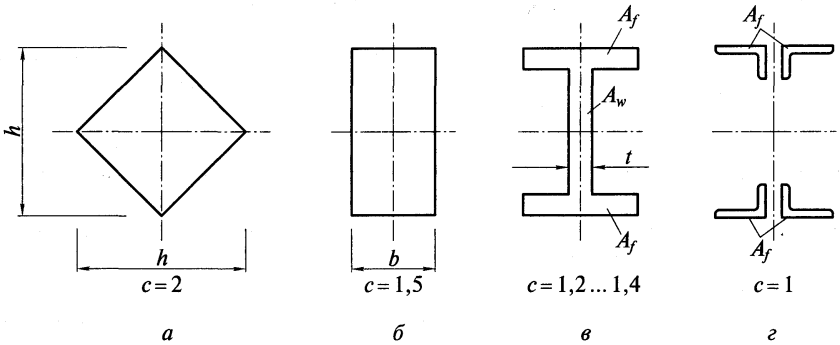


Рис. 2.7. Зависимость коэффициента *c* от формы поперечного сечения изгибаемого элемента:

а — для ромбического сечения; *б* — для прямоугольного; *в* — для двутаврового; *г* — для фермы

Предельный момент в шарнире пластичности ($M_{пл}$ на рис. 2.6) для балки произвольного сечения определяется исходя из эпюры, представленной на рис. 2.5, *в*:

$$M_{пл} = \sigma_т \int_A y dA = \sigma_т \left(|S_в| + |S_н|\right) = \sigma_т W_{пл}, \qquad (2.20)$$

где $S_в$ и $S_н$ — статические моменты верхней и нижней частей сечения относительно нейтральной оси при пластическом шарнире[1]; dA — элемент площади поперечного сечения балки.

В формуле (2.20) введено обозначение $W_{пл} = |S_в| + |S_н|$, называемое пластическим моментом сопротивления. Это сделано для того, чтобы по внешнему виду формула предельного момента в пластической стадии совпадала с аналогичной формулой в упругой стадии работы материала: $M_{упр} = \sigma_т W$, где $W = 2I/h$ — момент сопротивления. W и $W_{пл}$ имеют разный геометрический смысл: первый вычисляется через момент инерции, второй является суммой абсолютных значений статических моментов сжатой и растянутой частей сечения балки. Для симметричных сечений (рис. 2.7) $S_в = S_н = S$; $W_{пл} = 2S$, где S — статический момент полусечения относительно нейтральной оси.

Введем коэффициент

$$c = W_{пл}/W = M_{пл}/M, \qquad (2.21)$$

характеризующий резерв несущей способности изгибаемого элемента, обусловленный пластической работой материала. Вычислим его значение для двутаврового сечения, наиболее распространенного в изгибаемых металлических элементах (рис. 2.7, *в*). Имеем

[1] Для несимметричных поперечных сечений, например тавровых, нейтральные оси в упругой стадии и пластической не совпадают. Это следует из условия равновесия равнодействующих усилий в поперечном сечении балки.

$$W_{пл} = 2S = 2\left(A_f\frac{h}{2} + \frac{h}{2}t\frac{h}{4}\right) = A_f h + A_w\frac{h}{4} = A_w h\left(\frac{A_f}{A_w} + \frac{1}{4}\right);$$

$$W = \frac{2I}{h} = \frac{2}{h}\left[2A_f\left(\frac{h}{2}\right)^2 + \frac{th^3}{12}\right] = A_f h + A_w\frac{h}{6} = A_w h\left(\frac{A_f}{A_w} + \frac{1}{6}\right).$$

Подставляя эти выражения в (2.21), получаем

$$c = \frac{A_f/A_w + 1/4}{A_f/A_w + 1/6}, \qquad (2.22)$$

где A_f/A_w — отношение площадей поперечного сечения пояса и стенки.

Для прокатных двутавров различных типов в среднем $A_f/A_w \approx 0{,}67$, чему соответствует значение $c = 1{,}1$. Для составных двутавров значения коэффициента c, вычисленные по формуле (2.22), приведены на рис. 2.8 в диапазоне практически используемых отношений A_f/A_w.

Устремляя площадь поясов к нулю, из двутаврового (см. рис. 2.7, *в*) получаем прямоугольное сечение (рис. 2.7, *б*), а из формулы (2.22) при $A_f \to 0$ $c = 1{,}5$, т.е. при использовании пластических деформаций несущая способность балки прямоугольного сечения возрастает в 1,5 раза.

Устремляя площадь стенки к нулю, как и в предыдущем случае, из двутавра получаем расчетное сечение фермы либо балки с гибкой стенкой (рис. 2.7, *г*), в которых изгибающий момент воспринимается практически только поясами. Из формулы (2.22) при $A_w \to 0$ получаем $c = 1$.

Действительно, пояса фермы при шарнирном сопряжении элементов в узлах работают на осевое растяжение (сжатие). Появление в поясах пластических деформаций приводит (см. подразд. 2.4.5) к исчерпанию несущей способности изгибаемого элемента (фермы). Для таких сечений пластического резерва нет[1].

Очевидно, наибольшим пластическим резервом будет обладать балка с поперечным сечением, показанным на рис. 2.7, *а*, для нее $c = 2$. Однако это сечение при прочих равных условиях (пролет, нагрузка, расчетное сопротивление материала и пр.) является наименее экономичным по расходу материала из всех, показанных на рис. 2.7. Наименее металлоемким будет сечение, показанное на рис. 2.7, *г*.

Практический же выбор формы поперечного сечения изгибаемых элементов зависит от многих факторов, среди которых одним из главных является расход материала, так как стоимость его составляет около 80 % общей стоимости конструкции.

Распределение пластических деформаций по длине балки зависит от типа опор и характера распределения нагрузки по ее длине. На рис. 2.9 показан пример шарнирно опертой балки под равномерно распределенной нагрузкой, Здесь параболические эпюры M^{I} и M^{II} соответствуют предельному упругому и упругопластическому состояниям балки. Эпюры напряжений в сечениях *1*, *2*, *3* соответствуют эпюрам, показанным на рис. 2.5, *б*. Длина пластической области $l_{пл}$ может быть определена из неравенства $M^{II} \geq \sigma_т W$. Изменение ее высоты зависит от эпюры моментов[2].

Формула для проверки прочности изгибаемых элементов при наличии пластических деформаций (пластический шарнир) получается из выражения (2.18) путем замены W_n на $W_{пл} = cW_n$, т.е.

---

[1] Напомним, что такой результат получается при использовании идеализированной диаграммы Прандтля. В действительности реальные металлы в пластической области обладают некоторым упрочнением, что дает определенный пластический резерв несущей способности (см. рис. 1.16).

[2] *Ржаницын А.Р.* Расчет сооружений с учетом пластических свойств материала. — 2-е изд. — М., 1954.

$$M/(cW_n) \le R_y\gamma_c \text{ или } M/W_n \le cR_y\gamma_c. \quad (2.23)$$

Сравнивая это выражение с (2.18), видно, что формально учет пластических деформаций сводится к повышению расчетного сопротивления умножением на величину c.

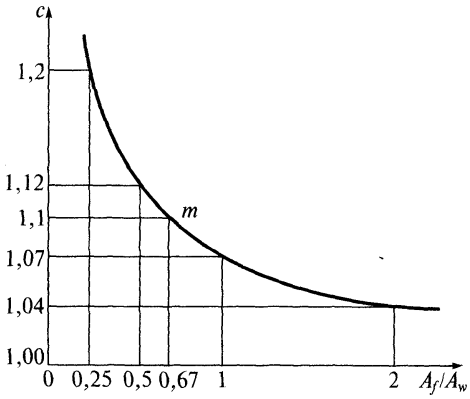


Рис. 2.8. Зависимость коэффициента c от отношения площадей поперечного сечения пояса и стенки двутавровой балки

Кроме нормальных напряжений σ_x в балках возникают также касательные напряжения τ_{xy}, зависящие от поперечной силы Q, и локальные напряжения σ_y в местах передачи на балку сосредоточенных нагрузок. В этом случае границы пластической области в балке определяются условием пластичности в форме (2.13): $\sigma_{пр} = \sigma_т$. Приведенное напряжение зависит от соотношения величин σ_x, σ_y, τ_{xy}, которое может быть самым разнообразным. Например, для балок, загруженных сосредоточенными силами при частом их расположении по пролету (рис. 2.10, *а*), определяющей будет компонента σ_x. Форма пластической области по характеру будет близка к показанной на рис. 2.9.

При большой сосредоточенной нагрузке на балке с малым пролетом (рис. 2.10, *б*) определяющим может быть напряжение τ_{xy}. Распределение $\sigma_{пр}$ по высоте балки в упругой стадии будет существенно отличаться от предыдущего случая, что при дальнейшем увеличении нагрузки вплоть до появления пластического шарнира ($\sigma_{пр} = \sigma_т$) обусловит более развитую пластическую область вблизи нейтральной оси балки.

При рассмотренном многокомпонентном напряженном состоянии проверку прочности балки можно производить по следующей формуле:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau^2} \le 1{,}15R_y\gamma_c, \quad (2.24)$$

где 1,15 — коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в балке [аналогично коэффициенту c в формуле (2.23)].

Современными нормами допускается использование формулы (2.23) для проверки прочности балок при наличии двух компонент напряжений σ_x и τ_{xy}, когда $\tau_{xy} \le 0{,}5R_s$. При большем значении τ_{xy} знаменатель выражения (2.23) умножается на коэффициент $\beta < 1$, зависящий от касательных напряжений.

При изгибе относительно двух главных осей инерции поперечного сечения балки (x, y) — косом изгибе — проверку проч-

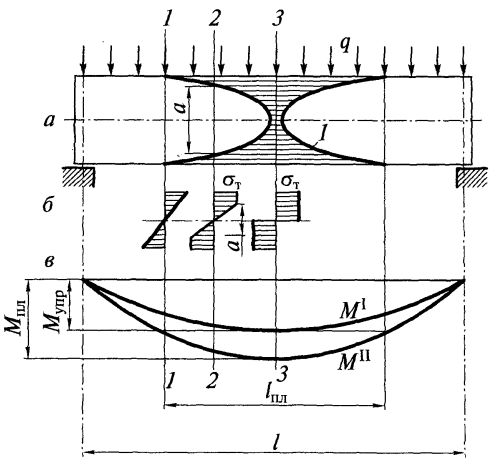


Рис. 2.9. Распределение пластических деформаций в балке:

а — расчетная схема балки; *б* — эпюры напряжений в различных сечениях балки; *в* — эпюры изгибающих моментов; *1* — зона пластических деформаций; M^I — предельная эпюра при упругой работе материала; M^{II} — то же, при появлении пластического шарнира

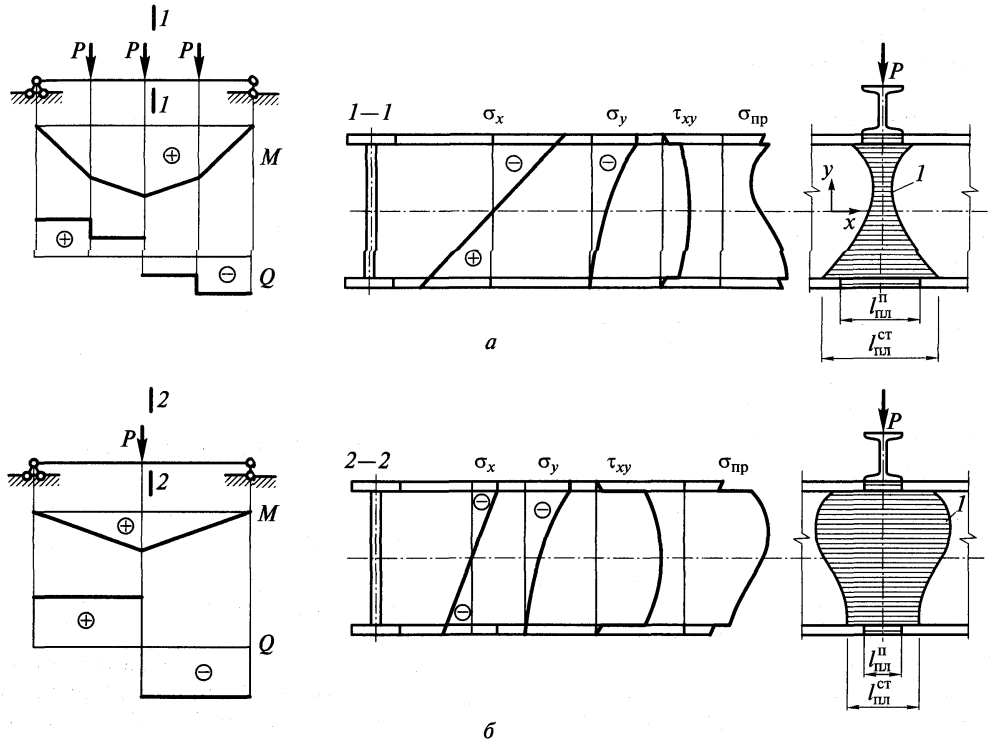


Рис. 2.10. Распределение пластических деформаций в двутавровой балке при сложном напряженном состоянии:

а — при больших нормальных напряжениях; *б* — при больших касательных напряжениях

ности с учетом пластических деформаций допускается осуществлять по упрощенной формуле

$$M_x/(c_x\beta W_{x,n,min}) + M_y/(c_y W_{y,n,min}) \le R_y\gamma_c \text{ при } \tau \le 0{,}5R_s, \qquad (2.25)$$

где c_x и c_y даются в зависимости от формы сечения (см. прил. 6); β зависит от величины τ_{xy} (подробнее см. гл. 7).

В металлических элементах после их изготовления (прокатки, сварки) и соединения с другими элементами возникают остаточные деформации, которые, складываясь с деформациями от внешних нагрузок, могут существенно влиять на окончательную форму пластических областей (см. подразд. 4.3.2).

Проверка прогибов изгибаемых элементов по второму предельному состоянию производится от нагрузок, которые, как правило, меньше расчетных. В связи с этим в большинстве случаев эта проверка выполняется по формулам упругого состояния типа (2.19).

2.4.4. Основы работы и расчета на устойчивость центрально сжатых стержней. Исчерпание несущей способности длинных гибких стержней, работающих на осевое сжатие (рис. 2.11, *а*), происходит от потери устойчивости.

Поведение стержня под нагрузкой характеризуется графиком, представленным на рис. 2.11, *б*. Вначале с ростом нагрузки стержень сохраняет прямолинейную форму — устойчивое состояние. При достижении критической нагрузки $N = N_{cr}^1$ стержень начинает резко выпучиваться. Дальнейший (небольшой) рост внешней нагрузки будет сопровождаться быстрым увеличением поперечного прогиба стержня *f*. После достижения

максимальной нагрузки — второй критической силы $N = N_{cr}^{II}$ — стержень теряет несущую способность (неустойчивое состояние).

В приведенном описании термины «устойчивое состояние» или «неустойчивое состояние», «критическая сила» характеризовались соотношением между сжимающей силой и прогибом стержня, т.е. внешним его поведением.

Такое определение является далеко не полным. Например, устойчивое состояние может быть при $f = 0$ и $f > 0$ (точки *1* и *2*). Однако при $f > 0$ стержень может находиться в устойчивом состоянии (точка *2*) и неустойчивом (точка *3*) при одинаковой сжимающей силе.

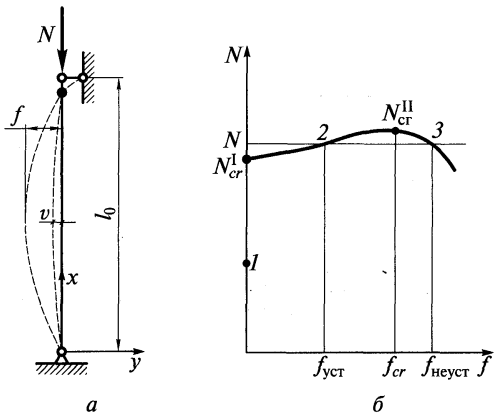


Рис. 2.11. Работа центрально сжатого стержня:

а — расчетная схема; *б* — зависимость между нагрузкой и прогибом стержня

Критическое состояние может быть при $f = 0$ и при $f > 0$ (точки N_{cr}^{I} и N_{cr}^{II}). Строгое определение этих состояний можно дать на основе энергетических принципов с использованием понятия виртуальной работы, совершаемой внешними и внутренними силами на возможном перемещении.

При фиксированном N = const, давая стержню возможное перемещение, можно подсчитать приращение работ внешних δA_e и внутренних δA_i сил. Если $\delta A_i > \delta A_e$ то состояние стержня будет устойчивым, при $\delta A_i < \delta A_e$ — неустойчивым, при $\delta A_i = \delta A_e$ — критическим.

В первом случае разница между виртуальными работами возвращает систему в первоначальное состояние. Во втором случае приращения работы внутренних сил δA_i недостаточно, чтобы вернуть систему в первоначальное состояние, стержень теряет устойчивость. Третий случай является пограничным, критическим.

При изучении проблемы устойчивости стержней приращения работ на возможных перемещениях можно заменить приращениями соответствующих моментов δM_e и δM_i вследствие их прямой пропорциональной зависимости.

Для идеально упругого и прямолинейного стержня (см. рис. 2.11, *а*) при фиксированном N = const приращение момента внешних сил при возможном прогибе с амплитудой v равно $\delta M_e = Nv$. Приращение момента внутренних сил $\delta M_i = \rho EI$, где EI — жесткость стержня; $\rho = -y''$ — кривизна.

Задавая форму возможного перемещения стержня по синусоиде $y = -v\sin(\pi x / l_0)$, получаем амплитудное значение кривизны $\rho = -y''(x = l_0 / 2) = \pi^2 v / l_0^2$. Подставляя это значение в выражение δM_i и приравнивая $\delta M_i = \delta M_e$, получаем значение первой критической силы[1] $N_{cr}^{I} = \pi^2 EI / l_0^2$. Это известная формула Эйлера, полученная в 1744 г. иным путем. Соответствующее критическое напряжение будет иметь вид

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}^{I}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2 A} = \frac{\pi^2 Ei^2}{l_0^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \qquad (2.26)$$

где A — площадь поперечного сечения стержня; $i = \sqrt{I/A}$ — радиус инерции; $\lambda = l_0 / i$ — гибкость стержня; $l_0 = \mu l$ — расчетная длина стержня; μ — коэффициент приведения, зависящий от способа закрепления концов стержня.

---

[1] При второй критической силе N_{cr}^{II} наблюдаются большие прогибы стержня, поэтому она не представляет практического интереса.

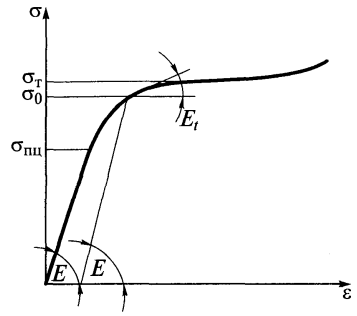


Рис. 2.12. Диаграмма упругопластической работы стали

Эта формула справедлива при постоянном модуле упругости E, т.е. при напряжениях, не превышающих предел пропорциональности $\sigma_{cr} \le \sigma_{пц}$, при этом $\lambda \ge \pi\sqrt{E/\sigma_{пц}}$. Для мягких строительных сталей $\sigma_{пц} \approx 20$ кН/см^2, следовательно, $\lambda \ge \pi\sqrt{2{,}06 \cdot 10^4/20} \approx 100$. Для сталей повышенной прочности применимость формулы Эйлера ограничена значением $\lambda \ge 85$.

Следует заметить, что на практике гибкости центрально сжатых стержней (колонн, элементов ферм, рам и т.п.) в большинстве случаев составляют примерно половину указанных предельных.

При λ меньше предельных стержни теряют устойчивость в упругопластической стадии работы материала с касательным модулем деформации $E_t = d\sigma/d\varepsilon < E$ (рис. 2.12). Для этого случая проф. Ф.С.Ясинским в 1895 г. была предложена следующая схема работы стержня при потере устойчивости (рис. 2.13).

Как и в предыдущем случае, фиксируется нагрузка $N = \text{const}$. Ей будет соответствовать эпюра равномерно распределенных напряжений по сечению стержня $\sigma_0 = N/A > \sigma_{пц}$ (рис. 2.13, *а*).

При возможном прогибе стержня с амплитудой v на сжатой его стороне напряжения будут увеличиваться в соответствии с касательным модулем E_t (см. также рис. 2.12). На противоположной стороне на сжатие от силы N будет накладываться растяжение от изгиба, т.е. произойдет разгрузка, которая следует упругому закону $\sigma = E\varepsilon$. Поэтому эпюра напряжений от возможного изгиба будет асимметричной. Нейтральная ось переместится в сторону разгруженных волокон (точка O на рис. 2.13, *а*). Появится дополнительный эксцентриситет a продольной силы. Приращение момента внешней силы $\delta M_e = N(v + a)$. Для внутренних сил δM_i определится суммой соответствующих интегралов по площадям A_1 и A_2, разделенным нейтральной осью *2—2* (рис. 2.13, *б*):

$$\delta M_i = \int_{A_1} \sigma_1 y dA - \int_{A_2} \sigma_2 y dA = \int_{A_1} E\rho y^2 dA + \int_{A_2} E_t \rho y^2 dA =$$
$$= \rho(E\int_{A_1} y^2 dA + E_t \int_{A_2} y^2 dA) = \rho(EI_1 + E_t I_2). \qquad (2.27)$$

По аналогии с формулой для момента в упругой стадии последнее выражение запишем в виде $\delta M_i = \rho TI$, где T представляет собой приведенный модуль деформации, определяемый из равенства $TI = EI_1 + E_t I_2$, откуда

$$T = (EI_1 + E_t I_2)/I. \qquad (2.28)$$

Далее, действуя аналогично случаю упругого материала, из равенства $\delta M_e = \delta M_i$ получаем формулу для критического напряжения в эйлеровом виде

$$\sigma_{cr} = \pi^2 T/\lambda^2. \qquad (2.29)$$

Введение понятия приведенного модуля T эквивалентно замене стержня из разнородного материала (участок A_1 подчиняется упругому закону, участок A_2 — пластическому) стержнем из однородного материала с уменьшенным модулем упругости. Можно было бы сделать иначе[1]. Продолжая цепочку выкладок (2.27), напишем $\delta M_i = \rho E(I_1 + kI_2)$, где $k = E_t/E$. Введем обозначение $I_{ef} = I_1 + kI_2$ — приведенный момент инерции. Тогда

[1] Такой прием используют, например, при расчете на прочность сталежелезобетонных балок и других комбинированных конструкций.

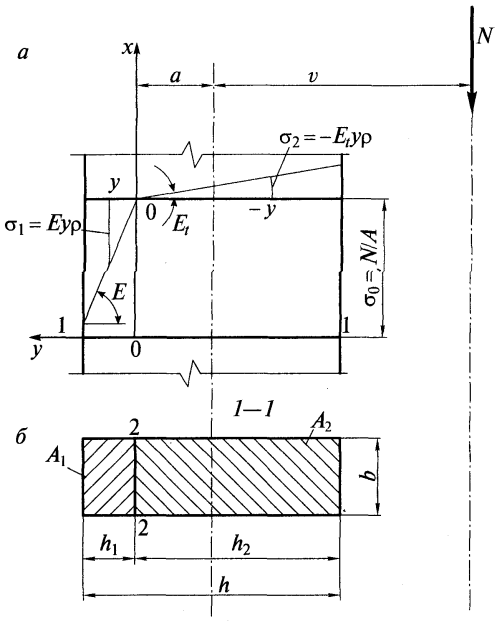


Рис. 2.13. Напряженно-деформированное состояние центрально сжатого стержня в момент потери устойчивости:

а — эпюра напряжений; *б* — поперечное сечение стержня

$\delta M_i = \rho E I_{ef}$. Это приведет к формуле критических напряжений $\sigma_{cr} = \pi^2 E/\lambda_{ef}$, где $\lambda_{ef} = l_0/i_{ef}$; $i_{ef} = \sqrt{I_{ef}/A}$.

Для определения величины T необходимо знать положение нейтральной оси *2—2* (рис. 2.13, *б*). Оно определяется из условия равенства нулю проекции всех сил на продольную ось стержня $\sum x = 0$.

Сила N уравновешивается равнодействующей эпюры напряжений $\sigma_0 = N/A$, следовательно, равнодействующие сжатой и растянутой зон от изгиба должны быть равны между собой по абсолютной величине

$$\int_{A_1} |\sigma_1| dA = \int_{A_2} |\sigma_2| dA \text{ или } E\rho \int_{A_1} y dA = E_t \rho \int_{A_2} y dA, \text{ или } S_1 = kS_2, \qquad (2.30)$$

где $k = E_t/E$; S_1 и S_2 — статические моменты площадей A_1 и A_2 относительно нейтральной оси *2—2*.

Для каждого конкретного случая, выражая S_1 и S_2 через геометрические размеры сечения стержня, можно определить положение нейтральной оси, а следовательно, значение T по формуле (2.28). Тогда из выражения (2.29), полагая $\sigma_0 = \sigma_{cr}$, можно определить $\lambda = \pi\sqrt{T/\sigma_0}$, соответствующую критическому состоянию.

Задавая различные значения σ_0, можно таким способом по точкам построить зависимость σ_{cr}—λ (рис. 2.14).

На этом же рисунке схематично приведен график зависимости T—λ. Здесь λ_{el} — предельное значение λ, ограничивающее применимость формулы Эйлера. При $\lambda < \lambda_{el}$ вид кривых σ_{cr} и T существенно зависит от вида кривой работы материала, а следовательно, от вида стали или алюминиевого сплава (влияние E_t).

При вычислении σ_{cr} существенно используется равенство (2.30), определяющее положение нейтральной оси, которое зависит от формы поперечного сечения стержня и ориентации его осей.

Например, для прямоугольного сечения, показанного на рис. 2.13, *б*, $S_1 = bh_1^2/2$; $S_2 =$

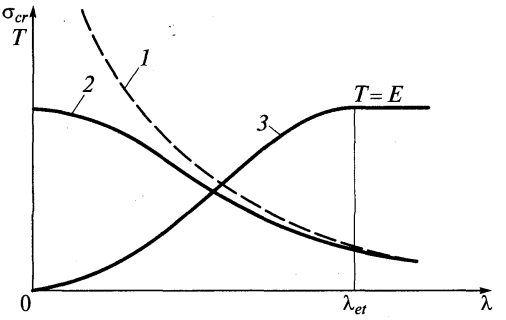


Рис. 2.14. Зависимость критических напряжений и приведенного модуля деформаций от гибкости стержня:

1 — кривая Эйлера; *2* — кривая критических напряжений для сталей типа Ст3; *3* — график модуля T

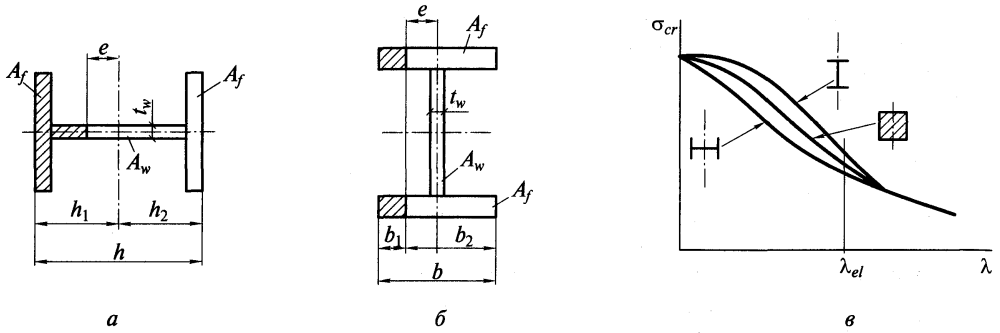


Рис. 2.15. Влияние формы поперечного сечения стержня на критические напряжения: *а* — потеря устойчивости двутаврового стержня в плоскости стенки; *б* — то же, в плоскости полок; *в* — зависимость критических напряжений от гибкости

$= bh_2^2/2$. Полагая $m = h_2/h$, получаем $h_2 = mh$, $h_1 = (1 - m)h$. Подставляя эти значения в (2.30), получаем $m = 1/(1+\sqrt{k})$. Положим, что для фиксированного σ_0 по графику $\sigma-\varepsilon$ (см. рис. 2.12) имеем $E_t/E = 0{,}1$, тогда $m = 0{,}76$, а по формуле (2.28) $T = 0{,}23E$. Для этого значения приведенного модуля $\sigma_{cr} = 0{,}23\pi^2E/\lambda^2$, откуда $\lambda = 0{,}48\pi\sqrt{E/\sigma_0}$.

Аналогично для стержня двутаврового сечения, теряющего устойчивость в плоскости стенки (рис. 2.15, *а*),

$$m = \frac{1}{1-k}[1 + c(1+k) - \sqrt{k(1+4c) + c^2(1+k)^2}],$$

где $c = A_f/A_w$ — отношение площади полки к площади стенки.

При $k = 0{,}1$ и $c = 1{,}5$ имеем $m = 0{,}89$; $T = 0{,}19E$; $\sigma_{cr} = 0{,}19\pi^2E/\lambda^2$. Отсюда $\lambda = 0{,}44\pi\sqrt{E/\sigma_0}$.

Для двутаврового стержня, теряющего устойчивость в направлении полок (рис. 2.15, *б*),

$$m = \frac{1}{2c(1-k)}(k + 2c) - \sqrt{(1+2c)(k+2c)k}.$$

При тех же значениях $k = 0{,}1$ и $c = 1{,}5$ имеем $m = 0{,}74$; $T = 0{,}26E$; $\sigma_{cr} = 0{,}26\pi^2E/\lambda^2$. Отсюда $\lambda = 0{,}51\pi\sqrt{E/\sigma_0}$.

Из приведенных данных видно, что при $\lambda < \lambda_{el}$ кривые $\sigma_{cr}-\lambda$ для разных сечений и различной ориентации осей будут разными. Кривая для двутавра по рис. 2.15, *а* будет располагаться левее, а по рис. 2.15, *б* — правее кривой, соответствующей прямоугольному сечению (рис. 2.15, *в*).

В приведенной классической схеме предполагается, что в момент потери устойчивости положение концов стержня не меняется, тогда на выпуклой стороне стержня происходит разгрузка и материал начинает работать по упругому закону. Однако если деформация сжатия в процессе продольного изгиба растет, т.е. разгрузки не происходит, то все сечение будет находиться в пластическом состоянии, характеризуемом касательным модулем деформации E_t.

В этом случае критические напряжения в пластической области следует определять по формуле[1]

$$\sigma_{cr} = \pi^2E_t/\lambda^2. \qquad (2.31)$$

[1] Эта формула впервые была предложена в 1889 г. Энгессером, а в 1946 г. экспериментально обоснована Шенли.

Здесь напряжения будут меньшими по сравнению с определяемыми по формуле (2.29) из-за разницы в модулях деформаций ($E_t < T$).

В строительных конструкциях встречаются обе схемы работы сжатых стержней. Например, сжатые элементы статически неопределимых систем (ферм, рам) теряют устойчивость по классической схеме — с разгрузкой. В момент потери устойчивости происходит перераспределение усилий между элементами. В колоннах, работающих по статически определимой схеме, будет реализовываться вторая схема — без разгрузки.

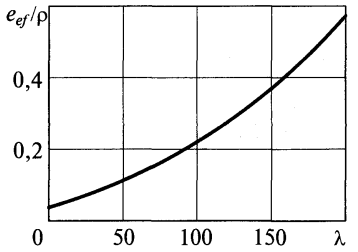


Рис. 2.16. Зависимость случайных эксцентриситетов от гибкости

До сих пор рассматривался идеально прямой стержень *с нагрузкой, приложенной строго по оси. В реальных* конструкциях таких условий практически не существует. Ось стержня всегда имеет некоторые искривления, конструктивное оформление концов сжатых стержней не может обеспечить идеальную центровку сжимающей силы, что приводит к заметному снижению критических напряжений. Учет влияния указанных факторов осуществляется введением в расчет некоторого эквивалентного эксцентриситета сжимающей силы e_{ef}. Этот эксцентриситет зависит от многих случайных факторов: технологии изготовления, транспортировки, монтажа, конструктивного решения стержня и его узлов и т.д.

Статистические исследования эксцентриситетов показывают их зависимость от гибкости стержня (рис. 2.16)[1] — они возрастают с ростом гибкости. Поэтому в практических расчетах используют критическое напряжение, вычисленное с учетом случайных эксцентриситетов $\sigma_{cr,e}$.

В соответствии с первым предельным состоянием устойчивость сжатого стержня будет обеспечена, если $\sigma = N/A \le \sigma_{cr,e}\gamma_c$. Умножив и поделив правую часть на расчетное сопротивление и введя обозначение

$$\sigma_{cr,e}/R_y = \varphi, \tag{2.32}$$

называемое *коэффициентом устойчивости*[2], получим формулу для проверки устойчивости центрально сжатых стержней

$$\sigma = N/A \le \varphi R_y \gamma_c \text{ или } N/(A\varphi) \le R_y\gamma_c. \tag{2.33}$$

Коэффициент φ имеет двойственную природу:

$$\varphi \approx \frac{\sigma_{cr,e}}{R_y} = \frac{\sigma_{cr}}{R_y}\frac{\sigma_{cr,e}}{\sigma_{cr}} = \varphi_1\varphi_2, \tag{2.34}$$

где $\varphi_1 = \sigma_{cr}/R_y < 1$ — детерминированный коэффициент, учитывающий собственно явление продольного изгиба; $\varphi_2 = \sigma_{cr,e}/\sigma_{cr} < 1$ — статистический коэффициент, учитывающий влияние случайных факторов, вызывающих дополнительный поперечный изгиб.

Критическое напряжение σ_{cr} зависит от гибкости стержня и типа стали, следовательно, φ_1 также зависит от этих параметров. В общем случае с учетом формулы (2.29) имеем

$$\varphi_1 = \frac{\sigma_{cr}}{R_y} = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2 R_y}\frac{E}{E} = \frac{\pi^2}{(\lambda\sqrt{R_y/E})^2}\frac{T}{E} = \frac{\pi^2}{\bar{\lambda}^2}\frac{T}{E}. \tag{2.35}$$

---

[1] На рис. 2.16 указан относительный эксцентрисистет e_{ef}/ρ, где ρ — ядровое расстояние.

[2] В литературе можно встретить название «коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии».

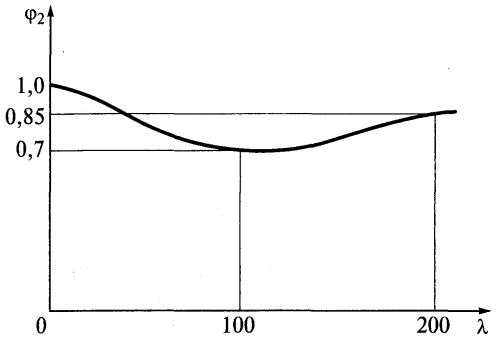


Рис. 2.17. Влияние случайных эксцентриситетов на коэффициент устойчивости в зависимости от гибкости стержня

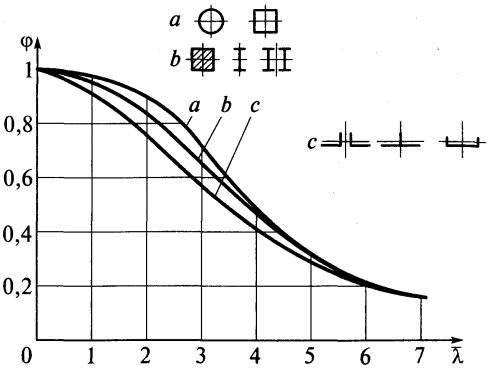


Рис. 2.18. Зависимость коэффициента устойчивости от условной гибкости

В частности, в упругой стадии $T = E$, следовательно, $\varphi_1 = \pi^2/\bar{\lambda}^2$. Здесь введено понятие условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E}$, которое одновременно учитывает гибкость стержня и тип стали.

Коэффициент φ_2 также зависит от гибкости. Наименьшие его значения соответствуют средним гибкостям ≈ 100 (рис. 2.17).

В соответствии со всеми рассмотренными факторами, влияющими на устойчивость центрально сжатого стержня[1], а именно, видом стали, формой поперечного сечения, случайными эксцентриситетами, в нормах на проектирование даются формулы и соответствующие таблицы для определения φ. При этом для учета формы сечения все стержни классифицированы на три группы: *a*, *b*, *c*, для которых приведены наборы характерных типов сечений. Графически зависимость φ от $\bar{\lambda}$ и типов сечений приведена на рис. 2.18 (см. также прил. 8).

2.4.5. Основы работы и расчета на прочность стержней, испытывающих сжатие или растяжение с изгибом. При одновременном действии на стержень осевой силы N и изгибающего момента[2] M несущая способность его определяется размерами поперечного сечения и предельной прочностью материала. Для случая сжимающей осевой силы это справедливо при обеспечении общей устойчивости стержня и местной устойчивости его элементов.

В упругой стадии работы материала напряжения в поперечном сечении стержня могут быть представлены в виде суммы напряжений от центрального сжатия $\sigma_N = N/A$ и от изгиба $\sigma_M = My/I_x$ (рис. 2.19, *а*). При достижении текучести в наиболее сжатой части сечения напряжения будут ограничиваться пределом текучести, а с противоположной стороны будут возрастать напряжения растяжения (рис. 2.19, *б*).

В предельном случае эпюра напряжений будет состоять из двух прямоугольников разной величины (рис. 2.19, *в*).

---

[1] На устойчивость стержней также влияет наличие в них остаточных напряжений от сварки, прокатки и других воздействий.

[2] Если изгибающий момент вызван внецентренным приложением нагрузки $M = Ne$, то стержень называют внецентренно сжатым (внецентренно растянутым). Если момент вызван поперечной силой, то стержень называют сжато-изогнутым (растянуто-изогнутым) с эквивалентным эксцентриситетом $e = M/N$.

По аналогии с изгибом (см. рис. 2.5, *в*) такое состояние соответствует пластическому шарниру при внецентренном сжатии (внецентренном растяжении). Две разнозначные части эпюры шириной *c* уравновешивают внешний момент $Pa = M$, остальная часть — осевую силу N.

В общем случае, когда действует осевая сила N и моменты в двух направлениях M_x и M_y, предельную несущую способность по прочности проверяют по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn,\min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn,\min} R_y \gamma_c} \le 1, \qquad (2.36)$$

где A_n, $W_{xn,\min}$, $W_{yn,\min}$ — площадь и соответствующие моменты сопротивления нетто поперечного сечения стержня; c_x, c_y, n — коэффициенты, учитывающие резерв несущей способности материала при развитии пластических деформаций [аналогично случаю изгиба, см. формулу (2.25)].

Для конструкций, выполненных из высокопрочных сталей ($\sigma_т > 58$ кН/см^2), а также в случаях, когда по условиям эксплуатации появление пластических деформаций недопустимо, например при непосредственном воздействии на них динамических нагрузок, в проверочной формуле (2.36) следует положить $n = c_x = c_y = 1$.

2.4.6. Основы работы и расчета на устойчивость внецентренно сжатых и сжато-изогнутых стержней. Потеря несущей способности длинных гибких стержней при одновременном действии сжимающей силы и изгибающего момента происходит от потери устойчивости. При этом соответствующие состояния равновесия могут быть определены так же, как для центрального сжатия, с помощью энергетического баланса при вариации формы изогнутой оси стержня, а именно, $\delta A_i > \delta A_e$ — устойчивое состояние, $\delta A_i < \delta A_e$ — неустойчивое состояние, $\delta A_i = \delta A_e$ — критическое состояние.

Механическое поведение стержня можно проследить на графике N—f (рис. 2.20, сравните с рис. 2.11). В отличие от центрального сжатия здесь прогиб появляется с самого начала приложения нагрузки и возрастает с ее ростом, вначале линейно в соответствии с линейным поведением материала, а затем график начинает отклоняться от прямой по мере развития в стержне пластических деформаций и заметного проявления геометрической нелинейности в работе стержня (участок *a*—*m* на рис. 2.20, *б*). Наибольшая несущая способность стержня (точка *m* на графике) соответствует критическому состоянию $N_{\max} = N_{cr,e}$. Левее точки *m* — устойчивое состояние, правее — неустойчивое.

Следует отметить, что внецентренно сжатые стержни реальных металлических конструкций теряют устойчивость при развитии пластических деформаций (точка *m* на рис. 2.20, *б* находится на криволинейном участке графика). Критическую силу можно определить, используя вариационное равенство $\delta A_i = \delta A_e$ либо эквивалентное ему равенство $\delta M_i = \delta M_e$. На рис. 2.21 показана эпю-

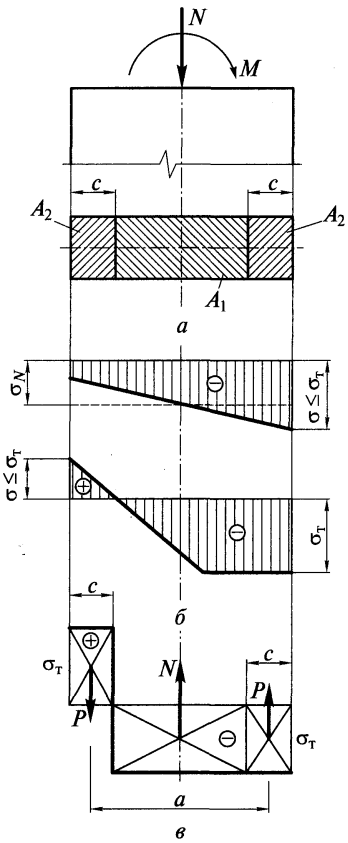


Рис. 2.19. Развитие пластического шарнира при действии на стержень осевой силы и изгибающего момента:

а — эпюра напряжений при упругой работе материала; *б* — то же, в упругопластической стадии; *в* — распределение напряжений и усилий в поперечном сечении стержня при образовании пластического шарнира

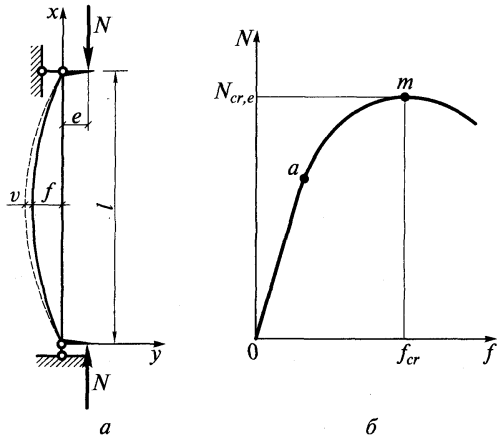


Рис. 2.20. Работа внецентренно сжатого стержня:

а — расчетная схема; *б* — зависимость между нагрузкой и прогибом стержня

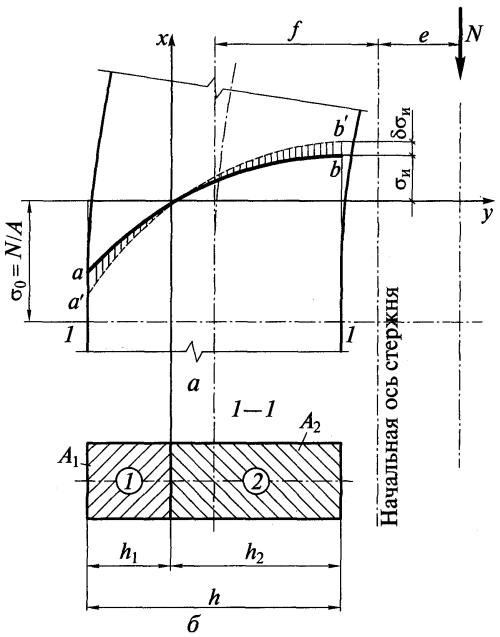


Рис. 2.21. Напряженно-деформированное состояние внецентренно сжатого стержня в момент потери устойчивости:

а — эпюры напряжений; *б* — поперечное сечение стержня

ра напряжений в поперечном сечении внецентренно сжатого стержня, а на рис. 2.22, *а* — график работы стали с нанесенным на него контуром стержня в масштабе деформаций.

Эпюра напряжений на рис. 2.21, *а* представлена в виде суммы двух эпюр: средних напряжений $\sigma_0 = N/A$ и напряжений от изгиба $\sigma_и = \rho y E_s$ (ρ — кривизна). Две части поперечного сечения A_1 и A_2 разделены осью x, являющейся нейтральной для компоненты изгибного напряжения $\sigma_и$. Заштрихованная фигура $aa'bb'$ представляет собой вариацию изгибных напряжений от виртуального прогиба стержня. На рис. 2.22 E_s и E_t — секущий и касательный модули деформаций; $E_s = \sigma/\varepsilon$; $E_t = d\sigma/d\varepsilon$.

Схему решения задачи нахождения критической силы $N_{cr,e}$ можно представить следующим образом. При фиксированном N = const, задавая различные значения прогибов стержня f, можно вычислить соответствующие значения момента внутренних сил $M_i = \int \sigma_и y dA$ (рис. 2.23). График $M_e = N(e+f)$ является линейной функцией f. Критическое состояние соответствует точке касания m двух графиков. Действительно, в этой точке выполняется условие равновесия $M_i = M_e$ и условие критического состояния $\delta M_i = \delta M_e$.

Трудность заключается в том, чтобы получить ситуацию, изображенную на рис. 2.23: при заданном N = const прямая M_e должна касаться кривой M_i. Тогда значение N будет критическим $N_{cr,e}$. При произвольном задании N эти графики могут расходиться либо пересекаться. Однако последовательные целенаправленные повторы такой графоаналитической процедуры при различных N могут привести к желаемому результату.

На практике при использовании современной вычислительной техники задача о нахождении критической силы сводится к решению системы уравнений, получаемых из вариационного условия критического состояния и условий равновесия стержня.

Задавая вариацию прогиба стержня по синусоиде $\delta y = -v\sin(\pi x/l)$ (см. рис. 2.20, *а*), получаем $\delta\rho = -\delta y''(l/2) = \pi^2 v/l^2$. Тогда согласно рис. 2.21 имеем

$$\delta M_i = \int\limits_{A_1+A_2} \delta\sigma_и y dA = \delta\rho \int\limits_{A_1+A_2} E_t y^2 dA = \frac{\pi^2 v}{l^2} \int\limits_{A_1+A_2} E_t y^2 dA; \ \delta M_e = Nv. \qquad (2.37)$$

Используя равенство критического состояния $\delta M_i = \delta M_e$, с учетом (2.37) получаем равенство

$$\int\limits_{A_1+A_2} E_t y^2 dA = Nl^2/\pi^2 \ \text{ или } \int\limits_0^{h_1} E_t y^2 t dy + \int\limits_0^{h-h_1} E_t y^2 t dy = Nl^2/\pi^2. \qquad (2.38)$$

Здесь использовалось $dA = tdy$, $t = t(y)$ — ширина сечения стержня, в общем случае переменная. При интегрировании в пределах A_1 значение y изменяется от $-h_1$ до 0, в пределах A_2 — от 0 до $h_2 = h - h_1$.

В уравнении (2.38) при заданном $N = \text{const}$ неизвестными являются h_1 и l. Для определения h_1 можно использовать условие равенства нулю суммы проекций всех сил на ось x (см. рис. 2.21):

$$\int\limits_{A_1+A_2} \sigma_и dA = 0 \ \text{ или } \int\limits_0^{h_1} E_s y t dy - \int\limits_0^{h-h_1} E_s y t dy = 0. \qquad (2.39)$$

В уравнениях (2.38) и (2.39) модули деформаций E_t и E_s должны быть заданы в зависимости от аргумента y. Однако на графиках рис. 2.22, *б* они построены как функции деформаций ε. Соотношение между этими аргументами устанавливается формулой $\varepsilon = \varepsilon_0 + \rho y$ где $\varepsilon_0 = \sigma_0 / E_{so}$ (см. рис. 2.22, *а*).

Значение кривизны ρ можно получить, задавая приближенно форму изогнутой оси стержня по синусоиде $y = -f\sin(\pi x/l)$. Тогда $\rho = y''(l/2) = \pi^2 f/l^2$. Прогиб f можно определить из условия равновесия $M_e = M_i$:

$$M_e = N(e+f); \ M_i = \int\limits_{A_1+A_2} \sigma_и y dA = \rho \int\limits_{A_1+A_2} E_s y^2 dA = \rho E I_s,$$

где $I_s = \dfrac{1}{E} \int\limits_{A_1+A_2} E_s y^2 dA$

или

$$\int\limits_0^{h_1} E_s y^2 t dy + \int\limits_0^{h-h_1} E_s y^2 t dy = E I_s. \qquad (2.40)$$

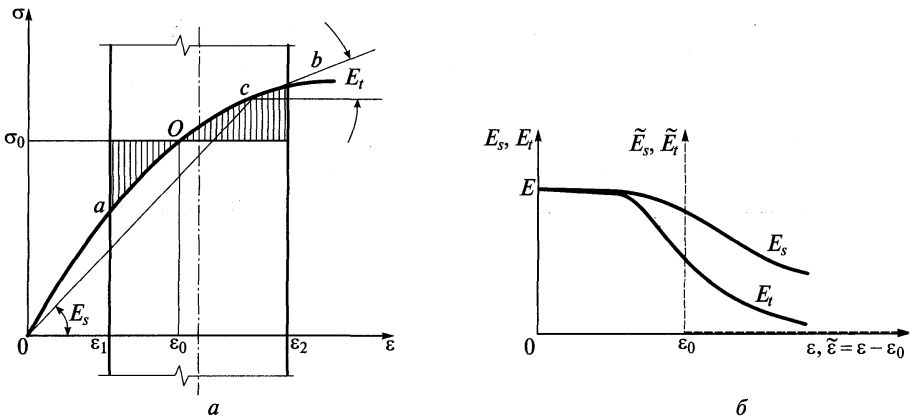


Рис. 2.22. Определение физических и геометрических характеристик равновесного состояния внецентренно сжатого стержня:

а — определение нейтральной оси стержня при изгибе; *б* — графики модулей деформаций

Приравнивая M_e и M_i с учетом найденного значения ρ, получаем $N(e+f) = \pi^2 f EI_s/l^2$, откуда $f = e/[\pi^2 EI_s/(Nl^2) - 1]$. Подставляя это значение в выражение для кривизны ρ и затем в выражение для деформаций ε, получаем искомое соотношение

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{ey}{EI_s/N - l^2/\pi^2}. \qquad (2.41)$$

Рассматривая выражения (2.38) — (2.41) как систему уравнений относительно l, h_1, I_s, ε и решая ее, можно получить значение длины стержня l, при которой заданная нагрузка N будет критической.

Решая задачу при различных значениях N, можно получить зависимость $N_{cr,e}(l)$, а следовательно, $\sigma_{cr,e}(\bar{\lambda})$, где $\sigma_{cr,e} = N_{cr,e}/A$; $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E}$; $\lambda = l/i$.

Из рис. 2.23 и уравнения (2.41) видно, что критическая сила зависит от эксцентриситета e. При его увеличении критическая сила уменьшается. На практике удобнее пользоваться безразмерным относительным эксцентриситетом $m = e/\rho$, где $\rho = W/A$ — ядровое расстояние со стороны наиболее сжатой фибры стержня.

Критическая сила зависит также от формы поперечного сечения стержня, которая учитывается коэффициентом влияния формы сечения η, зависящим в свою очередь от относительного эксцентриситета m и условной гибкости $\bar{\lambda}$ (см. прил. 9). Для практических расчетов два последних фактора объединены введением понятия приведенного эксцентриситета $m_{ef} = m\eta$.

Формула проверки устойчивости внецентренно сжатых стержней аналогична формуле (2.33) для центрального сжатия:

$$N/(A\varphi_e) \le R_y\gamma_c, \qquad (2.42)$$

где $\varphi_e = \sigma_{cr,e}/R_y$ — коэффициент устойчивости при внецентренном сжатии, зависящий от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного эксцентриситета m_{ef}.

В прил. 9 и 10 приведены таблицы для определения φ_e. На рис. 2.24 в наглядной форме дана зависимость $\varphi_e(\bar{\lambda}, m_{ef})$ для стержней сплошного сечения.

Схема решения задачи устойчивости сжато-изогнутых стержней отличается от рассмотренной выше для внецентренно сжатых стержней (см. рис. 2.23). В сжато-изогнутом стержне (рис. 2.25) внешние силы, вызывающие сжатие N и поперечный изгиб q, не

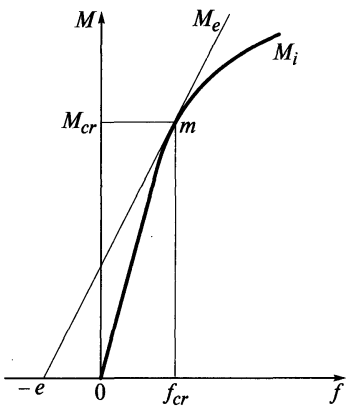


Рис. 2.23. Условие критического состояния внецентренно сжатого стержня

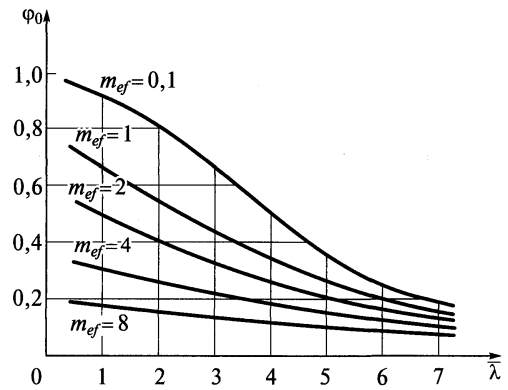


Рис. 2.24. Графики коэффициента устойчивости при внецентренном сжатии стержней

зависят друг от друга. Поэтому для любой продольной силы N можно подобрать такую поперечную силу q, при которой стержень будет находиться в критическом состоянии.

Аналогично предыдущему строятся графики M_i и $M_e = Nf$ (рис. 2.26). Проводится касательная к кривой M_i, параллельная прямой M_e. В точке касания m выполняется условие критического состояния $\delta M_i = \delta M_e$. Ордината точки m дает значение критического момента M_{cr}, который можно представить в виде суммы момента от продольной силы $M_N = Nf_{cr}$ и от поперечной силы M_q. Отсюда, зная M_{cr}, можно определить $M_q = M_{cr} - Nf_{cr}$, а следовательно, значение q, при котором стержень будет находиться в критическом состоянии.

Рассмотренный случай можно условно привести к случаю внецентренного сжатия с эквивалентным эксцентриситетом $e = M/N$ и построить аналогично предыдущему графики $\varphi_e(\bar{\lambda})$ (рис. 2.27, сплошные линии). В частности, при $q = \text{const}$ влияние поперечного изгиба на устойчивость стержня можно характеризовать параметром $n = ql/N$. При этом $M = ql^2/8$, эквивалентный эксцентриситет $e = M/N = nl/8$ и соответствующий приведенный эксцентриситет $m_{ef} = \eta nl/(8\rho)$. В общем случае подобное соотношение зависит от вида поперечной нагрузки и способа закрепления концов стержня.

На рис. 2.27 сплошными линиями показаны графики для сжато-изогнутых стержней при различных значениях параметра n, штриховыми — графики для внецентренно сжатых стержней с эквивалентным приведенным эксцентриситетом m_{ef}.

Существенное различие этих графиков наблюдается при малых значениях $\bar{\lambda}$ Штриховые линии при $\bar{\lambda} \to 0$ соответствуют пластическому шарниру при внецентренном сжатии (см. рис. 2.19), сплошные линии сходятся в точку $\varphi_e = 1$, соответствующую предельной несущей способности стержня при центральном сжатии ($\sigma_{cr} = \sigma_т$). При больших и средних $\bar{\lambda}$ разница между графиками для сжато-изогнутых и внецентренно сжатых стержней будет незначительной.

В современных нормах проектирования в целях упрощения расчетов и в запас несущей способности сжато-изогнутые стержни рассчитываются по формуле (2.42) для внецентренно сжатых стержней с эквивалентным эксцентриситетом $e = M/N$.

При обеспечении устойчивости внецентренно сжатых (сжато-изогнутых) стержней целесообразно с точки зрения экономии металла развивать сечение в направлении эксцентриситета так, как показано на рис. 2.28. При этом возрастает опасность потери устойчивости стержня в перпендикулярном направлении — относительно оси y. Относительно этой оси сжимающая сила N не имеет эксцентриситета, стержень в дан-

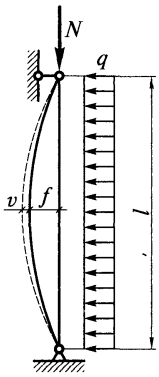


Рис. 2.25. Расчетная схема сжато-изогнутого стержня

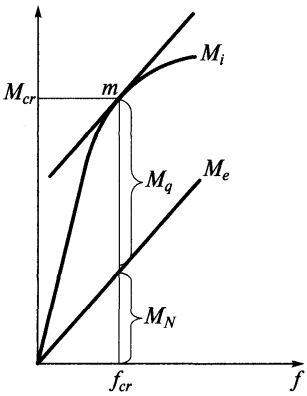


Рис. 2.26. Условие критического состояния сжато-изогнутого стержня

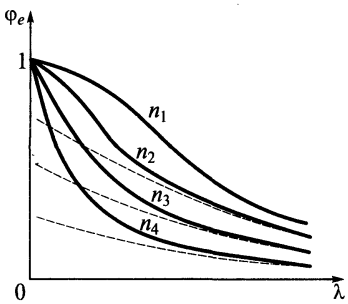


Рис. 2.27. Графики коэффициента устойчивости для сжато-изогнутых (сплошные линии) и внецентренно сжатых (штриховые линии) стержней

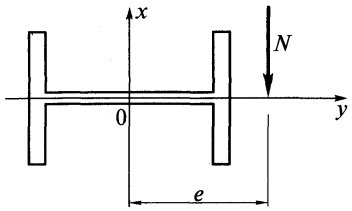


Рис. 2.28. Наиболее рациональное положение двутаврового сечения при внецентренном сжатии стержней

ном направлении работает как центрально сжатый. Однако при подсчете вариаций моментов δM_i и δM_e необходимо учитывать влияние момента в перпендикулярной плоскости, а также возможность потери устойчивости по изгибно-крутильной форме (по В. З. Власову). К тому же не будет действовать классический механизм разгрузки на выпуклой стороне стержня при потере устойчивости по Ф. К. Ясинскому, показанный на рис. 2.13.

Все это значительно снижает критическую силу, а следовательно, и коэффициент устойчивости относительно оси y по сравнению со случаем чисто центрального приложения нагрузки (в точке 0). В связи с этим в формулу проверки устойчивости относительно оси y вводится понижающий коэффициент c:

$$\frac{N}{c\varphi_y A} \le \gamma_c R_y, \tag{2.43}$$

где $c = N_{cr,M}/N_{cr} = \varphi_{y,M}/\varphi_y$; φ_y, N_{cr} — соответственно коэффициент устойчивости и критическая сила при центральном сжатии; $N_{cr,M}$, $\varphi_{y,M}$ — критическая сила и соответствующий коэффициент устойчивости центрального сжатия относительно оси y при наличии момента в перпендикулярной плоскости. Коэффициент c зависит от относительного эксцентриситета $m_x = e/\rho_x$, формы поперечного сечения стержня и гибкости λ_y [см. формулы (14.11)—(14.13)].

2.4.7. Работа элементов конструкций на кручение. Классическими элементами, наилучшим образом сопротивляющимися кручению, являются стержни сплошного круглого либо трубчатого сечения (рис. 2.29, *а—в*).

В поперечных сечениях таких стержней при закручивании возникают только касательные напряжения τ, уравновешивающие внешний крутящий момент M_t:

$$\tau_{\max} = M_t/W_t = M_t r/I_t, \tag{2.44}$$

где W_t, I_t — момент сопротивления и момент инерции при кручении; r — радиус сечения круглого стержня, либо осредненный радиус стенки трубы. Для круглого сечения $W_i \approx 0{,}2d^3$, $I_t \approx 0{,}1d^4$, для тонкостенных труб $(d/t > 5)$ $W_t \approx 2\pi r^2 t$, $I_t \approx 2\pi r^3 t$.

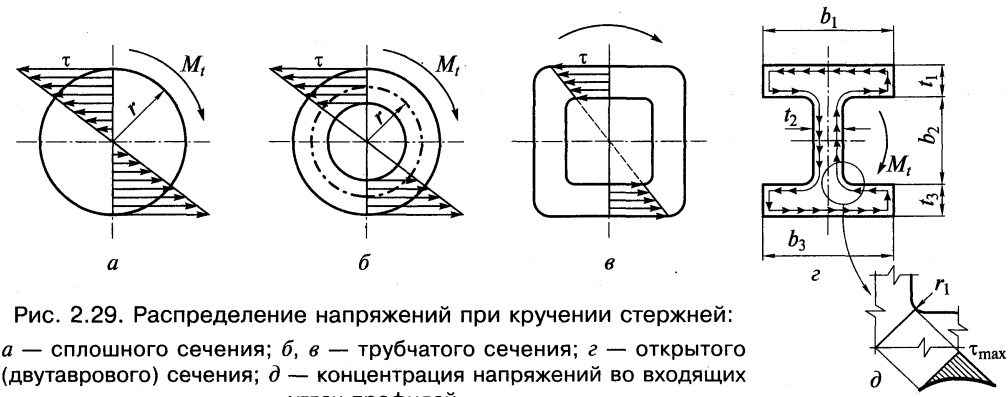


Рис. 2.29. Распределение напряжений при кручении стержней:
а — сплошного сечения; *б*, *в* — трубчатого сечения; *г* — открытого (двутаврового) сечения; *д* — концентрация напряжений во входящих углах профилей

В случае свободного кручения[1] стержней открытого профиля — двутавры, швеллеры и т.п. (рис. 2.29, *г*; 2.30, *а*) $I_t \approx \approx \alpha \sum b_i t_i^3 / 3$, где $\alpha = 1{,}3$ для двутавров; 1,12 — для швеллеров; 1 — для уголков; 1,5 — для сварных балок с ребрами жесткости, приваренными к поясам; 0,5 — для клепаных балок, при этом в качестве r принимается толщина наиболее толстой из всех пластинок, составляющих сечение.

Формула (2.44) не позволяет выявить концентрацию напряжений во входящих углах профилей (рис. 2.29, *д*). По исследованиям Э. Треффца наибольшее напряжение в закруглениях можно определить по формуле

$$\tau_{max} = 1{,}74\tau_0 \sqrt[3]{t/r_1}, \qquad (2.45)$$

где τ_0 — номинальное напряжение, определяемое по формуле (2.44).

Жесткость открытых профилей в условиях свободного кручения мала, поэтому следует избегать конструктивных решений, допускающих такой вид кручения (рис. 2.30, *а*). При стесненном кручении стержней открытого профиля (рис. 2.30, *б*) возникают дополнительные нормальные напряжения от стеснения депланации сечения[2]

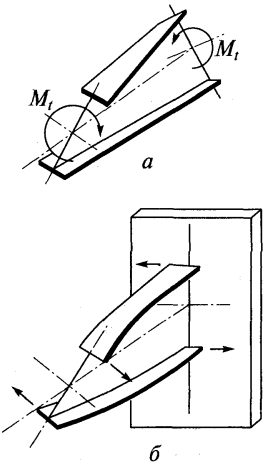


Рис. 2.30. Свободное (*а*) и стесненное (*б*) кручение балки

$$\sigma_\omega = B / W_\omega = B\omega / I_\omega, \qquad (2.46)$$

где B — бимомент; W_ω, I_ω — секториальные момент сопротивления и момент инерции; ω — секториальная координата.

Стесненное кручение чаще всего возникает в изгибаемых элементах (балках), когда результирующая внешних сил имеет эксцентриситет относительно центра изгиба сечения. Известно, что в несимметричных профилях (швеллер, тавр, уголок и т.п.) центр изгиба не совпадает с центром тяжести сечения. Нагрузка, приложенная в центре тяжести, вызывает помимо поперечного изгиба стесненное кручение (рис. 2.31).

Крутящий момент, определяющий касательные напряжения от кручения, равен произведению силы на эксцентриситет: $M_t = Pe$. Бимомент определяется произведением изгибающего момента на эксцентриситет: $B = Me$. Секториальная координата ω равна удвоенной площади фигуры, описываемой радиусом-вектором, исходящим из центра изгиба и скользящим по контуру сечения до рассматриваемой точки (на рис. 2.31 для точки m значение ω_m равно удвоенной площади заштрихованного треугольника). Секториальный момент инерции $I_\omega = \int_A \omega^2 dA$.

Таким образом, общее выражение для определения нормальных напряжений в стержне, загруженном продольной силой N, поперечными силами, вызывающими изгибающие моменты в двух плоскостях M_x и M_y и крутящий момент M_t (рис. 2.32), имеет вид

$$\sigma = N/A + M_x y / I_x + M_y x / I_y + B\omega / I_\omega, \qquad (2.47)$$

где $M_x = Pl/4$; $M_y = Tl/4$; $B = M_y h/2$.

---

[1] При свободном кручении нет препятствий перемещению точек стержня в продольном направлении, что приводит к депланации поперечного сечения. При стесненном кручении такие перемещения затруднены, стеснение депланации приводит к возникновению нормальных напряжений в поперечном сечении стержня.

[2] Подробнее см.: *Власов В.З.* Тонкостенные упругие стержни. — М.: Физматгиз, 1959; *Смирнов А.Ф.* Сопротивление материалов. — 2-е изд. — М.: Высш. шк., 1969 (3-е изд. — 1975).

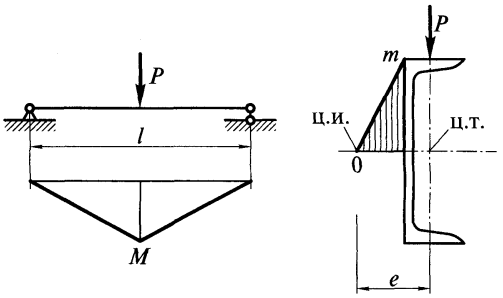


Рис. 2.31. Определение бимомента и секториальных характеристик сечения балки при стесненном кручении

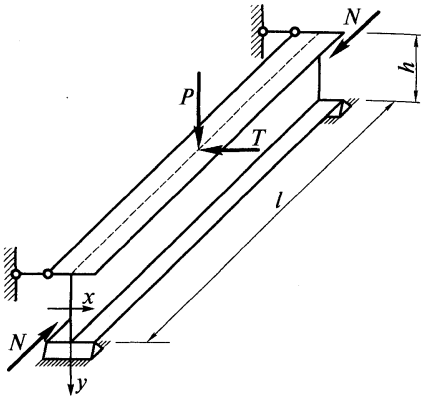


Рис. 2.32. Расчетная схема балки, испытывающей сжатие, косой изгиб и стесненное кручение

2.4.8. Общая устойчивость плоской формы изгиба стержней. В подразд. 2.4.6 рассмотрена устойчивость стержня, испытывающего одновременное действие сжимающих и изгибающих сил. Предполагалось, что главенствующую роль в работе стержня играет продольная сила, а поперечный изгиб только усугубляет его работу.

Проблема устойчивости не исчезнет, если главную роль будут играть поперечные силы. В частности, при отсутствии продольных сил остается опасность потери общей устойчивости изгибаемых стержней (балок).

Известно, что при изгибе в балке образуются две зоны: сжатая и растянутая. При определенной величине нагрузки (критической) сжатая часть балки может потерять устойчивость. Выпучивание произойдет перпендикулярно плоскости изгиба[1]. Это вызовет горизонтальный прогиб всей балки и стесненное кручение (рис. 2.33).

В теоретическом плане задача общей устойчивости балок аналогична случаю сжатых стержней: критическое состояние характеризуется равенством вариации работ внешних и внутренних сил при возможном перемещении $\delta A_i = \delta A_e$.

Вариацию работы внутренних сил можно представить в виде суммы работ горизонтального изгиба δA_m и стесненного кручения δA_t. Положим, что сосредоточенная поперечная сила P приложена в центре изгиба сечения и что изменение угла поворота φ вдоль балки происходит по синусоиде $\varphi = k\sin(\pi x/l)$, где l — длина балки. Тогда изгибающий момент в горизонтальной плоскости

$$M(x) = (P/2)x\sin\varphi \approx (P/2)x\varphi = (kP/2)x\sin(\pi x/l). \qquad (2.48)$$

Вариация работы внутренних сил от изгиба

$$\delta A_m = \int_0^l \frac{M^2(x)}{EI_y}dx = \frac{2}{EI_y}\int_0^{l/2} M^2(x)dx =$$

$$= \frac{k^2P^2}{2EI_y}\int_0^{l/2} x^2\sin^2\frac{\pi x}{l}dx = k^2P^2l^3/(59{,}7EI_y); \qquad (2.49)$$

то же, от стесненного кручения балки:

[1] Естественно, что в плоскости изгиба выпучивание сжатой части балки произойти не может, этому препятствует растянутая зона балки.

$$\delta A_t = 2g_{t\omega}\int_0^{l/2}\varphi'(x)^2dx =$$
$$= \frac{2k^2\pi^2 g_{t\omega}}{l^2}\int_0^{l/2}\cos^2\frac{\pi x}{l}dx = \frac{k^2\pi^2 g_{t\omega}}{2l}, \qquad (2.50)$$

где $g_{t\omega} = GI_t + \pi^2 EI_\omega / l^2$ — жесткость балки при стесненном кручении.

Работа внешней силы P совершается на вертикальном перемещении Δ (см. рис. 2.33), которое согласно теореме Кастильяно вычисляется по формуле

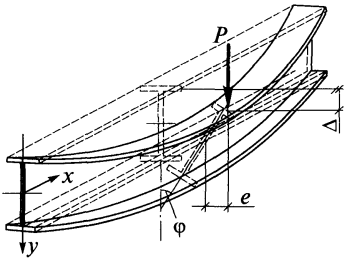


Рис. 2.33. Потеря устойчивости двутавровой балки при изгибе

$$\Delta = \frac{\partial}{\partial P}\delta A_m = \frac{2k^2Pl^3}{59{,}7EI_y}.$$

Тогда

$$\delta A_e = P\Delta = \frac{2k^2P^2l^3}{59{,}7EI_y}. \qquad (2.51)$$

Подставляя значения (2.49)—(2.51) в условие критического состояния $\delta A_i = \delta A_m + \delta A_t = \Delta A_e$ и решая его относительно P, получаем

$$P_{cr} = \frac{c}{l^2}\sqrt{EI_y\left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_\omega}{l^2}\right)}, \qquad (2.52)$$

где для данного частного случая $c = 17{,}2$.

В общем случае параметр c зависит от условий закрепления балки на опорах, вида нагрузки (сосредоточенная или распределенная) и места ее расположения по высоте сечения.

Вследствие закручивания балки у вертикальной силы возникает дополнительный эксцентриситет e относительно центра изгиба (см. рис. 2.33).

В зависимости от приложения нагрузки к верхнему либо нижнему поясу эксцентриситет соответственно увеличивает или уменьшает скручивание балки. Поэтому расположение нагрузки на верхнем поясе значительно опаснее.

Критической силе соответствуют критический момент $M_{cr} = k_1P_{cr}l$ и критическое напряжение $\sigma_{cr} = M_{cr}/W_x$. Здесь k_1 — коэффициент, зависящий от расчетной схемы балки и вида нагрузки.

При проверке общей устойчивости балки максимальное напряжение от изгиба сравнивается с критическим напряжением $\sigma_x = M/W_x \le \sigma_{cr}\gamma_c$. Умножив и разделив правую часть неравенства на R и введя обозначение

$$\varphi_b = \sigma_{cr}/R, \qquad (2.53)$$

получим формулу для проверки общей устойчивости балки

$$\frac{M}{\varphi_b W_x} \le R\gamma_c. \qquad (2.54)$$

Параметр φ_b называется коэффициентом устойчивости балки. Его значение можно получить, используя выражение (2.52):

$$\varphi_b = \frac{\sigma_{cr}}{R} = \frac{M_{cr}}{RW_x} = \frac{k_1P_{cr}lh}{RI_x2} = \frac{ck_1h}{2RlI_x}\sqrt{EI_y\left(GI_t + \frac{\pi^2EI_\omega}{l^2}\right)}. \qquad (2.55)$$

Умножив и разделив правую часть этого выражения на $EhlI_y$ и вынося за скобки GI_t, получим

$$\varphi_b = \psi \frac{I_y}{I_x}\left(\frac{h}{l}\right)^2 \frac{E}{R}, \tag{2.56}$$

где

$$\psi = \frac{ck_1 l}{2EhI_y}\sqrt{EI_y GI_t(1+\pi^2/\alpha)}; \tag{2.57}$$

$$\alpha = l^2 GI_t/(EI_\omega). \tag{2.58}$$

Для стали соотношение между модулями упругости $G/E = 1/[2(1+\nu)]$. Для прокатных двутавровых профилей $I_\omega \approx I_y h^2/4$. С учетом этих значений последнее выражение будет иметь вид

$$\alpha \approx 1{,}54\left(\frac{l}{h}\right)^2\left(\frac{I_t}{I_y}\right). \tag{2.59}$$

При значении $\varphi_b > 0{,}85$ потеря устойчивости балок будет происходить при развитии в них пластических деформаций. В этом случае нормы проектирования рекомендуют линейную зависимость $\varphi_b = 0{,}68 + 0{,}21\varphi_1$, где φ_1 вычисляется по формуле (2.56). При $\varphi_1 > 1{,}52$ $\varphi_b = 1$.

2.4.9. Местная устойчивость элементов металлических конструкций. Вследствие высокой прочности металла требуемая площадь поперечного сечения конструкции мала. Для более эффективного использования высокопрочного материала в сжатых стержнях[1] необходимо увеличивать габаритные размеры поперечного сечения, что приводит к уменьшению толщин элементов, составляющих стержень (стенки, пояса). При этом возникает опасность потери местной устойчивости тонкостенных элементов раньше, чем конструкция потеряет несущую способность от исчерпания прочности материала, либо потери общей устойчивости (рис. 2.34).

Потеря местной устойчивости сопровождается выпучиванием тонких пластин, вследствие чего они частично или полностью выключаются из работы на сжатие. Сечение ослабляется, изменяется форма его рабочей части, смещаются центр тяжести и центр изгиба. Это приводит к возникновению дополнительного изгиба и к закручиванию. В результате стержень теряет общую устойчивость.

В соответствии с напряженным состоянием конструкции составляющие ее элементы (тонкие пластины) могут терять устойчивость от нормальных напряжений (пояса и стенка колонн и балок), от касательных напряжений (опорная панель стенки балки) и от совместного действия тех и других.

Для повышения сопротивления пластин выпучиванию необходимо либо увеличивать их толщину, либо подкреплять ребрами жесткости, поставленными перпендикулярно плоскости пластины.

В последнем случае тонкая пластина расчленяется ребрами на мелкие отсеки, обладающие большей устойчивостью.

При решении задач местной устойчивости полагают, что отдельные элементы, составляющие стержень, работают как пластинки, соединенные между собой шарнирными, жесткими либо упругоподатливыми связями в зависимости от конкретных условий.

Критическое состояние таких пластин характеризуется равенством вариаций работ внутренних и внешних сил на возможном перемещении $\delta A_i = \delta A_e$.

Рассмотрим прямоугольную пластинку длиной a, шириной b, толщиной t, шарнирно закрепленную по контуру и загруженную на торцах равномерно распределенной

---

[1] Об эффективности работы сжатых элементов можно судить по значению коэффициента устойчивости $\varphi = \sigma_{cr}/R_y$. Чем оно ближе к единице, тем эффективнее используется металл в конструкции.

нагрузкой N (рис. 2.35). Зададим виртуальный прогиб пластины по синусоиде, удовлетворяющей граничным условиям:

$$W(x, y) = f\sin(\pi x/a)\sin(\pi y/b). \qquad (2.60)$$

Вариации работ, в частности, определяются следующими формулами:

$$\delta A_i = D\int_0^a\int_0^b\left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2}\right)dxdy = \frac{\pi^4 f^2 Dab}{4}\left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2}\right)^2; \qquad (2.61)$$

$$\delta A_e = N\int_0^a\int_0^b\left(\frac{\partial W}{\partial x}\right)dxdy = \frac{N\pi^2 f^2 b}{4a}, \qquad (2.62)$$

где $D = EI/(1 - \nu^2) = Et^3/[12(1 - \nu^2)]$ — цилиндрическая жесткость пластинки.

Из равенства вариаций работ, определяемых выражениями (2.61) и (2.62), получается:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{b^2}\left(\frac{b}{a} + \frac{a}{b}\right)^2 = k\frac{\pi^2 D}{b^2}. \qquad (2.63)$$

Для пластинок иной формы, иного способа закрепления и загружения в этой формуле изменяется только коэффициент k. Многочисленные примеры можно найти в работах С. П. Тимошенко[1] и Б. М. Броуде[2].

Из последнего выражения с учетом значения D получаем

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{t} = \frac{k\pi^2 Et^3}{b^2 t 12(1 - \nu^2)} = 0,9kE\left(\frac{t}{b}\right)^2. \qquad (2.64)$$

Для обеспечения устойчивости пластины необходимо выполнение неравенства $\sigma_{cr} \geq R$. Подставляя сюда (2.64), получаем в общем виде проверочную формулу местной устойчивости тонких пластин

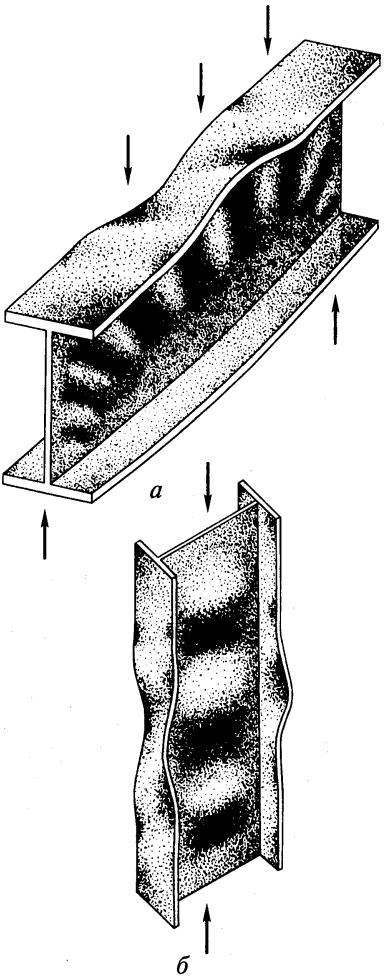


Рис. 2.34. Потеря местной устойчивости тонкостенных элементов: *а* — балки; *б* — колонны

$$\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_u, \qquad (2.65)$$

где $\bar{\lambda} = (b/t)\sqrt{R_y/E}$ — условная гибкость пластины; $\bar{\lambda}_u = \sqrt{k\pi^2/[12(1 - \nu^2)]} = 0,95\sqrt{k}$ — предельная условная гибкость пластины.

Рассмотрим наиболее распространенные частные случаи.

Пояс двутавровой балки. Расчетная схема представляет собой длинную пластину толщиной $t = t_f$ и шириной, равной свесу пояса $b = b_{ef}$, имеющую шарнирное закрепление по одной длинной стороне; противоположная сторона свободна.

Пластина равномерно сжата силами, распределенными на коротких сторонах, $N = \sigma t_f$, $\sigma = M/W$ (рис. 2.36). По исследованиям С. П. Тимошенко значение k в формуле (2.63) в

[1] *Тимошенко С. П.* Устойчивость упругих систем. — М.: Гостехиздат, 1946.

[2] *Броуде Б. М.* Устойчивость пластинок в элементах стальных конструкций. — М.: Машстройиздат, 1949.

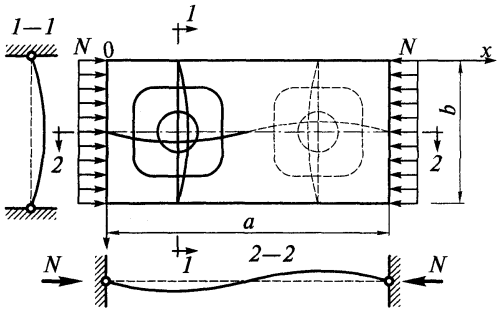


Рис. 2.35. Расчетная схема шарнирно опертой прямоугольной пластины при потере устойчивости от нормальных сил

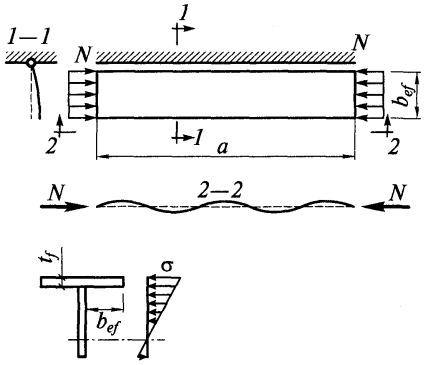


Рис. 2.36. Расчетная схема при потере устойчивости консольной пластины от нормальных сил

упругой стадии работы материала равно $k = 0,456 + b_{ef}^2/a^2$. Второй член быстро убывает с увеличением длины пластины. Если принять минимальное значение k = 0,456, то предельное значение условной гибкости пояса $\bar{\lambda}_{uf} = 0,95\sqrt{k} = 0,64$. В реальных сварных балках пояса всегда имеют некоторую случайную кривизну (грибовидность от сварки поясными швами), что приводит к фактическому уменьшению критической силы. Пояс, будучи соединенным со стенкой, обеспечивает некоторое упругое защемление стенки в том случае, если они будут терять местную устойчивость одновременно.

С учетом этих факторов в нормах принято значение $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5$, которому соответствует k = 0,278. При проверке прочности балки может оказаться, что фактические напряжения в ней будут меньше расчетного сопротивления $\sigma = M/W < R_y$, что дает дополнительный резерв устойчивости пояса. Отсюда имеем окончательно

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f}\sqrt{\frac{R_y}{E}} \le \bar{\lambda}_{uf} = 0,5\sqrt{\frac{R_y}{\sigma}}. \qquad (2.66)$$

Для стали типа Ст3 $R_y \approx 23$ кН/см^2. При $\sigma = R_y$ имеем $b_{ef}/t_f \le 0,5\sqrt{E/R_y} =$ $= 0,5\sqrt{2,06 \cdot 10^4/23} = 15$. Для стали 09Г2С $R_y \approx 34$ кН/см^2, что дает значение $b_{ef}/t_f = 12$.

Отсюда видно, что с точки зрения обеспечения местной устойчивости тонкостенных элементов конструкций применение сталей повышенной прочности невыгодно.

Если балка работает в упругопластической стадии (см. подразд. 2.4.3), пояса ее находятся, как правило, в пластическом состоянии. В этом случае предельная гибкость пояса снижается до $\bar{\lambda}_{uf} = 0,3$. При нормировании местной устойчивости пояса балки, работающей в упругопластической стадии, исходят из принципа равноустойчивости пояса и стенки балки.

Для стенки высота $b = h_w$, толщина $t = t_w$. При шарнирном закреплении кромок стенки k = 23,9, что дает $\bar{\lambda}_{uw} = 0,95\sqrt{23,9} = 4,64$. С учетом того что стенка частично защемлена поясами, в нормах принято $\bar{\lambda}_{uw} = 5,5$. При развитии пластических деформаций это значение снижается до $\bar{\lambda}_{uw} = 2,2$. Таким образом, для пояса $0,3 \le \bar{\lambda}_{uf} \le 0,5$, для стенки $2,2 \le \bar{\lambda}_{uw} \le 5,5$.

Принимая зависимость между предельными значениями гибкостей пояса и стенки по линейному закону $\bar{\lambda}_{uf} = \alpha + \beta\bar{\lambda}_{uw}$ и используя граничные значения приведенных не-

равенств, получаем $\alpha = 0{,}17$; $\beta = 0{,}06$. Таким образом, в балках, работающих в упругопластической стадии,

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0{,}17 + 0{,}06\bar{\lambda}_{uw}, \tag{2.67}$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ дается в нормах в виде таблицы в зависимости от пластических деформаций $\bar{\varepsilon} = \varepsilon E/R_y$ и касательных напряжений τ/R_s в стенке балки (см. также табл. 7.8).

Пояс колонны двутаврового сечения. При нормировании местной устойчивости поясов и стенок колонн исходят из условия равноустойчивости пластин, составляющих колонну, и всей колонны в целом.

Равноустойчивость полки и всей колонны выражается равенством соответствующих критических напряжений $\sigma_{crf} = \sigma_{cr}$. Используя выражения (2.64) и (2.32), имеем $0{,}9kE(t_f/b_{ef})^2 = \varphi R_y$. Отсюда

$$(\bar{\lambda}_f)_{\max} = (b_{ef}/t_f\sqrt{R_y/E})_{\max} = \bar{\lambda}_{uf} = 0{,}95\sqrt{k/\varphi}. \tag{2.68}$$

Подставляя сюда $k = 0{,}278$ и используя известную зависимость $\varphi(\bar{\lambda})$ (см. рис. 2.18), для полок центрально сжатых колонн получаем зависимость $\bar{\lambda}_{uf}(\bar{\lambda})$. В СНиПе рекомендуется линейная аппроксимация этой зависимости в пределах $0{,}8 \le \bar{\lambda} \le 4$:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0{,}36 + 0{,}1\bar{\lambda}. \tag{2.69}$$

При $0{,}8 > \bar{\lambda} > 4$ следует принимать, соответственно, $\bar{\lambda} = 0{,}8$ и $\bar{\lambda} = 4$.

Для полок внецентренно сжатых колонн при эксцентриситете, расположенном в плоскости стенки, в формуле (2.68) следует использовать зависимость $\varphi_e(\bar{\lambda}, m_x)$ (см. рис. 2.24). Это дает аппроксимацию

$$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0{,}01(1{,}5 + 0{,}7\bar{\lambda})m_x, \tag{2.70}$$

где $\bar{\lambda}_{ufc}$ — величина, определяемая по формуле (2.69); m_x — относительный эксцентриситет.

Стенка двутавровой колонны. В этом случае также используется принцип равенства местной и общей устойчивости, что приводит к выражению типа (2.68), т.е. $\bar{\lambda}_{uw} = 0{,}95\sqrt{k/\varphi}$.

Для стенки центрально сжатой колонны можно принять расчетную схему по рис. 2.35. Тогда для идеализированного случая минимальное значение $k = 4$ можно получить из выражения (2.63) при $a = b$. Принимая во внимание геометрические несовершенства реальных пластинок, составляющих колонну, а также снижение критических напряжений при развитии пластических деформаций, в СНиПе принято $2 \le k \le 3{,}7$. Используя, как в предыдущем случае, зависимость $\varphi(\bar{\lambda})$, получаем для стенки центрально сжатой колонны

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{uw} &= 1{,}3 + 0{,}15\bar{\lambda}^2 \text{ при } \bar{\lambda} < 2; \\ \bar{\lambda}_{uw} &= 1{,}2 + 0{,}35\bar{\lambda} \le 2{,}3 \text{ при } \bar{\lambda} \ge 2, \end{aligned} \tag{2.71}$$

где $\bar{\lambda}$ — максимальная гибкость колонны (как правило, $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y$).

Для стенки внецентренно сжатой колонны используется зависимость $\varphi_e(\bar{\lambda}, m_x)$, что дает при $10 \ge m_x \ge 1$ следующие аппроксимации:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{uw} &= 1{,}3 + 0{,}15\bar{\lambda}_x^2 \text{ при } \bar{\lambda}_x < 2; \\ \bar{\lambda}_{uw} &= 1{,}2 + 0{,}35\bar{\lambda}_x \le 3{,}1 \text{ при } \bar{\lambda}_x \ge 2; \end{aligned} \tag{2.72}$$

при $m_x < 1$ $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется по линейной интерполяции между $m_x = 0$ и $m_x = 1$.

В формулах (2.72) $\bar{\lambda}_x$ — условная гибкость колонны в плоскости действия момента.

Стенка двутавровой балки (рис. 2.37). Рассмотрим несколько случаев.

А. Средняя панель балки может потерять устойчивость от нормальных напряжений $\sigma = \max$ при касательных напряжениях $\tau \approx 0$. Умножая и деля правую часть выражения (2.64) на R_y и имея в виду, что $b = h_w$, $t = t_w$, получаем

$$\sigma_{cr} = 0,9kE(t_w/h_w)^2(R_y/R_y) = 0,9kR_y/\bar{\lambda}_w^2, \tag{2.73}$$

где $\bar{\lambda}_w = (h_w/t_w)\sqrt{R_y/E}$ — условная гибкость стенки балки.

Обозначим $c_{cr} = 0,9k$, тогда

$$\sigma_{cr} = c_{cr}R_y/\bar{\lambda}_w^2. \tag{2.74}$$

Согласно С. П. Тимошенко, для идеальной шарнирно закрепленной пластинки при треугольном распределении напряжений по высоте стенки $k = 23,9$. Тогда $c_{cr} = 0,9k = 0,9 \cdot 23,9 = 21,5$.

В практических расчетах учитывается частичное защемление стенки в поясах, так как последние обладают большей жесткостью на кручение. Принято, что степень этого защемления пропорциональна отношению жесткости на кручение пояса GI_t к цилиндрической жесткости стенки h_wD и оценивается коэффициентом $\delta = k_2GI_t/(h_wD)$, где k_2 — коэффициент пропорциональности. Принимая во внимание значения $G = E/[2(1+\nu)]$, $D = Et_w^3/[12(1-\nu^2)]$; $I_t = b_ft_f^3/3$, получаем

$$\delta = \frac{k_2Eb_ft_f^3 12(1-\nu^2)}{2(1+\nu)3h_wEt_w^3} = 1,4k_2\frac{b_f}{h_w}\left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 = \beta\frac{b_f}{h_w}\left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3. \tag{2.75}$$

В нормах принято значение $\beta = \infty$ (т.е. $k_2 = \infty$) при закреплении сжатого пояса от поворота и $\beta = 2$ для пояса подкрановой балки с неприваренным крановым рельсом, в остальных случаях $\beta = 0,8$.

С учетом упругого защемления стенки в поясах в нормах значение c_{cr} дано в зависимости от δ, оно колеблется в пределах $30 \le c_{cr} \le 35,5$.

Б. Для опорной панели стенки $\tau = \max$, $\sigma \approx 0$. Расчетная схема панели приведена на рис. 2.38. От действия касательных напряжений стенка будет терять устойчивость в направлении сжатой диагонали *2—2*. Вдоль растянутой диагонали *1—1* стенка будет сохранять прямолинейную форму.

Для этого случая критическое напряжение τ_{cr} определяется также по формуле типа (2.64), в которой значение k зависит от отношения большей стороны к меньшей $\mu = a/b$ (рис. 2.39). Итак, аналогично формуле (2.73) имеем

$$\tau_{cr} = 0,9kR_y/\bar{\lambda}_d^2 = 1,55kR_s/\bar{\lambda}_d^2. \tag{2.76}$$

Здесь учтено известное соотношение $R_s = 0,58R_y$, а также обозначено $\bar{\lambda}_d = (d/t_w)\sqrt{R_y/E}$, где d — меньшая сторона отсека стенки.

Кривая на рис. 2.39 аппроксимируется выражением

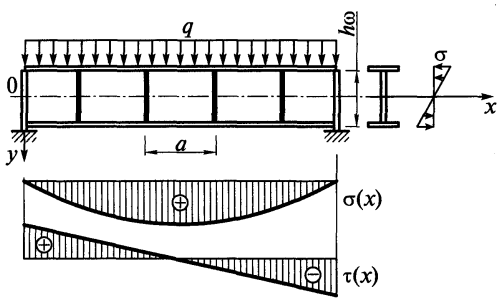


Рис. 2.37. Расчетная схема двутавровой балки при проверке местной устойчивости отсеков ее стенки, разделенных ребрами жесткости

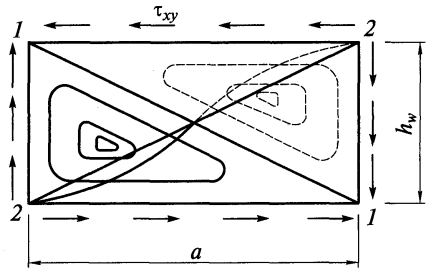


Рис. 2.38. Расчетная схема пластины при потере устойчивости от касательных сил

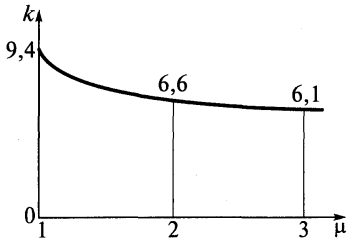


Рис. 2.39. *Зависимость коэффициента k, характеризующего критические напряжения, от соотношения размеров сторон прямоугольной пластины*

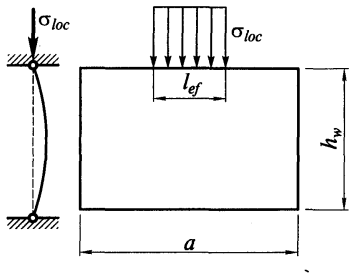


Рис. 2.40. Расчетная схема пластины при потере устойчивости от локальной нагрузки

$$k = c(1 + 0{,}76/\mu^2), \tag{2.77}$$

где $c = 5{,}3$ для шарнирного закрепления стенки в поясах.

В практических расчетах учитывается частичное защемление стенки в поясах путем увеличения коэффициента до значения $c = 6{,}65$. Подставляя (2.77) в (2.76), получаем

$$\tau_{cr} = 10{,}3(1 + 0{,}76/\mu^2)(R_s/\bar{\lambda}_d^2). \tag{2.78}$$

В. При воздействии на пояс балки локальной нагрузки (от опирания вышележащих конструкций) согласно рис. 2.40 стенка также может выпучиться волнами, идущими вдоль высоты стенки. Для этого случая критические локальные напряжения зависят от размеров пластины и длины распределения локальной нагрузки l_{ef}:

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2, \tag{2.79}$$

где c_1 учитывает длину распределения локальной нагрузки и зависит от a/h_w и $\rho = 1{,}04 l_{ef}/h_w$, c_2 учитывает жесткость защемления стенки поясами и зависит от a/h_w и $\delta = k_2 G I_t/(h_w D)$; коэффициенты c_1 и c_2 в СНиПе даются в табличной форме в зависимости от указанных параметров (см. табл. 7.5, 7.6, 7.7).

Г. При совместном действии всех трех компонентов напряжений (σ, σ_{loc}, τ) критическое состояние проверяемого отсека стенки определяется выпуклой поверхностью второго порядка[1] (рис. 2.41):

$$(s + v)^2 + u^2 = 1, \tag{2.80}$$

где $s = \sigma_{cr}^{\tau,\sigma_{loc}}/\sigma_{cr}$; $v = \sigma_{loc,cr}^{\tau,\sigma}/\sigma_{loc,cr}$ $u = \tau_{cr}^{\sigma,\sigma_{loc}}/\tau_{cr}$; в числителе стоит критическое напряжение при наличии двух других компонентов напряжений, в знаменателе — при их отсутствии.

Напряжения в стенке от внешних нагрузок не должны превышать соответствующие критические напряжения, т.е. $\sigma \le \sigma_{cr}^{\tau,\sigma_{loc}}$, $\sigma_{loc} \le \sigma_{loc,cr}^{\tau,\sigma}$, $\tau \le \tau_{cr}^{\sigma,\sigma_{loc}}$. Подставляя эти значения в уравнение (2.80), извлекая квадратный корень и обеспечивая запас устойчивости с помощью коэффициента условия работы γ_c, получаем проверочную формулу

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \le \gamma_c, \tag{2.81}$$

где $\sigma = Mh_w/(2I)$, $\sigma_{loc} = P/(t_w l_{ef})$, $\tau = Q/(t_w h_w)$; M и Q — средние значения изгибающего момента и поперечной силы в пределах проверяемого отсека стенки; P — расчетное значение локальной нагрузки в этом отсеке.

---

[1] *Броуде Б. М.* Предельные состояния стальных балок. — М., 1953.

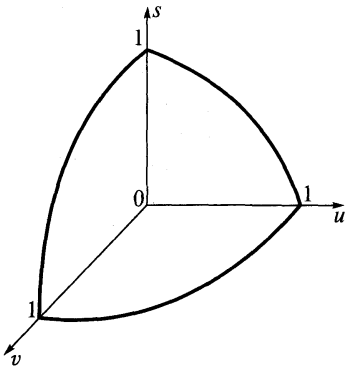


Рис. 2.41. Критическая поверхность раздела устойчивого и неустойчивого состояний пластины при трехкомпонентном загружении

Д. В отсеках стенки, где допускается развитие пластических деформаций при поперечном изгибе балки, должно проверяться также условие

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w)\sqrt{R_y/E} \le \bar{\lambda}_{uw}, \qquad (2.82)$$

где h_{ef} — расчетная высота стенки; $\bar{\lambda}_{uw}$ — предельная гибкость стенки [см. пояснение к формуле (2.67)].

2.4.10. Расчет элементов металлических конструкций при воздействии переменных нагрузок (проверка на усталость). При действии переменных многократно повторяющихся нагрузок разрушение конструкции может произойти от усталости металла при напряжениях значительно ниже предела текучести.

Разрушение происходит без заметных пластических деформаций, имеет хрупкий характер (см. подразд. 1.4.5). Это наблюдается в таких конструкциях, как подкрановые балки, балки рабочих площадок при загружении их подвижным составом, элементы бункерных эстакад, конструкции, испытывающие вибрации от технологического оборудования, башни и мачты, испытывающие многократные воздействия порывов ветра и т.п.

В соответствии с характером последствий от нарушения эксплуатационных свойств конструкции расчет на усталость следует вести по первому предельному состоянию. Однако согласно временно́му режиму воздействия вибрационная нагрузка является нагрузкой нормальной эксплуатации. Поэтому напряжения в конструкции определяются от пониженной нормативной нагрузки, вызывающей усталость, по сечению нетто, без учета динамического коэффициента[1].

В гл. 1 рассмотрена работа металлических образцов на усталость. Показано, что вибрационная прочность существенно зависит от числа циклов загружения, вида напряженного состояния, асимметрии цикла загружения, характера и величины концентрации напряжений и т.п.

При таком разнообразии факторов чрезвычайно сложно построить более или менее строгую методику расчета конструкций на усталость. Поэтому, как было сказано в подразд. 2.4.1, в нормах проектирования принята упрощенная методика.

Максимальное в цикле нагружения значение одного из характерных компонентов напряжений, определяемого обычно по упрощенным формулам сопротивления материалов, сравнивается с условным пределом усталости, устанавливаемым на основе экспериментальных данных:

$$\sigma_{\max} \le \alpha R_v \gamma_v \qquad (2.83)$$

при ограничении

$$\alpha R_v \gamma_v \le R_u/\gamma_u, \ \gamma_u = 1{,}3, \qquad (2.84)$$

где R_v — условное расчетное сопротивление усталости, зависящее от типа стали и степени концентрации напряжений в проверяемой точке конструкции.

---

[1] Иногда добавляют «без учета коэффициентов устойчивости φ, φ_e, φ_b». Эта оговорка является результатом недоразумения, так как в формулах для определения напряжения эти коэффициенты не фигурируют. Например, в случае центрально сжатого стержня напряжение, действующее в поперечном сечении, вычисляется по формуле $\sigma = N/A$, для изгибаемых стержней — $\sigma = My/I$, для сжато-изогнутых — $\sigma = N/A + My/I$. В этих формулах указанных коэффициентов нет.

В нормах тип стали характеризуется нормативным значением временного сопротивления на разрыв R_{un}, концентрация напряжений — номером группы элементов в таблице с набором характерных конструктивных узлов. Нормами установлено восемь групп — от первой до восьмой. Степень концентрации напряжений возрастает с ростом номера группы. Значение расчетного сопротивления R_v получено из испытаний образцов с асимметрией цикла загружения $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max} = -1$ при $n \approx 2 \cdot 10^6$ циклов. Поправка на иное число циклов в пределах $10^5 < n < 3{,}9 \cdot 10^6$ осуществляется с помощью коэффициента α, полученного путем аппроксимации опытных данных. Для 1-й и 2-й групп элементов

$$\alpha = 0{,}064(n/10^6)^2 - 0{,}5(n/10^6) + 1{,}75; \qquad (2.85)$$

для 3-й—8-й групп элементов

$$\alpha = 0{,}07(n/10^6)^2 - 0{,}64(n/10^6) + 2{,}2. \qquad (2.86)$$

Число циклов n устанавливается технологическими требованиями эксплуатации. При $n \geq 3{,}9 \cdot 10^6$ циклов $\alpha = 0{,}77$.

Влияние асимметрии цикла нагружения учитывается коэффициентом

$$\gamma_v = a/(b - \rho), \qquad (2.87)$$

где a и b — коэффициенты, зависящие от ρ и знака усилия (растяжение, сжатие), вызывающего характерное напряжение.

При числе циклов нагружения менее 10^5 конструкции следует при необходимости проверять на малоцикловую прочность [5]. В современные нормы такая методика не включена.

Вибрационная прочность стали, определяемая правой частью предельного неравенства (2.83), изменяется в больших пределах.

Согласно выражениям (2.85) и (2.86) коэффициент α меняется от 0,77 до 2,14 при изменении числа циклов нагружения в пределах $3{,}9 \cdot 10^6 \geq n > 10^5$. Коэффициент γ_v согласно выражению (2.87) лежит в пределах $1 \leq \gamma_v < \infty$. Величина R_v изменяется от 2,7 до 14,5 кН/см^2 в зависимости от группы элемента и типа стали. Так, для гладких элементов без концентраторов напряжений, относящихся к 1-й группе (например, полоса прямоугольного поперечного сечения), при малой асимметрии цикла нагружения $\rho > -0{,}4$ для стали С235 и $\rho > 0{,}14$ для стали С590 значение вибрационной прочности определяется ограничением (2.84). Это дает для стали С235 значение $R_u/\gamma_u = 35/1{,}3 \approx 27$ кН/см^2, для стали С590 — $R_u/\gamma_u = 60/1{,}3 \approx 46$ кН/см^2.

К элементам 8-й группы относятся, например, раскосы из спаренных уголков, прикрепляемые к фасонкам в сварных фермах. В этом случае для всех сталей при $\rho = -1$ и $n \geq 3{,}9 \cdot 10^6$ значение $\alpha R_v \gamma_v = 0{,}77 \cdot 2{,}7 \cdot 1 \approx 2$ кН/см^2.

Из приведенных подсчетов видно, что вибрационная прочность может уменьшаться в 13,5—23 раза в зависимости от режима нагружения, типа стали и концентрации напряжений в элементах.

Для примера сравним вибрационную прочность двух вариантов подкрановой конструкции: первый вариант — подкрановая ферма с нижним поясом из уголков $\lfloor 100 \times 10$, соединенных в узлах фасонками, второй вариант — сварная двутавровая балка с поясами толщиной 20 мм. Материал — сталь ВСт3сп5, $R_y = 25$ кН/см^2, $R_u = 36$ кН/см^2.

Нижний пояс подкрановой конструкции испытывает переменный цикл растяжения от 0 до σ_{max}, т.е. $\rho = 0$ при числе циклов $n = 2 \cdot 10^6$.

Нижний пояс фермы относится к 8-й группе элементов. Согласно нормам проектирования $R_v = 2{,}7$ кН/см^2, $\alpha = 1{,}2$, $\gamma_v = 1{,}67$. Вибрационная прочность $\alpha R_v \gamma_v = 5{,}4$ кН/см^2.

Во втором варианте сварной двутавр относится к 2-й группе элементов. Для него соответственно $R_v = 10$ кН/см^2, $\alpha = 3{,}31$, $\gamma_v = 1{,}67$, $\alpha R_v \gamma_v = 66{,}3$ кН/см^2, $R_u \gamma_u = 36 \cdot 1{,}3 = 46{,}8$ кН/см^2. Вибрационная прочность определяется вторым условием и равна 46,8 кН/см^2, т.е. в 8,7 раза выше вибрационной прочности подкрановой фермы.

2.4.11. Расчет элементов стальных конструкций на прочность с учетом хрупкого разрушения (проверка на хладостойкость). Существенный резерв надежности стальных конструкций обеспечивается пластическими свойствами материала. В случае одноосного растяжения при комнатной температуре образцы строительной стали могут удлиняться на 14—27 % без нарушения сплошности.

Однако в реальных конструкциях сталь может разрушаться хрупко, без заметных пластических деформаций. Такой вид разрушения является чрезвычайно опасным в силу внезапности и приводит в большинстве случаев к авариям конструкций. Поэтому расчет элементов с учетом хрупкого разрушения производится по первому предельному состоянию, несмотря на то что потеря несущей способности в этом случае может произойти при нагрузках нормальной эксплуатации.

Для элементов из строительной стали основными факторами, способствующими хрупкому разрушению, являются пониженная температура эксплуатации, вид напряженного состояния, концентрация напряжений, ударный характер приложения нагрузки, наличие остаточных сварочных напряжений, дефекты структуры стали, появившиеся при ее производстве, сварке, термообработке и некоторые другие (см. подразд. 1.3).

Доминирующим фактором является пониженная температура эксплуатации. В связи с этим сопротивление стальных конструкций хрупкому разрушению отождествляется с их хладостойкостью[1].

При разрушении стальных образцов принято различать вязкое (пластическое) разрушение с матовой, волокнистой поверхностью излома, хрупкое разрушение с поверхностью излома, имеющей характерный кристаллический блеск, и промежуточное квазихрупкое разрушение с одновременным присутствием в изломе обоих характерных признаков.

По доле волокнистости излома можно судить о степени хрупкости разрушения. При нулевой волокнистости $B = 0$ разрушение считается хрупким, при $0 < B \leq 50\,\%$ — квазихрупким и при $50\,\% < B \leq 100\,\%$ — вязким.

Температура, при которой происходит переход от вязкого разрушения к квазихрупкому, называется первой критической температурой t_1. Вторая критическая температура t_2 соответствует переходу от квазихрупкого разрушения к хрупкому.

Конкретные значения критических температур зависят от типа стали, концентрации напряжений, толщины проверяемого элемента и ряда других факторов, упоминавшихся выше. Методика определения критических температур t_1 и t_2 дана в [4].

Нормами предписывается проверять прочность стальных элементов на хладостойкость при отрицательной расчетной температуре t, определяемой СНиП 2.01.01-82 по строительной климатологии и геофизике как средняя минимальная температура наиболее холодной пятидневки в году[2].

Проверку следует делать для центрально растянутых элементов, а также для зон растяжения изгибаемых, внецентренно растянутых и внецентренно сжатых стержней при напряжении в них σ_{max}, вычисленном по расчетным нагрузкам без учета динамического коэффициента и превышающем 40 % расчетного сопротивления по пределу текучести, т. е. при $\sigma_{max} \geq 0{,}4R_y$. Проверочная формула имеет вид

$$\sigma_{max} \leq \beta\gamma_c R_u/\gamma_u, \qquad (2.88)$$

где R_u, γ_u, γ_c — соответственно расчетное сопротивление стали по пределу прочности и соответствующие коэффициенты условия работы ($\gamma_u = 1{,}3$); β — коэффициент понижения расчетного сопротивления, учитывающий возможность хрупкого разрушения стали.

---

[1] В отдельных районах нашей страны расчетная низкая температура может достигать –60 °С.

[2] Районирование территории страны дано в ГОСТ 16350—80. Климат СССР. Районирование и статистические параметры климатических факторов для технических изделий.

При эксплуатационной температуре $t \geq t_1$ номинально обеспечивается вязкое разрушение стали, следовательно, $\beta = 1$. При $t < t_2$ сталь разрушается хрупко, эксплуатация конструкции недопустима. При $t = t_2$ расчетное сопротивление понижается на 20—30 % в зависимости от типа стали и толщины проката.

Это установлено на основании экспериментальных исследований. Следовательно, при $t = t_2$ значение β колеблется от 0,7 до 0,8. В интервале $t_2 < t < t_1$ разрушение стали квазихрупкое. На основании экспериментальных данных в этом интервале температур принято линейное изменение β от 1 до 0,7—0,8:

$$\beta = 1 - \alpha \frac{t - t_1}{t_2 - t_1}, \qquad (2.89)$$

коэффициент α принимается равным 0,2 для сталей С345, С375 при толщине проката $t \leq 20$ мм; 0,25 — для сталей С245—С285 при $t \leq 20$ мм и С345, С375 при $t > 20$ мм; 0,3 — для сталей С245—С285 при $t > 20$ мм.

Как видно из последней формулы, чем тоньше прокат и выше качество материала, что свойственно низколегированным сталям повышенной и высокой прочности, тем выше их хладостойкость.

При невыполнении условия (2.88) следует в первую очередь без увеличения площади поперечного сечения элемента повысить его хладостойкость путем снижения концентрации напряжений, применения более тонкого проката, более хладостойкой стали, изменения технологии изготовления и тому подобных мероприятий[1].

Для примера сравним расчетные сопротивления хладостойкости, определяемые правой частью выражения (2.88), для узла прикрепления элементов сварной стропильной фермы к фасонке толщиной 10 мм для районов Москвы и Новосибирска с расчетными низкими температурами $t = -26$ °С и $t = -39$ °С соответственно. Материал фермы ВСт3пс6 (сталь С245).

При $t \leq 20$ мм имеем $\alpha = 0{,}25$. Критические температуры $t_1 = -12{,}5$ °С; $t_2 = -32{,}5$ °С. Положим $\gamma_c = 1$, тогда для Москвы $\beta = 0{,}86$; $\beta\gamma_c R_u/\gamma_u = 23{,}8$ кН/см^2. Для Новосибирска $\beta = 0{,}67$; $\beta\gamma_c R_u/\gamma_u = 18{,}6$ кН/см^2. Отсюда видно, что для Москвы расчетное сопротивление на хладостойкость практически совпадает с $R_y = 24$ кН/см^2. Для Новосибирска оно снижается почти на 30 %.

[1] Подробнее вопросы хладостойкости строительных конструкций изложены в [5].

ГЛАВА 3

СОРТАМЕНТ

3.1. Характеристика основных профилей сортамента

Первичным элементом стальных конструкций является прокатная сталь, которая выплавляется на металлургических заводах. Прокатная сталь, применяемая в стальных конструкциях, подразделяется на две группы: *сталь листовую* (рис. 3.1, *а*) — тонколистовую, толстолистовую, широкополосную, универсальную и просечно-вытяжную; *сталь профильную* (рис. 3.1, *б—з*) — уголки, швеллеры, двутавры, тавры, трубы и т. п. Наличие сортаментов готовых прокатных профилей и их машинная обработка на заводах обеспечивают индустриальное изготовление конструкций.

Изготовленные на заводах металлических конструкций различные элементы конструкции (балки, колонны, фермы и т. п.) собираются на строительных площадках в конструктивные комплексы — сооружения.

Перечень прокатных профилей с указанием формы, геометрических характеристик, массы единицы длины, допусков и условий поставки называется *сортаментом* (см. прил. 16). Разнообразие видов профилей, входящих в сортамент, а также достаточно частая градация размеров одного вида профиля обеспечивают экономичное проектирование конструкций при возможности создания разнообразных конструктивных форм. Коэффициент градации (отношение площади сечения данного профиля A_n и площади сечения ближайшего меньшего A_{n-1}) в каждом сортаменте имеет переменное значение. В области наиболее применяемых профилей коэффициент градации меньше.

Стоимость разных профилей различна. Наиболее дешевыми являются листовая сталь, прокатные двутавры и швеллеры, что стимулирует их широкое применение. Примене-

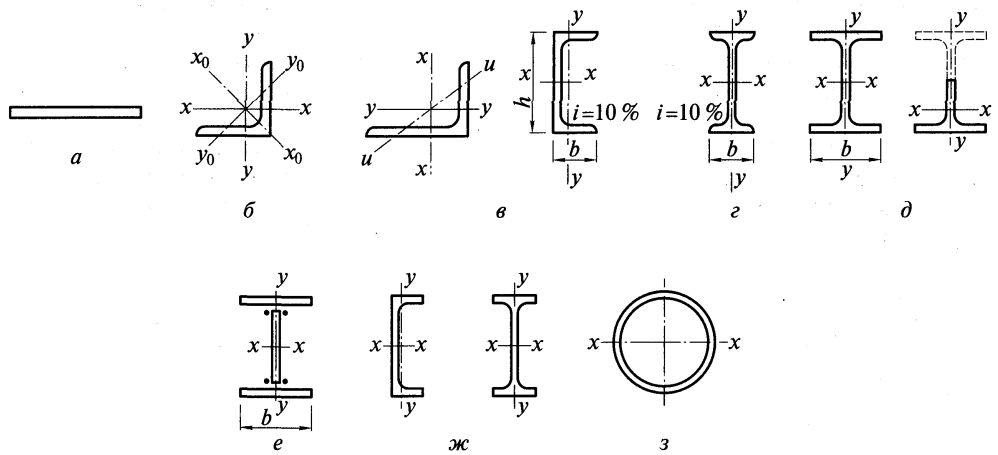


Рис. 3.1. Основные виды профилей:

а — полоса; *б* — равнобокий уголок; *в* — неравнобокий уголок и швеллер; *г* — двутавр нормального профиля; *д* — широкополочный двутавр и тавр; *е* — составной сварной двутавр; *ж* — швеллер и двутавр с параллельными кромками полок; *з* — труба

ние при проектировании большого разнообразия профилей увеличивает объем работы на заводах металлоконструкций по сортировке, складированию, транспортировке, правке профилей и т. п. В целях уменьшения объема работ при изготовлении конструкций введены сокращенные сортаменты, составленные для проектирования строительных конструкций из наиболее употребительных и экономичных профилей.

Первый сортамент прокатной стали в России был составлен в 1900 г. под руководством известного мостостроителя проф. З. Б. Белелюбского. В дальнейшем он неоднократно расширялся и совершенствовался, но основные формы профилей (см. рис. 3.1, *а—г*) были предложены еще в XIX в.

Действующие сортаменты были разработаны на основе теории сортамента с учетом возможностей проката. Теория сортамента изучает законы влияния формы профиля и градации профилей в сортаменте на экономичность профиля. Над созданием теории сортамента работали Б. П. Михайлов[1], В. М. Вахуркин[2], Г. М. Ковельман[3], Б. Г. Ложкин[4], Я. А. Каплун[5], Н. П. Мельников[6]. В книге Н. П. Мельникова приводится восемь критериев эффективности двутавровых профилей, работающих на изгиб. В основу большинства критериев положено отношение несущей способности профиля (характеризуемой моментом сопротивления W) к его металлоемкости (характеризуемой площадью поперечного сечения A). Аналогичная работа проделана и для профилей, работающих на сжатие.

Рассмотрение различных критериев эффективности профиля при работе на изгиб и сжатие показало, что решающую роль имеет «тонкостенность» профиля — отношение его высоты к толщине h/t; чем оно больше, тем профиль эффективнее. Для прокатных профилей технология прокатки ограничивает толщину стенки 4—6 мм, поэтому применение тонкостенных сварных балок для изгибаемых элементов, а также гнутосварных коробчатых профилей для сжатых элементов может оказаться более эффективным, чем применение прокатных профилей, так как толщина стенки в них не ограничена прокатом.

3.2. Листовая сталь

Листовая сталь (см. прил. 16, табл. 16.11) широко применяется в строительстве. Она поставляется в пакетах и рулонах и классифицируется следующим образом.

Сталь толстолистовая (ГОСТ 19903—74). Сортамент этой стали включает в себя листы толщиной от 3 до 160 мм, шириной от 600 до 3800 мм. Однако ходовая ширина ее обычно не превышает 2400 мм. Листовая горячекатаная сталь поставляется в листах длиной до 6—12 м и толщиной до 160 мм или в рулонах толщиной от 1,2 до 12 мм и шириной от 500—2200 мм. Листы толщиной от 6 до 26 мм имеют градацию по толщине через 1 мм, далее через 2; 3 и 5 мм. Толстолистовая сталь имеет широкое применение в листовых конструкциях, а также в элементах сплошных систем (балках, колоннах, рамах и т. п.).

---

[1] *Михайлов Б. П.* Индустриализация металлического строительства. — М.: Стройиздат, 1939.

[2] *Вахуркин В. М.* Вопросы теории построения сортамента прокатных профилей // Вестник инженеров и техников. — 1952. — № 2.

[3] *Ковельман Г. М.* Основы технико-экономической теории построения сортамента // Вестник инженеров и техников. — 1953. — № 1.

[4] *Ложкин Б. Г.* Теоретические основы построения сортамента прокатных сталей // Вестник инженеров и техников. — 1951. — № 6; 1953. — № 3.

[5] *Каплун Я. А.* О методике оценки экономичности прокатных профилей // Проектирование металлических конструкций. ЦИНИС (информ.-реферат. сб.). Сер. VII. — М. — 1969. — № 5.

[6] *Мельников Н. П.* Металлические конструкции. Состояние и перспективы развития. — М.: Стройиздат, 1983.

Сталь тонколистовая до 4 мм прокатывается холодным и горячим способами. Холоднокатаная сталь (ГОСТ 19904—90) значительно дороже горячекатаной (ГОСТ 19903—74). Тонкая листовая сталь применяется при изготовлении гнутых и штампованных тонкостенных профилей, для кровельных покрытий и т.п. Из холоднокатаной, оцинкованной, рулонированной стали изготовляются профилированные настилы.

Сталь широкополосная универсальная (ГОСТ 82—70) благодаря прокату между четырьмя валками имеет ровные края. Толщина такой стали от 6 до 60 мм, ширина от 200 до 1050 мм и длина от 5 до 12 м. Применение универсальной стали уменьшает трудоемкость изготовления конструкций, так как не требуются резка и выравнивание кромок строжкой.

Сталь рифленая (ГОСТ 8568—77) и просечно-вытяжная (ГОСТ 8706—58) применяется для ходовых площадок.

3.3. Уголковые профили

Уголковые профили прокатывают в виде равнополочных (ГОСТ 8509—86) и неравнополочных (ГОСТ 8510—86) уголков (см. рис. 3.1, *б*). Сортамент уголков весьма разнообразен: от очень малых профилей с площадью сечения 1—1,5 см^2 до мощных профилей с площадью сечения 140 см^2 (см. прил. 16, табл. П16.1, П16.2). Полки уголков имеют параллельные грани, что облегчает конструирование. Широкое применение уголки имеют в легких сквозных конструкциях. Рабочие стержни из уголков обычно компонуются в симметричные сечения из двух или четырех уголков (рис. 3.2, *а*). Более экономичны уголки с меньшими толщинами полок. В сжатых стержнях сечения, составленные из тонких уголков, обладают большей устойчивостью. В стержнях с отверстиями для болтов ослабление сечения отверстиями тем меньше, чем тоньше полки.

3.4. Швеллеры

Геометрические характеристики сечения швеллеров (см. рис. 3.1, *в*, *ж*) определяются его номером, который соответствует высоте стенки швеллера (в см). Сортамент (ГОСТ 8240—89) включает в себя швеллеры от № 5 до № 40 с уклоном внутренних граней полок (см. прил. 16, табл. П16.5). Уклон внутренних граней полок затрудняет конструирование. В ГОСТ входят и швеллеры с параллельными гранями полок, сечения которых имеют лучшие расчетные характеристики относительно осей x и y более конструктивны, так как упрощают болтовые крепления к полкам. Швеллеры применяются в мощных стержневых конструкциях (мостах, большепролетных фермах и т.п.), а также в колоннах, связях и кровельных прогонах.

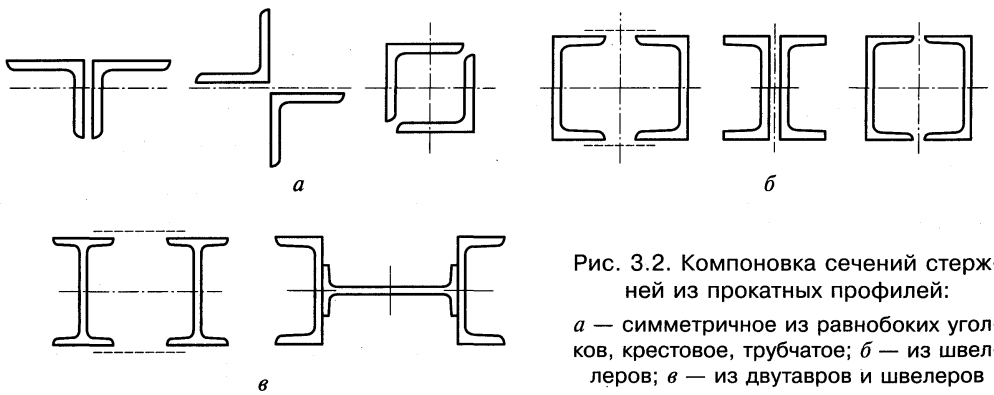


Рис. 3.2. Компоновка сечений стержней из прокатных профилей:

а — симметричное из равнобоких уголков, крестовое, трубчатое; *б* — из швеллеров; *в* — из двутавров и швелеров

Стержни из швеллеров, работающие на осевую силу, компонуются в жесткие относительно осей x и y симметричные сечения (рис. 3.2, *б*).

3.5. Двутавры

Двутавры — основной балочный профиль — имеют наибольшее разнообразие по типам (см. рис. 3.1, *г—ж*), которые соответствуют определенным областям применения.

Балки двутавровые обыкновенные (ГОСТ 8239—89), как и швеллеры, имеют уклон внутренних граней полок и обозначаются номером, соответствующим их высоте в см (рис. 3.1, *г*). В сортамент входят профили от № 10 до № 60 (см. прил. 16, табл. П16.3). Стенки у крупных двутавров имеют минимальную толщину и по условиям устойчивости достигают $^1/_{55}$ высоты двутавра. Чем тоньше стенка, тем выгоднее сечение балки при работе ее на изгиб. Однако по условиям технологии прокатки у большинства двутавров стенки получаются значительно толще, чем это требуется по условию их устойчивости. Благодаря сосредоточению материала в полках двутавры имеют большую жесткость относительно оси x, но небольшая ширина полок делает их малоустойчивыми относительно оси y. Двутавры применяются в изгибаемых элементах (балках), а также в ветвях решетчатых колонн и различных опор, где для обеспечения их устойчивости применяются составные сечения (рис. 3.2, *в*).

Балки двутавровые широкополочные (ГОСТ 26020—83) имеют параллельные грани полок (см. рис. 3.1, *д*). Широкополочные двутавры прокатываются трех типов: нормальные двутавры (Б), широкополочные двутавры (Ш), колонные двутавры (К). Высота балочных профилей (Б) достигает 1000, (Ш) — 700 и (К) — 400 мм при отношениях ширины полок к высоте от b/h = 1:1,65 (при малых высотах) до b/h = 1:1,25 (при больших высотах). Колонные профили (К) имеют отношение ширины полок к высоте, близкое к 1:1, что придает им устойчивость относительно оси у (см. прил. 16, табл. П16.4).

Конструктивные преимущества (параллельность граней полок и мощность сечений) позволяют применять широкополочные двутавры в виде самостоятельного элемента (балки, колонны, стержни тяжелых ферм), не требующего почти никакой обработки, что снижает трудоемкость изготовления конструкций в 2—3 раза.

Из широкополочных двутавров путем разрезки стенки в продольном направлении получают тавровые профили (БТ), (ШТ) и (КТ) (см. рис. 3.1, *д*), удобные для применения в решетчатых конструкциях. По мере расширения производства широкополочных двутавров применение обыкновенных двутавров сокращается.

Развитие автоматической сварки создает благоприятные условия для производства сварных двутавров из универсальной стали по определенному сортаменту, что дает возможность пользоваться ими так же, как и прокатными (см. рис. 3.1, *е*).

3.6. Тонкостенные профили

Тонкостенные двутавры (ТУ 14-2-205-76) и швеллеры (ТУ 14-2-204-76) (см. рис. 3.1, *ж*) прокатываются на непрерывном стане с особо тонкими стенками и полками, что делает их экономичнее обычных прокатных профилей на 14—20 %. Тонкостенные профили имеют высоту от 120 до 300 мм и полки с параллельными гранями. Применяются тонкостенные профили в балках площадок, фахверках, легких перекрытиях и покрытиях.

3.7. Трубы

Стальные трубы (см. прил. 16, табл. П16.10), применяемые в строительстве, бывают круглыми — горячекатаными (ГОСТ 8732—78 с изм.) и электросварными (ГОСТ 10704—

76) (см. рис. 3.1, *з*). Трубчатые профили особенно экономичны при применении в сжатых элементах благодаря наибольшему значению радиуса инерции при заданной площади сечения.

Горячекатаные бесшовные трубы имеют диаметр от 25 до 550 мм с толщиной стенок от 2,5 до 75 мм. Эти трубы применяются главным образом в конструкциях радио- и телевизионных опор.

Круглые электросварные трубы имеют диаметр от 8 до 1420 мм с толщиной стенок от 1 до 16 мм. Эти трубы применяются в трубопроводах, элементах радио- и телевизионных опор и конструкциях покрытий, особенно в зданиях с агрессивной средой.

3.8. Холодногнутые профили

Гнутые профили изготовляются из листа, ленты или полосы толщиной от 1 до 8 мм и могут иметь самую разнообразную форму (рис. 3.3). Наиболее употребительны уголки равнополочные (ГОСТ 19771—74), неравнополочные (ГОСТ 19772—74), швеллеры (ГОСТ 8278—83), гнуто-сварные профили замкнутые квадратного (ТУ 36-2287—80) и прямоугольного (ТУ 36-2286—80 с изм.) сечений и оцинкованные профилированные настилы (ГОСТ 24045—86). Основная область применения этих профилей — легкие конструкции покрытий зданий, где они, заменяя прокатные профили, могут дать экономию металла до 10 %.

3.9. Различные профили и изделия из металла, применяемые в строительстве

В сравнительно меньшем объеме применяются в металлических конструкциях профили других конфигураций и стальные материалы разного назначения (стальные канаты и высокопрочная проволока): двутавровые профили для подвесного транспорта (ГОСТ 19425—74), крановые рельсы (ГОСТ 4121—76 с изм.), канаты стальные спиральные (ГОСТ 3062—80; 3063—80; 3064—80), канаты двойной свивки (ГОСТ 3066—80; 3067—74 с изм.; 3068—74 с изм.; 3081—80; 7669—80 с изм.; 14254—80), пучки и пряди из канатной проволоки (ГОСТ 7372—79 с изм.), профили для оконных и фонарных переплетов (ГОСТ 7511—73), сталь листовая волнистая (ГОСТ 3685—71), сталь квадратная $a = 5...100$ мм (ГОСТ 2591—88), сталь круглая $d = 6...200$ мм (ГОСТ 2590—88), сталь полосовая $b = 12...200$ мм, $t = 4...60$ мм (ГОСТ 103—76), сталь рифленая (ГОСТ 8568—77), сталь просечно-вытяжная (ГОСТ 8706—58).

Кроме того, изготавливаются также трубы специального назначения из стали класса К 52 17Г1С-У:

для магистральных газонефтепроводов по ГОСТ 20295—85, $d = 720$ (820) мм;

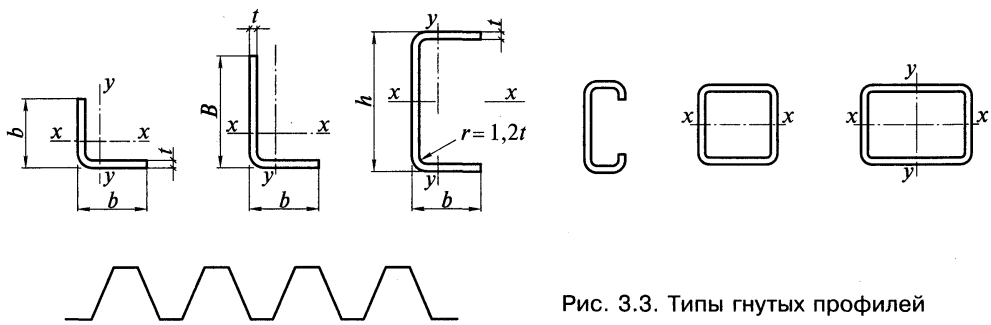


Рис. 3.3. Типы гнутых профилей

для трубопроводов высокого давления по ТУ 14-3-620-77, d = 1020 (1220) мм;

для газонефтепроводов по ТУ 14-3-1138-82, d = 1020 (1120) мм, а также другие виды специальных профилей.

3.10. Профили из алюминиевых сплавов

Строительные профили из алюминиевых сплавов (рис. 3.4), получают прокаткой, прессованием или литьем. Листы, ленты и плиты прокатываются в горячем или холодном состояниях. Листы прокатывают толщиной до 10,5 мм, шириной до 2000 мм и длиной до 7 м. Фасонные профили, в том числе и полые (трубчатые), изготовляют горячим прессованием на гидравлических прессах.

Продавливая слитки через матрицы различных типов, можно получить профили разнообразных поперечных сечений. Это существенное преимущество позволяет конструктору использовать наиболее эффективные формы сечений. Возможность получить профили более выгодных сечений в некоторой степени компенсирует меньшую устойчивость стержней из алюминиевых сплавов из-за их низкого модуля упругости материала. Однако габариты поперечного сечения профиля ограничиваются поперечными размерами матрицы и усилием, развиваемым прессом.

Наиболее распространенное на заводах оборудование требует, чтобы профили вписывались в круг диаметром 320 мм (в отдельных случаях 530 мм). На современном прессовом оборудовании можно изготовлять профили площадью сечения от 0,5 до 300 см^2. Гнутые профили изготовляют из листов и лент толщиной до 4 мм гнутьем их в холодном состоянии. Из-за низкого модуля упругости алюминиевых сплавов и соответственно ухудшения местной устойчивости ширина свободного свеса полос и высота стенок профилей по отношению к их толщинам принимаются более ограниченными, чем в стальных профилях. Для большего развития сечения и повышения устойчивости стержня профили изготовляются с бульбами на концах полок (рис. 3.4, *б*), которые позволяют доводить отношение ширины полки к ее толщине от 9,5 до 21 (см. гл. 2).

Круглые тянутые трубы поставляются с наружным диаметром до 150 мм при толщине стенки 1,5—6 мм. Кроме круглых труб поставляют квадратные, прямоугольные и каплевидные (рис. 3.4, *в*).

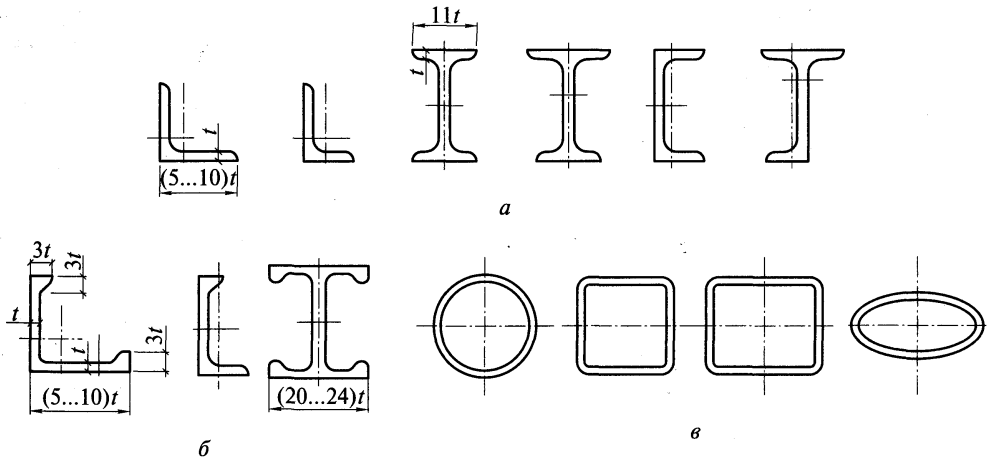


Рис. 3.4. Типы профилей из алюминиевых сплавов без бульб (*а*), с бульбами (*б*), трубчатые (*в*)

Большое число разнообразных профилей применяется для ограждающих конструкций.

Вследствие возможности получения разнообразных профилей единого сортамента профилей для строительных конструкций не существует. Примеры применения и некоторые рекомендации приведены в спецкурсе [2] и других изданиях по алюминиевым конструкциям.

3.11. Некоторые правила использования профилей в строительных конструкциях

1. При проектировании строительных стальных конструкций следует компоновать каждый элемент и весь объект в целом из минимально необходимого числа различных профилей.

2. Применяемые в одном отправочном элементе уголки, тавры, полосы одного номинального размера, но разной толщины должны иметь разность толщин одноименных профилей не менее 2 мм.

3. Не допускается применять в одном отправочном элементе одинаковые профиле-размеры из разных марок сталей.

4. Применение в одном объекте профилированных листов одной номинальной высоты разной толщины не допускается.

ГЛАВА 4

СВАРКА И СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

4.1. Сварка

Сварка и резка металлов применяется при строительстве, ремонте металлургических, химических, машиностроительных предприятий, уникальных общественных и гражданских зданий, мостов и нефтегазопроводов, резервуаров для хранения нефтепродуктов и сжиженных газов.

4.1.1. Классификация сварки. Сваркой называется процесс получения неразъемных соединений путем установления межатомных связей между соединяемыми элементами при их местном нагревании или пластической деформации или совместном действии того и другого, обеспечивающий необходимую прочность и пластичность сварного соединения.

По физическим признакам сварку классифицируют следующим образом:

по форме используемой энергии определяют класс сварки;

по виду источника энергии определят вид сварки.

По ГОСТ 19521—79 различают три класса сварки: термический, термомеханический и механический.

К *термическому классу* относятся виды сварки, осуществляемые плавлением: электродуговая, электрошлаковая, электронно-лучевая, плазменная, световая, газовая, термитная и др.

К *термомеханическому классу* относятся виды сварки, при которых используются тепловая энергия и давление: контактная, диффузионная, индукционно-прессовая, газопрессовая, термокомпрессионная, печная, кузнечная и др.

К *механическому классу* относятся виды сварки, производимые с использованием различны видов механической энергии и давления: холодная, взрывом, ультразвуковая, трением, магнитно-импульсная.

Кроме того, современные виды сварки подразделяются также по техническим и технологическим признакам. Например, к техническим признакам относится способ защиты металла в зоне сварки, непрерывность процесса, степень механизации сварки и т.д. К технологическим признакам относят форму сварного соединения: контактная сварка точечная, шовная, стыковая и т.д.; род сварочного тока: переменный ток, постоянный ток, пульсирующий ток. Электрошлаковая сварка классифицируется по виду электродов: проволочный, пластинчатый, плавящимся мундштуком и т.д.

Основная доля сварных соединений в строительстве выполняется электродуговой сваркой: ручной, механизированной и автоматической.

4.1.2. Термический класс сварки. Ручная дуговая сварка (РДС) в строительстве производится покрытыми металлическими электродами диаметром от 2 до 6 мм. Источниками сварочного тока могут быть сварочные трансформаторы переменного тока, выпрямители, инверторы и генераторы постоянного тока. РДС применяется на заводах по изготовлению металлических и железобетонных конструкций, строительных и монтажных площадках. Около 70 % всех сварочных работ выполняется РДС, так как она имеет ряд преимуществ перед другими видами сварки: простоту, дешевизну, мобильность оборудования, высокое качество металла шва, равнопрочность шва и основного металла, возможность выполнения сварки в труднодоступных местах и во всех пространственных положениях. Недостаток — сравнительно невысокая производительность.

Сущность процесса: электрическая сварочная дуга возбуждается и горит между покрытым металлическим электродом и кромками свариваемого изделия ($T_{дуги}$ = 6000...8000 °С).

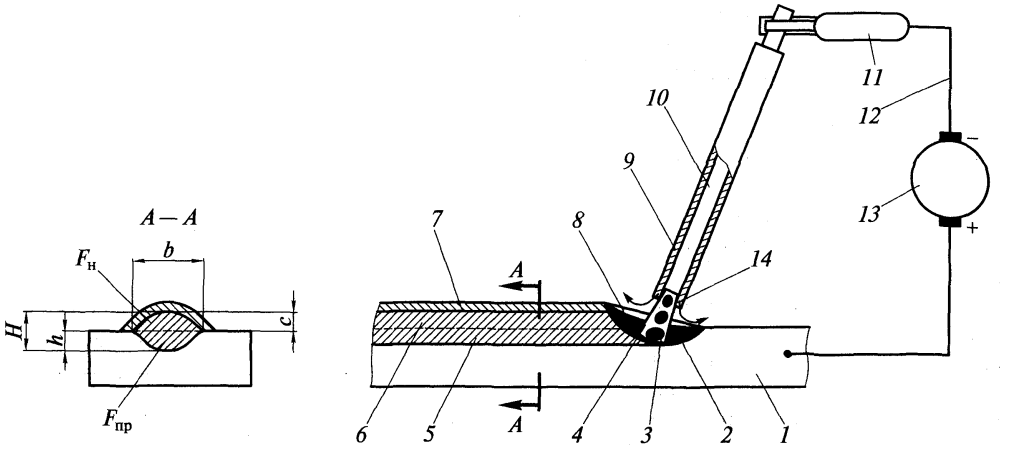


Рис. 4.1. Ручная дуговая сварка покрытым металлическим электродом:

1 — основной металл; *2* — сварочная ванна; *3* — капля; *4* — сварочная дуга; *5* — проплавленный металл; *6* — наплавленный металл; *7* — шлаковая корка; *8* — жидкий шлак; *9* — покрытие электрода; *10* — стержень электрода; *11* — электрододержатель; *12* — сварочная цепь; *13* — источник питания; *14* — парогазовая защитная атмосфера

Теплота дуги расплавляет электрод и металл кромок. Получается общая сварочная ванна жидкого металла, которая при охлаждении превращается в сварной шов. Покрытие во время сварки расплавляется и частично испаряется, образуя жидкий шлак и газовое облако вокруг места сварки (рис. 4.1).

Покрытие служит:

для стабилизации устойчивого горения дуги за счет поступающих из покрытия легкоионизирующихся элементов калия, натрия, кальция и др.;

защиты зоны сварки и жидкого металла от атмосферы;

рафинирования (очистка металла шва от вредных примесей (серы и фосфора);

раскисления металла шва (восстановления окислов железа);

легирования металла шва марганцем, кремнием, никелем, хромом, титаном для повышения прочностных, пластических и коррозионных свойств шва.

Всплывшие на поверхность твердеющей ванны неметаллические компоненты образуют шлаковую корку, которая после сварки удаляется механическим путем.

Основными параметрами режима РДС являются: сила сварочного тока $I_{св}$, А, скорость сварки $V_{св}$, см/с, число проходов n. Силу сварочного тока можно определить по эмпирической формуле[1]:

$$I_{св} = kd, \tag{4.1}$$

где k — коэффициент, зависящий от диаметра электрода.

Диаметр электрода, мм	k
2	25—30
3	30—45
4	35—50
5	40—55
6	45—60

[1] Справочник строителя. Сварка и резка в промышленном строительстве / Б.Д. Малышев и др. — Т. 1. — М.: Стройиздат, 1989.

Параметры режима сварки в значительной степени влияют на качество и размеры шва. Например, повышение силы тока увеличивает глубину проплавления и может привести к прожегу. Увеличение скорости сварки может, в свою очередь, привести к непровару в шве. Критерием оптимального режима сварки принято считать равнопрочность металла сварного шва и основного металла, отсутствие внешних и внутренних дефектов и получение заданной геометрии шва. При сварке рядовых конструкций применяется переменный ток как более дешевый, а при изготовлении ответственных конструкций — постоянный, обеспечивающий более высокое качество сварного шва. Марку источника питания дуги подбирают по максимальному току, необходимому для поддержания заданного режима сварки и падающей вольтамперной характеристикой (рис. 4.2).

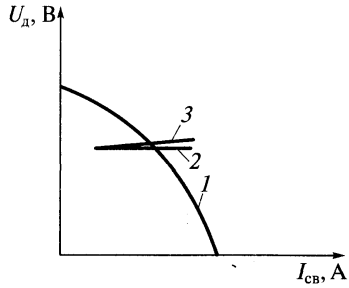


Рис. 4.2. Внешние характеристики источников питания:

1 — падающая; *2* — жесткая; *3* — возрастающая

Рабочее место сварщика или сварочный пост РДС кроме вспомогательной сборочно-сварочной оснастки и слесарного инструмента оснащено: источником сварочного тока, электрододержателем, двумя токоподводящими кабелями, вытяжной вентиляцией и средствами защиты сварщика — брезентовым костюмом и рукавицами, маской или щитком для защиты органов зрения и головы сварщика от светового излучения, искр и брызг (рис. 4.3).

Механизированная дуговая сварка в углекислом газе и порошковой проволокой ($МДС_{CO_2}$, $МДС_{п.п}$). При механизированной дуговой сварке электродная проволока подается в зону сварки механизмом подачи, а перемещение дуги вдоль свариваемых кромок сварщик выполняет вручную. Дуга горит между свариваемыми кромками и концом электродной проволоки, образуя ванну жидкого металла, при кристаллизации которого образуется сварной шов. Для защиты зоны сварки и ванны жидкого металла от атмосферы используется углекислый газ (рис. 4.4), который в дуговом промежутке (T = 6000...8000 °С) диссоциирует: $CO_2 \rightarrow CO + O$. Образовавшийся кислород окисляет жидкий металл: $Me + O \rightarrow MeO$. Для восстановления окисленного металла и предотвращения окисления применяют сварочную проволоку, легированную марганцем и кремнием (Св-08Г2С), в которой содержится от 1 до 2 % марганца, до 1 % кремния и 0,08 % углерода:

$$MeO + Mn \rightarrow MnO\uparrow + Me$$

$$2MeO + Si \rightarrow SiO_2\uparrow + 2Me$$

$МДС_{CO_2}$ применяется на заводах металлоконструкций и в некоторых случаях — на строительных площадках, если есть защита сварки от ветра. Обеспечивает высокое качество шва при достаточно высокой производительности. Сварку можно производить в любом пространственном положении. К недостаткам относится невозможность сварки средне- и высоколегированных сталей из-за выгорания легирующих элементов. Источником питания служит сварочный выпрямитель с жесткой или возрастающей характеристикой, обеспечивающей устойчивое горение дуги при постоянном напряжении дуги (см. рис. 4.2). Основным условием устойчивого процесса сварки является соблюдение следующего тождества: скорость подачи проволоки равна скорости ее расплавления. В комплект поста для $МДС_{CO_2}$ входят: выпрямитель, шланговый полуавтомат — механизм подачи сварочной проволоки, баллон с углекислым газом с подогревателем, редуктором и осушителем газа, соединительные кабели и шланги. К параметрам режима сварки относятся $I_{св}$, $d_п$ — диаметр проволоки, $v_{п.п}$ — скорость подачи проволоки, Р — расход углекислого газа, n — число проходов.

При $МДС_{п.п}$ вместо монолитной проволоки применяется порошковая проволока, представляющая собой трубку из металла с запрессованным внутрь порошком, состав

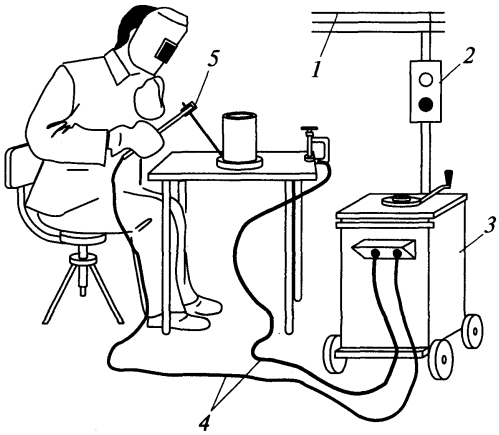


Рис. 4.3. Пост ручной дуговой сварки:
1 — сеть электропитания; *2* — контактор; *3* — источник питания дуги; *4* — сварочные кабели; *5* — электродержатель

которого близок к химическому составу покрытия электродов для РДС. При расплавлении металлической оболочки образуется присадочный металл, заполняющий шов, а порошок, расплавляясь и частично испаряясь, обеспечивает защиту зоны сварки и металла сварочной ванны, т.е. несет те же функции, что и покрытие электрода (рис. 4.5). $МДС_{п.п}$ применяется на заводах металлоконструкций, строительных и монтажных площадках, обеспечивая высокую производительность и выполнение швов во всех пространственных положениях. К недостаткам относятся: сложность изготовления и, как следствие, высокая цена порошковой проволоки; высокая гигроскопичность порошка, что требует прокаливания проволоки перед сваркой. Состав поста и параметры режима сварки порошковой проволокой аналогичны посту $МДС_{CO_2}$ за исключением газовой сети.

Автоматическая сварка под флюсом ($АДС_ф$). При этом виде сварки электродная проволока подается в зону сварки с помощью механизма подачи, а перемещение дуги вдоль свариваемых кромок осуществляется механизмом перемещения. Для защиты жидкого металла сварочной ванны от атмосферы используют флюс, который засыпают впереди дуги из бункера слоем толщиной 30—40 мм и шириной 40—100 мм (чем больше толщина свариваемого металла, тем больше толщина и ширина слоя флюса). Сварочная дуга горит в газовом пузыре (пары флюса в смеси с парами свариваемого металла и электродной проволоки), образованном в результате частичного испарения при плавлении флюса и металла. По мере продвижения дуги расплавленный флюс при остывании образует шлаковую корку, которая легко отделяется с поверхности шва. Расплавленный электродный и основной металлы в сварочной ванне перемешиваются и при кристаллизации образуют сварной шов (рис. 4.6). Слой флюса над сварочной ванной замедляет ее остывание и кристаллизацию металла шва, что способствует наиболее полному протеканию металлургических процессов взаимодействия металла шва с флю-

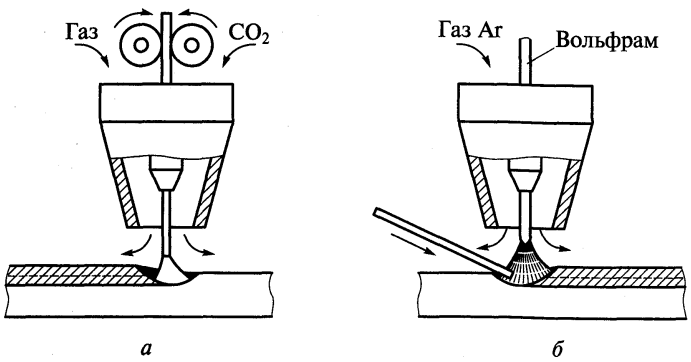


Рис. 4.4. Механизированная сварка в среде защитных газов:
а — плавящимся электродом; *б* — неплавящимся электродом

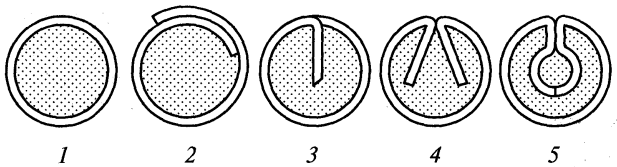


Рис. 4.5. Основные типы порошковой проволоки:

1 и *2* — проволока в виде простой трубки; *3* и *4* — проволока с заформованными в оболочку краями; *5* — проволока в виде двух разделенных оболочек

сом. Это улучшает качество шва. Потери металла на угар и разбрызгивание в этом случае значительно меньше, чем при РДС и $МДС_{CO_2}$, $МДС_{п.п}$.

$АДС_ф$ — высокопроизводительный процесс, обеспечивающий высокое качество шва, позволяющий варить большие толщины длинномерных изделий, но только в нижнем положении и «в лодочку». Обычно применяется на заводах металлоконструкций при изготовлении колонн, балок и полотнищ рулонируемых резервуаров. Редко применяется на монтаже при укрупнении секций шаровых резервуаров и монтажной сварке шаровых резервуаров на манипуляторах. К параметрам режима сварки относятся:

$$I_{св},\ U_д,\ v_{св},\ v_{п.п},\ d_{э.п},\ n.$$

Электрошлаковая сварка (ЭШС). При ЭШС процесс плавления основного и электродного металла происходит за счет тепла, выделяемого в расплавленном флюсе-шлаке при прохождении через него электрического тока, который поддерживает в жидкой шлаковой ванне температуру около 2000—2500 °С. Этим способом осуществляется сварка деталей вертикальными швами с принудительным формированием шва (рис. 4.7). Минимальная толщина металла элементов, образующих стыковое соединение при ЭШС без усложнения технологии проведения сварки, находится в пределах 25—30 мм. Для образования шлаковой ванны в начальный период сварки возбуждается дуга между электродной проволокой и дном «кармана», после расплавления некоторого количества флюса она шунтируется расплавленным электропроводным шлаком и гаснет. Расплавленный металл электродной проволоки стекает на дно шлаковой ванны, образуя металлическую сварочную ванну. Из-за отвода тепла в основной металл и медные ползуны металл ванны охлаждается и в нижней части кристаллизуется в сварной шов,

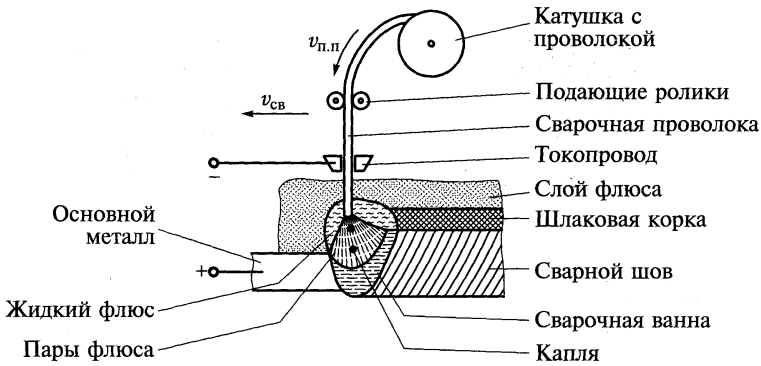


Рис. 4.6. Схема процесса автоматической дуговой сварки под флюсом:

$v_{п.п}$ — скорость подачи проволоки; $v_{св}$ — скорость сварки

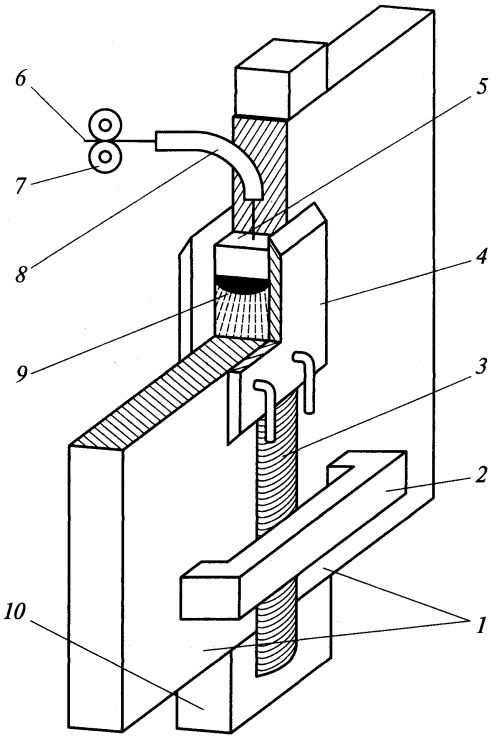


Рис. 4.7. Схема процесса электрошлаковой сварки:

1 — свариваемые детали; *2* — скоба; *3* — сварной шов; *4* — водоохлаждаемые ползуны; *5* — шлаковая ванна; *6* — электродная проволока; *7* — ролики механизма подачи проволоки; *8* — подводящий мундштук; *9* — металлическая (сварочная) ванна; *10* — технологическая приставка «карман»

соединяющий кромки свариваемых элементов. Механизм подачи электродной проволоки и формирующие ползуны соединены с подвижной частью электрошлакового автомата и по мере заполнения стыка жидким металлом перемещаются вверх со скоростью сварки. Экономически целесообразно использовать ЭШС при сварке толстостенных конструкций. Недостатки: производство сварки только в вертикальном положении, снижение прочностных и пластических свойств металла околошовной зоны, зоны термического влияния из-за длительного пребывания при повышенных температурах.

В качестве источников сварочного тока для ЭШС можно использовать трансформаторы, выпрямители, преобразователи (генераторы).

Основные параметры режима сварки:

$$I_{св},\ d_{э.п},\ v_{п.п},\ v_{св}.$$

Газовая сварка (ГС). В строительстве газовая сварка используется при монтаже трубопроводов водоснабжения, водяного отопления в жилых домах и производственных зданиях, а также при сборке конструкций вентиляционных систем из тонколистового металла, сварке цветных металлов, алюминия и свинца и ремонтной наплавке подверженных износу элементов строительных машин (зубья ковшей экскаваторов, ножи бульдозеров и др.).

Источником тепла при сварке является сварочное пламя газовой горелки, которое образуется в результате сгорания горючего газа в кислороде. Температура сгорания горючих газов в кислороде достигает 2100—3150 °С (метан — 2150 °С, пропан + бутан — 2400 °С, ацетилен — 3150 °С). Количество тепла, вводимого в изделие, регулируют с помощью сменных наконечников с различными проходными сечениями в мундштуке и угла наклона мундштука горелки к изделию: чем тоньше металл, тем меньше угол наклона. Вместе с тем менее сосредоточенный (чем при дуговой сварке) нагрев металла и более широкая зона теплового воздействия приводят к увеличению сварочных напряжений и деформаций. Для сварки чаще всего используется ацетилен (C_2H_2). Сварочное пламя делится на три зоны: 1 — ядро, 2 — восстановительная зона, 3 — окислительная зона. В 1-й зоне при $T \approx 1000$ °С происходит частичное разложение ацетилена на углерод и водород. Твердые раскаленные частицы углерода вызывают яркое свечение по контуру ядра. Во 2-й (средней) зоне сгорает ацетилен в кислороде с образованием закиси углерода (СО) и водорода (НО) при $T = 3150$ °С. Образовавшаяся смесь газов обладает восстановительными свойствами при соотношении $O_2 : C_2H_2 = 1 : 1{,}2$. В 3-й зоне (факеле) происходит последующее сгорание за счет кислорода окружающего воздуха с образованием углекислого газа (CO_2) и паров воды (H_2O). Температура факела значительно

ниже температуры восстановительной зоны. Для сварки стали используется 2-я восстановительная зона. Газовую сварку осуществляют левым или правым способом. При левом способе горелку перемещают справа налево, а конец сварочной проволоки держат впереди горелки, что позволяет наблюдать за образованием сварного шва и регулировать тепловложение в металл стыка и конец присадочной проволоки, обеспечивая его хорошее формирование. Этот способ применяется для сварки металла толщиной до 4—5 мм.

При правом способе сварки горелку ведут слева направо, присадочную проволоку перемещают вслед за горелкой. Пламя направляют на шов, обеспечивая его медленное остывание, а конец проволоки держат погруженным в сварочную ванну и перемешивают им жидкий металл, что облегчает всплывание на поверхность окислов и шлаков. Этим способом сваривают стальные элементы толщиной более 5 мм, а также металл высокой теплопроводности, как, например, красную медь. Качество шва при этой сварке выше, чем при левой, так как сварочная ванна лучше защищена пламенем от атмосферы, а также происходит отжиг шва (рис. 4.8).

В сварочный пост для газовой сварки входят:

ацетиленовый баллон (белый) или ацетиленовый генератор;

баллон с кислородом (голубой);

редукторы (кислородный и ацетиленовый);

сварочная горелка;

шланги (кислородные и ацетиленовые).

Ацетилен хранится и транспортируется в стальных баллонах под давлением 1,6—1,8 МПа, заполненных пористой массой, пропитанной ацетоном, так как он в нем хорошо растворяется (10 объемов в 1 объеме). В растворенном состоянии ацетилен становится взрывобезопасным.

Кислород транспортируется в стальных баллонах под давлением 15 МПа. Газовые редукторы предназначены для снижения и поддержания рабочего давления в горелке.

Ацетилен получают в ацетиленовом генераторе действием воды на карбид кальция:

$$CaC_2 + 2H_2O = 2C_2H_2 + Ca(OH)_2 + Q$$

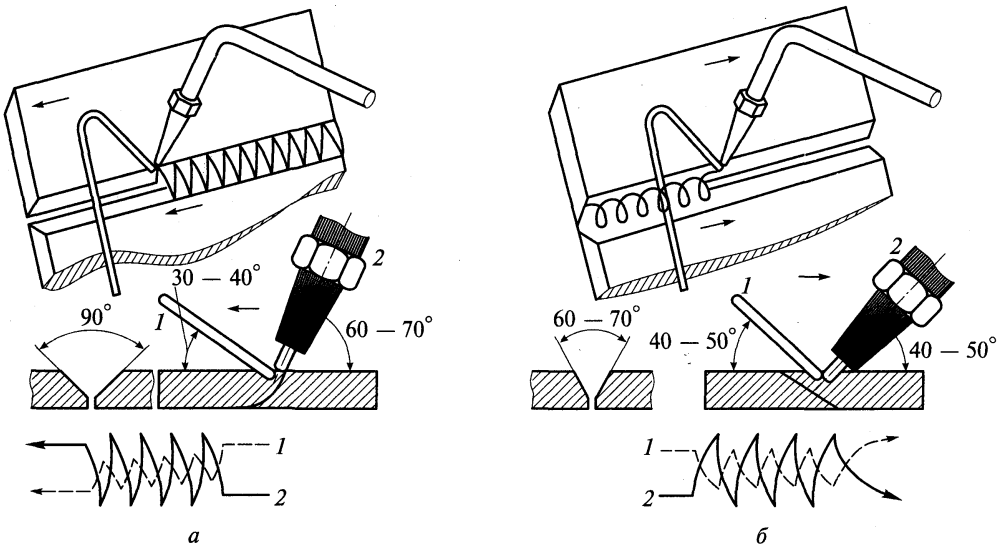


Рис. 4.8. Техника газовой сварки:

а — левый способ; *б* — правый способ; *1* — присадочный пруток; *2* — горелка

Генератор имеет предохранительный (водяной) затвор, который служит для защиты от взрыва при обратном ударе, так как пламя распространяется по шлангам к генератору. Обратный удар может возникнуть при загорании горючего газа при перегреве или засорении мундштука. Газовой сваркой можно выполнять швы во всех пространственных положениях на стройках и в полевых условиях.

4.1.3. Термомеханический класс сварки. Контактная сварка представляет собой процесс, при котором соединение свариваемых элементов осуществляется за счет тепла, выделяющегося в месте их контакта при прохождении электрического тока и давления. Основные виды контактной сварки: стыковая, точечная.

При стыковой сварке свариваемые элементы соединяются по поверхности стыкуемых торцов (рис. 4.9). Она осуществляется двумя способами: оплавлением (КССО) и сопротивлением (КССС). При сварке оплавлением вначале включают ток, а затем сближают торцы свариваемых деталей до соприкосновения. Касание происходит в одной, двух или нескольких точках контактной поверхности, которые под действием тока большой величины практически мгновенно нагреваются до расплавления и испарения. Перегретый и расплавленный металл выбрасывается из зоны стыка в виде брызг и искр. Дальнейшее сближение деталей обеспечивает распространение процесса плавления на всю торцевую поверхность свариваемых деталей с одновременным нагревом близлежащих участков металла до пластического состояния. Сварочный процесс заканчивается выключением электрического тока и сжатием элементов — осадкой, в результате которой жидкий металл выдавливается из зоны сварки, образуя так называемый грат. При необходимости грат удаляется механическим путем.

При КССС включение тока и нагрев производят после плотного прижатия торцов элементов друг к другу. За счет тепла, выделяемого в месте контакта, торцы деталей и металл в зоне сварки нагреваются до пластического состояния, после чего к свариваемым элементам прикладывается усилие осадки и одновременно выключается электрический ток. Часть металла при этом выдавливается, образуя усиление округлой формы (рис. 4.10). Количество тепла Q, выделяемое в зоне сварки, можно подсчитать по формуле Джоуля—Ленца:

$$Q = I^2 R\tau, \tag{4.2}$$

где I — сварочный ток, А; R — общее сопротивление зоны сварки, Ом; τ — время действия тока, с.

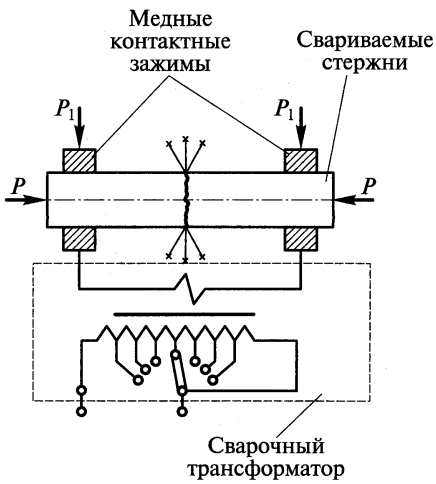


Рис. 4.9. Схема процесса сварки оплавлением

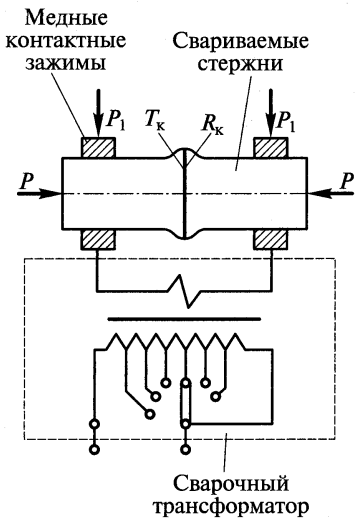


Рис. 4.10. Схема процесса сварки сопротивлением

Этот способ требует перед сваркой механической обработки и тщательной зачистки поверхностей торцов.

При точечной сварке (ТКС) листовые детали (заготовки) в местах соединений располагают внахлестку, а свариваемые стержни — перпендикулярно или под углом один к другому между электродами сварочной контактной машины (рис. 4.11). Медные электроды служат для подключения электрического тока и для передачи сжимающих усилий на свариваемые детали. После сжатия деталей пропускают электрический ток, при прохождении которого выделяется определенное количество тепла, расплавляющего контактируемые поверхности на некоторую глубину. Выключают электрический ток и увеличивают усилие сжатия во время кристаллизации расплавленного металла точки, что приводит к уменьшению (исчезновению) усадочной раковины в ядре сварной точки. Точечная сварка выполняется при различных циклах взаимодействия тока и давления (рис. 4.12). Основные параметры сварки: $I_{св}$ — сварочный ток, А; P — усилие сжатия, кг; τ — время прохождения тока, с.

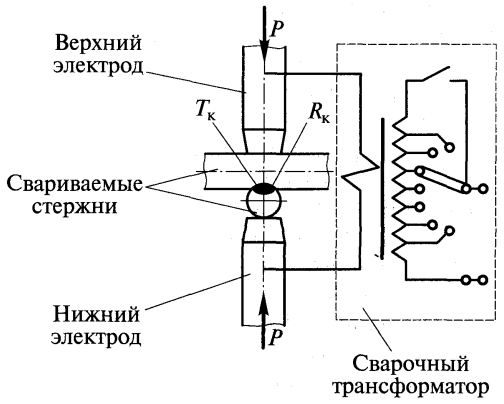


Рис. 4.11. Схема процесса точечной контактной сварки

Контактную сварку применяют при изготовлении сеток, каркасов и других арматурных изделий железобетонных конструкций. Стыковой сваркой соединяют короткоразмерные элементы стального проката, в том числе арматурные стержни.

4.1.4. Основные типы сварных соединений и швов. Сварным соединением, как конструктивным элементом, называют участок конструкции, в которой отдельные ее элементы соединены с помощью сварки.

В сварное соединение входит сварной шов, прилегающая к нему зона основного металла со структурными и другими изменениями в результате термического действия сварки (зона термического влияния — ЗТВ) и примыкающие к ней участки основного металла. Сварным швом называют элемент сварного соединения, образовавшийся в результате кристаллизации жидкого металла сварочной ванны. Он определяет геометрическую форму, сплошность, прочность и другие свойства металла непосредственно в месте сварки.

Сварные швы могут быть стыковыми и угловыми. Угловой шов — это шов углового, нахлесточного и таврового сварного соединения (рис. 4.13). Короткие швы, применяемые для фиксации взаимного расположения подлежащих сварке деталей, называются прихватками. Стыковые соединения являются наиболее распространенными, так как дают наименьшую концентрацию напряжений, а также высокую прочность при статических и динамических нагрузках. Они применяются при сварке в конструкциях из листового металла и при стыковке уголков, швеллеров, двутавров, труб и т.д.

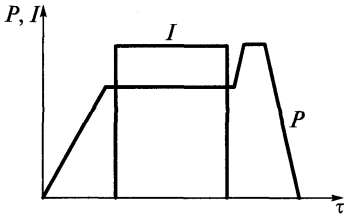


Рис. 4.12. Циклограмма процесса точечной контактной сварки:

I — сварочный ток, А; P — усилие сжатия, кг; τ — время прохождения тока, с

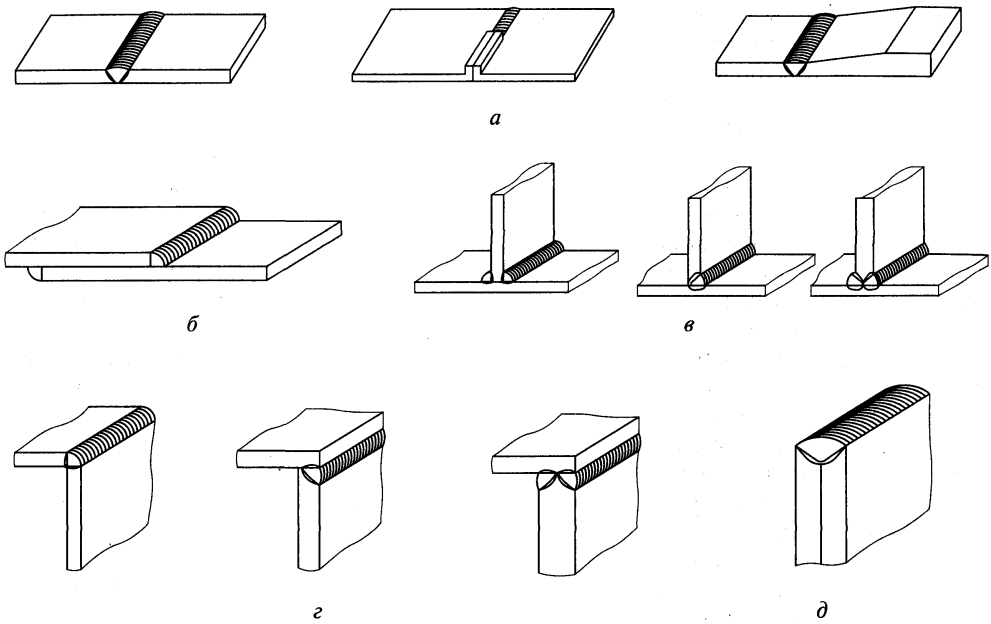


Рис. 4.13. Основные виды сварных соединений:
а — стыковые; *б* — нахлесточные; *в* — тавровые; *г* — угловые; *д* — торцевые

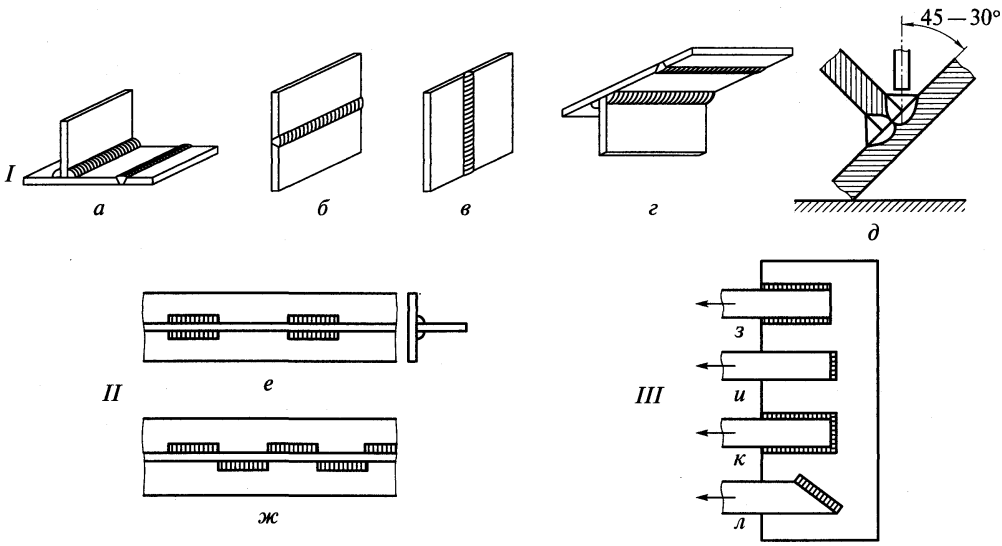


Рис. 4.14. Классификация сварных швов:
I — по положению в пространстве: *а* — нижнее; *б* — горизонтальное; *в* — вертикальное; *г* — потолочное; *д* — «в лодочку»; *II* — по протяженности: *е* — цепной; *ж* — шахматный; *III* — по отношению к направлению действия усилий: *з* — фланговый; *и* — лобовой; *к* — комбинированный; *л* — косой

По протяженности швы могут быть непрерывными и прерывистыми, цепными и шахматными, а по отношению к направлению действия усилий — фланговыми, лобовыми, комбинированными и косыми.

Сварка конструктивных элементов может выполняться в различных пространственных положениях в зависимости от конструкции узла (изделия) и технологии его изготовления.

По ГОСТ 11969—79 различают пять положений: нижнее, горизонтальное на вертикальной плоскости, вертикальное, потолочное и в «лодочку» (рис. 4.14). Существующие способы сварки позволяют сваривать металл ограниченной толщины (при односторонней РДС — до 8 мм, при $АДС_ф$ — до 20 мм). Поэтому при сварке металла большой толщины необходимо разделывать кромки. Скос кромок необходим для того, чтобы можно было проникнуть электродом в глубь шва и проварить металл по всему сечению. Форму разделки кромок и их сборку под сварку характеризуют три основных конструктивных элемента: зазор, притупление, угол скоса кромок. В скошенных кромках оставляют притупление, которое необходимо для предотвращения прожогов, легко образующихся при сварке кромок, скошенных без притупления.

По форме разделки кромок различают следующие основные типы швов: с отбортовкой кромок, без разделки кромок, односторонние и двусторонние; с разделкой кромок — односторонние и двусторонние (рис. 4.15).

В связи с важностью правильной подготовки свариваемых кромок с точки зрения качества, экономичности, прочности и работоспособности сварного соединения государственные стандарты регламентируют форму и конструктивные элементы разделки и сборки кромок под сварку и размеры готовых сварных швов. Например, ГОСТ 5264—80 для РДС, ГОСТ 8713—79 — для $АДС_ф$, ГОСТ 14771—76 — для $МДС_{CO_2}$ и ГОСТ 15164—78 — для ЭШС.

Геометрическую форму сварного шва определяют три конструктивных размера: для стыкового шва — ширина шва, глубина проплавления и величина выпуклости сварного шва; для углового шва — ширина шва, глубина проплавления и катет сварного шва (рис. 4.16). Сварку больших толщин с разделкой кромок выполняют, как правило, многослойными швами. Они могут иметь разное количество слоев и проходов. Площадь поперечного сечения корневого шва определяются по эмпирической формуле:

$$F_k = (6...8)d_э, \tag{4.3}$$

а последующих — по формуле

$$F_n = (8...12)d_э, \tag{4.4}$$

где F_k и F_n — сечения корневого и последующих проходов, мм^2; $d_э$ — диаметр электрода, мм.

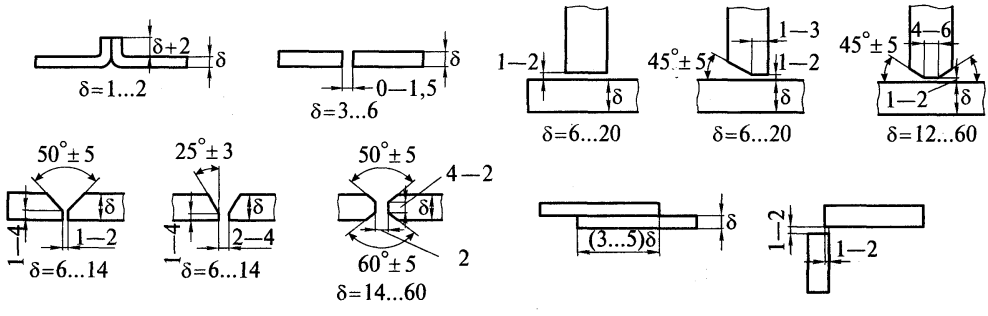


Рис. 4.15. Разделка кромок под сварку элементов различной толщины

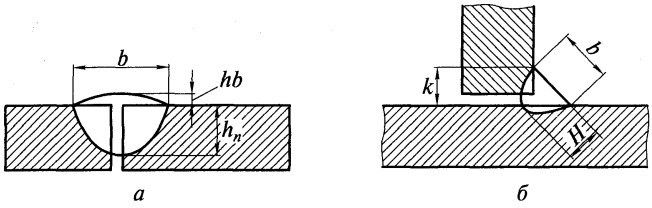


Рис. 4.16. Геометрическое очертание сечения сварных швов:

а — стыковой шов; *б* — угловой шов

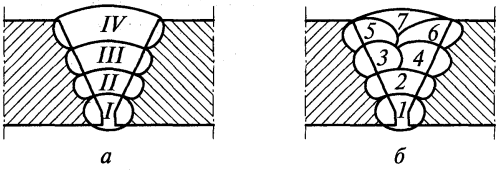


Рис. 4.17. Схемы многослойных (*а*) и многопроходных (*б*) швов:

I, II, III, IV — номера слоев; *1, 2, 3, 4, 5, 6, 7* — номера проходов

Количество проходов может быть определено по площади сечений всего шва (рис. 4.17). При выполнении многослойных швов режим сварки устанавливается отдельно для каждого прохода.

4.1.5. Электрическая сварочная дуга. Сварочная дуга представляет собой мощный длительный электрический разряд в газах, который характеризуется выделением большого количества теплоты и сильным световым эффектом. Температура дуги достигает 6000—8000 °С. Зона дугового разряда может быть разделена на три части: катодное пятно, столб дуги и анодное пятно (рис. 4.18).

Величины падения напряжения в катодной и анодной областях можно считать постоянными, так как они зависят только от материала электродов, изделия, давления и свойств газовой среды. Падение напряжения в столбе дуги пропорционально длине дуги, за которую принимается расстояние между поверхностями катодного и анодного пятен. Общая длина дуги:

$$L_д = L_к + L_{ст} + L_а, \tag{4.5}$$

где $L_к = 10^{-7}$ м; $L_а = 10^{-5}$ м.

Общее напряжение дуги

$$U_д = U_к + U_{ст} + U_а. \tag{4.6}$$

Зависимость между напряжением и силой тока в дуге называется вольт-амперной характеристикой дуги и имеет вид (рис. 4.19).

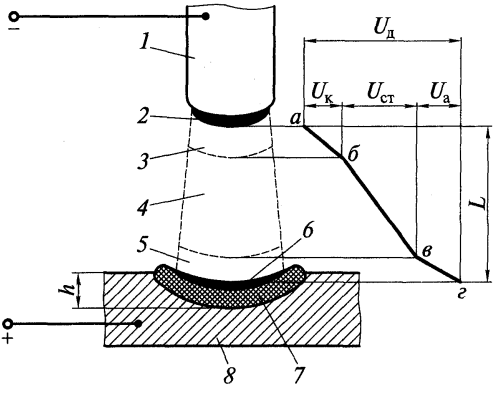


Рис. 4.18. Схема строения электрической дуги:

1 — электрод; *2* — катодное пятно; *3* — катодная область; *4* — столб дуги; *5* — анодная область; *6* — анодное пятно; *7* — сварочная ванна; *8* — основной металл; *абвг* — кривая падения напряжения в дуге; $U_к$ — падение напряжения в катодной области; $U_{ст}$ — в столбе дуги; $U_а$ — в анодной области; $U_д$ — напряжение дуги; *L* — длина дуги; *h* — глубина проплавления (провар)

Падающий участок (*I*) характеристики обусловлен тем, что при увеличении силы тока до 80—100 А площадь сечения столба дуги и электропроводность увеличиваются, а плотность тока и градиент потенциала уменьшаются. При токах от 80—100 А до 800—1000 А дуга имеет жесткую характеристику (*II*), т.е. напряжение дуги не изменяется при увеличении или уменьшении тока, потому что при этих условиях площадь сечения дуги и площади катодного и анодного пятен увеличиваются или уменьшаются пропорционально величине тока. Поэтому падение напряжения и плотность тока во всех областях дуги остаются постоянными независимо от силы тока.

Такая дуга находит наиболее широкое применение при сварке. Напряжение дуги в этом случае определяется только ее длиной. Чем короче дуга, тем ниже напряжение и, наоборот, с увеличением длины напряжение возрастает, так как увеличивается сопротивление столба дуги. Для подсчета напряжения дуги можно использовать эмпирическую формулу:

$$U_д = a + bL, \tag{4.7}$$

где a — постоянный коэффициент, выражающий сумму падений напряжений на катодном и анодном пятнах; b — среднее падение напряжения на единицу длины дуги, В/мм; L — длина столба дуги, мм. Для стальных электродов a = 10 В; b = 2 В/мм.

Тогда напряжение на дуге длиной L = 4 мм составит, В:

$$U_д = 10 + 2 \cdot 4 = 18. \tag{4.8}$$

При токах выше 800—1000 А (*III*) плотность тока в дуге повышается настолько, что начинает возрастать напряжение дуги из-за увеличения сопротивления в дуге, так как площадь катодного пятна не может увеличиваться, ограниченная диаметром электрода. Дуги с жесткой и возрастающей характеристикой используются при сварке в защитных газах и под флюсом.

Дуга при сварке металлическим электродом устойчиво горит при напряжении 18—28 В, при сварке угольным и графитовым электродами — 30—35 В. Для возбуждения дуги требуется более высокое напряжение, потому что в начальный момент воздушный промежуток еще недостаточно нагрет и необходимо придать электронам большую скорость для ионизации газового промежутка. Поэтому сварочные источники питания имеют напряжение холостого хода порядка 40—100 В.

4.1.6. Термический цикл сварки. Последовательность нагрева и охлаждения металла в какой-либо точке сварного соединения называют термическим циклом (ТЦ). Он зави-

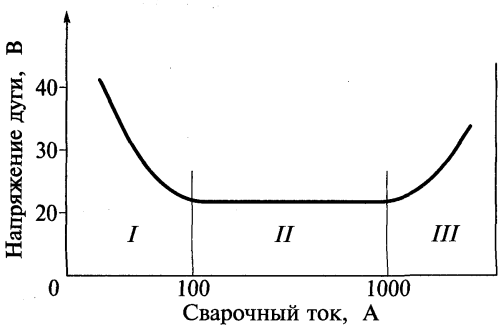


Рис. 4.19. Вольт-амперная характеристика дуги:

I — крутопадающая; *II* — постоянная; *III* — восходящая

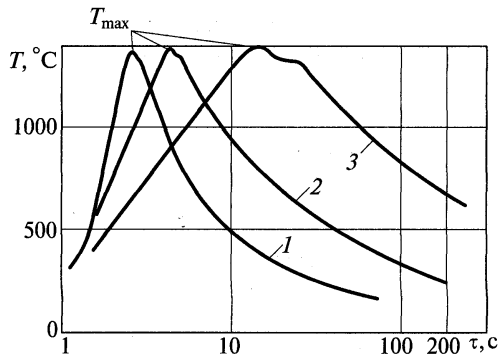


Рис. 4.20. Термические циклы: при ручной дуговой сварке (*1*), автоматической дуговой сварке под флюсом (*2*) и электрошлаковой сварке (*3*)

сит от вида сварки, режима, условий ее проведения, а также от теплофизических характеристик свариваемого металла и расположения данной точки по отношению к источнику теплоты. ТЦ характеризуется максимальной температурой T_{max}, скоростью нагревания $v_н$ и скоростью охлаждения $w_{охл}$, продолжительностью нагрева τ выше определенной температуры T (рис. 4.20).

В зависимости от мощности источника тепла для дуговой сварки ($Q = I_{св}U_д$), степени его концентрированности, скорости движения и интенсивности теплоотвода длительность нагревания при температуре сварки измеряется от долей секунды до нескольких минут.

У большинства видов дуговой сварки скорость нагревания $v_н$ колеблется в пределах 50—400 °С/с, а при контактной сварке превышает 1000 °С/с.

Основными параметрами ТЦ являются начальная температура нагревания изделия $T_н$ и погонная энергия, Дж/см:

$$q = Q / v_{св}. \tag{4.9}$$

Увеличение q замедляет скорость охлаждения в зоне термического влияния, и наоборот.

Скорость охлаждения в шве и ЗТВ для пластин большой толщины (более 20 мм), свариваемых сосредоточенным источником теплоты, движущимся с постоянной скоростью справедливо соотношение[1]

$$w = [2\pi\lambda v_{св} / Q](T - T_н)^2, \tag{4.10}$$

где w — скорость охлаждения, К/ч; λ — теплопроводность, Вт/(м·К); $v_{св}$ — скорость движения источника тепла, м/ч; Q — введенное тепло, Вт; $T_н$ — начальная температура пластины, К; T — температура, при которой производится определение скорости охлаждения, К.

Для однопроходной сварки листов встык толщиной до 20 мм скорость охлаждения можно подсчитать по формуле

$$w = 2\pi\lambda c\gamma(v_{св}\delta / Q)^2(T - T_н)^3, \tag{4.11}$$

где c — удельная теплоемкость, Дж/(кг·К); γ — плотность металла, кг/м^3; δ — толщина листа, м.

Эти формулы справедливы для температур ниже температуры плавления металла, особенно для сталей, где в ЗТВ при охлаждении сварного соединения происходят структурные и фазовые превращения (рис. 4.21).

В температурном интервале 1500—1100 °С наблюдается значительный рост зерен и возможно образование закалочных структур, что приводит к снижению пластичности металла. В пределах температур 1100—900 °С находится участок нормализации с наиболее мелкозернистым строением, что обеспечивает наибольшую прочность и пластичность. Участок металла ЗТВ в пределах температур 900—720 °С является участком неполной перекристаллизации, в котором происходит частичное изменение структуры (крупные и мелкие зерна). Металл, нагретый в интервале температур 720—500 °С, является участком рекристаллизации, в котором структура стали не меняется, а происходит восстановление прежней формы и размеров зерна, разрушенных и деформированных в процессе прокатки. Ниже температуры 500 °С нет признаков теплового воздействия на структуру металла.

Увеличение погонной энергии и начальной температуры изделия замедляет скорость охлаждения и снижает возможность образования закалочных структур в ЗТВ, ухудшающих механические свойства сварных соединений. Кроме того, наличие сосредоточенного источника тепла, перемещающегося с определенной скоростью при сварке и вызывающего неравномерное нагревание металла в зоне сварки, является основной причиной возникновения внутренних напряжений и деформаций.

---

[1] *Руге Ю.* Справочник. Техника сварки. — М.: Металлургия, 1984.

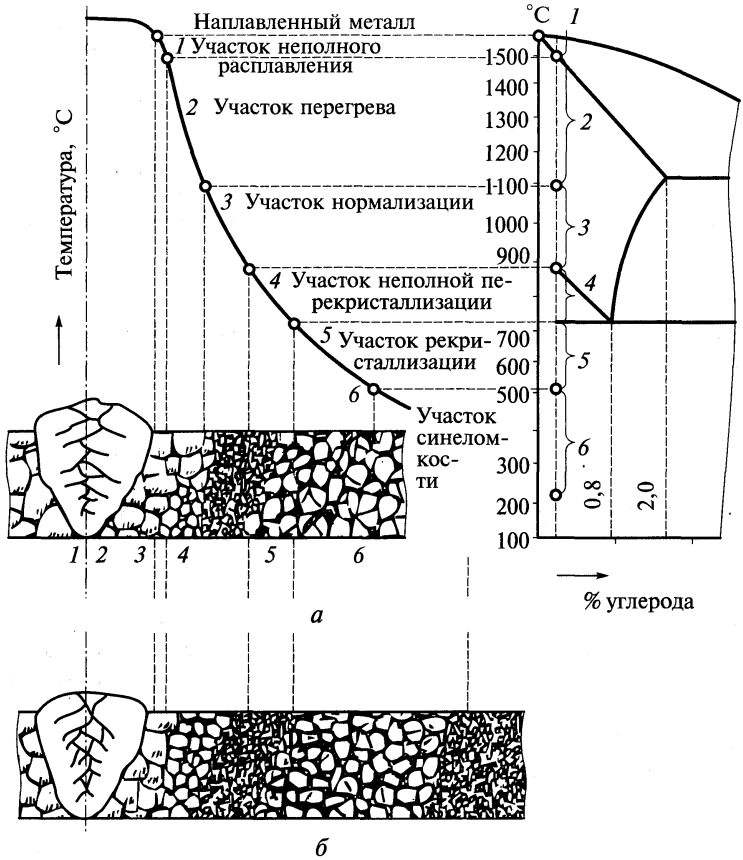


Рис. 4.21. Схемы строения зоны термического влияния при дуговой сварке низкоуглеродистой стали (*а*) и среднеуглеродистой или низколегированной стали (*б*):

1—6 — одни и те же участки на поперечном разрезе сварного соединения на кривой и шкале температур на диаграмме

4.1.7. Понятие о сварочных напряжениях и деформациях. Собственные напряжения при сварке подразделяются на уравновешенные в макрообъемах макронапряжения, область распределения которых соизмерима с областью распределения напряжений от внешних усилий, и микронапряжения, распределенные и уравновешенные в объеме, соизмеримом с объемом кристалла. Наличие микронапряжений проявляется и учитывается при определении механических свойств металла. Наличие макронапряжений учитывается либо специальными методами расчета конструкций, либо назначением специальных коэффициентов надежности сварных соединений в различных конструкциях.

Макронапряжения могут быть следствием либо неравномерного распределения температуры в изделии при сварке, либо структурных превращений, происходящих с изменением объема металла. Если при этом объем металла увеличивается (например, образование мартенситных прослоек при закалке), то фазовая составляющая напряжения в области фазовых превращений металла будет иметь знак «минус» (сжатие). Сжатие в самой прослойке уравновешивается растяжением в прилежащих участках металла. Знак результирующих напряжений (температурных и фазовых) определяется соотношением температурной и фазовой составляющих. Надо заметить, что строительные стали,

за некоторым исключением, не склонны к образованию закалочных структур, поэтому при проектировании строительных конструкций существенное значение имеют лишь напряжения, являющиеся следствием неравномерного нагревания при сварке (сварочные напряжения, как временные, так и остаточные).

Неравномерное и несвободное изменение размеров при изменении температуры в процессе сварки соединений приводит к возникновению напряженно-деформированного состояния конструкции (изделия). Напряжения на отдельных участках изделия достигают предела текучести. Дальнейшее повышение температуры нагревания приводит к развитию пластических деформаций, часто высокого уровня. Напряжения в процессе сварки возникают при отсутствии внешних силовых воздействий, поэтому сварочные напряжения иногда называют внутренними или собственными.

По мере изменения температуры в изделии (соединении) изменяется и его напряженно-деформированное состояние. Поэтому напряжения и деформации, изменяющиеся во времени, называются временными. Несвободное сокращение размеров в области пластически деформированного металла приводит к возникновению остаточного напряженно-деформированного состояния. По отношению к внешним нагрузкам на конструкцию (эксплуатационным или монтажным) такие напряжения называются часто начальными.

Свойства сталей, применяемых в строительстве (не склонных к образованию закалочных структур), обусловливают то, что металл шва в конструкциях, как правило, находится в состоянии упругопластического растяжения. Металл шва, обычно упругопластически сжатый при временном деформировании, становится растянутым после остывания. Остаточные деформации не компенсируют временных деформаций, и происходит явление, называемое усадкой, — сокращение линейных размеров элементов конструкций в отдельных участках сварного соединения.

При сварке конструкций наблюдаются как продольная (вдоль линии шва), так и поперечная (перпендикулярно шву) усадки, в результате чего форма сварной конст-

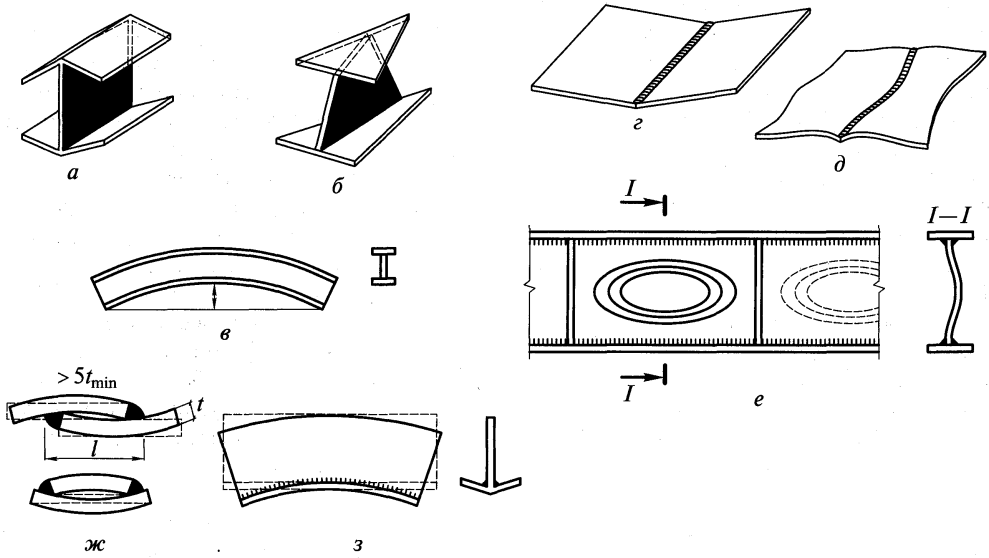


Рис. 4.22. Характерные виды деформаций элементов сварных конструкций:

а — грибовидность (угловые деформации при сварке поясных швов балок и колонн); *б* — винтообразность; *в* — серповидность; *г* — крыльчатость (угловые деформации при сварке стыковых соединений); *д* — хлопуны (выпучины в листовых конструкциях); *е* — хлопуны в стенке балки; *ж* — деформации нахлесточного соединения; *з* — деформации сварного тавра

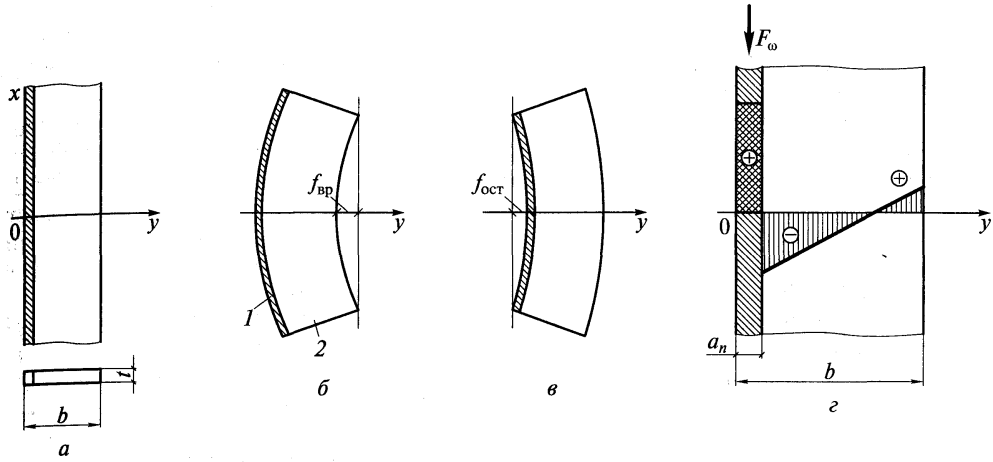


Рис. 4.23. Расчетная схема определения остаточных сварочных напряжений и деформаций в полосе с наплавленным валиком по методу фиктивных сил:

а — вид полосы с наплавленным на кромку валиком; *б* — временные деформации полосы; *в* — остаточные деформации полосы; *г* — остаточные напряжения

рукции оказывается искаженной по отношению к исходному состоянию (или проектному). Это явление называется короблением. Характерные виды сварочных деформаций — коробления элементов конструкций — представлены на рис. 4.22.

Механизм развития сварочных напряжений и деформаций можно проиллюстрировать на простейшем примере — наплавке шва (валика) на кромку пластины (рис. 4.23).

Предположим, что пластина состоит из двух частей. Заштрихованная и незаштрихованная части пластины деформируются совместно, они разделены непроводящим тепло тонким слоем. Заштрихованная часть *1* нагрета и в соответствии с коэффициентом температурного расширения стремится удлиниться. Этому удлинению препятствует ненагретая часть *2*. В нагретой части *1* развиваются внутренние деформации и соответствующие сжимающие напряжения. В результате совместных деформаций пластина искривляется. Внутренние деформации превышают деформации, соответствующие пределу текучести, и, следовательно, развиваются пластические, изменяющиеся во времени деформации (в соответствии с изменением температуры), называемые временными. Эти деформации имеют знак «минус» (сжатие). В это время область *2* находится в состоянии внецентренного растяжения. Возникает кривизна со стрелой прогиба $f_{вр}$. После остывания заштрихованная часть *1* в результате наличия пластических деформаций сжатия стала как бы короче на соответствующую величину. Так как деформации частей *1* и *2* совместны, то часть *1* не может деформироваться (сокращаться) свободно — ее сокращению препятствует ненагретая часть *2*. Часть *1* становится растянутой и деформирует часть *2* (эффект тетивы в луке). После остывания часть *2* оказывается внецентренно сжатой. Возникает кривизна обратного знака по отношению к кривизне при нагревании со стрелкой прогиба $f_{ост}$. При этом $f_{ост} < f_{вр}$.

Распределение остаточных напряжений, соответствующее принятой схеме, представлено на рис. 4.23, *г*. Распределение сварочных напряжений удовлетворяет условиям равновесия ($\sum X = 0$; $\sum Y = 0$; $\sum M = 0$)[1]. Из рис. 4.23 видно, что чем больше ширина пластины или жесткость свариваемых элементов, тем меньше искажается форма конструкции (в данном случае меньше прогиб).

[1] *Николаев Г.А.* Сварные конструкции. — М.: Машгиз, 1953. — С. 350.

В реальных случаях при сварке происходит перераспределение температуры. При этом область *2* в результате повышения температуры удлиняется. Соответственно уменьшаются растягивающие напряжения в остывающем металле, а следовательно, и вероятность образования трещин в интервале высоких температур.

При малой жесткости появление горячих трещин более вероятно[1]. Положение меняется, когда при остывании механические свойства (модуль упругости) становятся близкими к значению в остывшем металле. Увеличение жесткости элементов в этом случае приводит к снижению остаточного искажения формы изделия и увеличению напряжений в области металла шва и околошовной зоны, а следовательно, к увеличению вероятности появления холодных трещин. Для уменьшения коробления конструкции при сварке закрепляют. Закрепление элементов (оснастку) не следует снимать до полного остывания.

Чтобы форма и размеры конструкций после сварки соответствовали проектным, при их изготовлении применяется ряд мероприятий, которые сводятся к тому, чтобы компенсировать пластическую деформацию, развивающуюся при сварке. Мероприятия могут быть предварительными, сопутствующими и последующими, т.е. проводиться после сварки.

К основным мероприятиям относятся следующие:

увеличение жесткости путем специальных закреплений свариваемых элементов (кондукторы, кассеты и т.п.);

создание деформаций обратного знака до сварки (обратный выгиб и т.п.);

пластическое деформирование обратного знака (растяжение металла шва и околошовной зоны — прокатка, проколачивание и т.п.);

местный подогрев, обычно применяемый в целях уменьшения неравномерности распределения температуры при сварке;

применение правильного порядка сварки; при выполнении ряда швов первыми следует делать швы, ближе всего расположенные к центру тяжести сечения свариваемого элемента, например, в несимметричном двутавре первой должна привариваться к стенке полка большого сечения;

механическая правка деформированных изделий.

4.2. Конструирование и работа сварных соединений

При проектировании сварных соединений необходимо учитывать их неоднородность, определяемую концентрацией напряжений, изменением механических характеристик металла и наличием остаточного напряженно-деформированного состояния.

4.2.1. Стыковые соединения (выполняемые с помощью стыковых швов). Хорошо сваренные встык соединения имеют весьма небольшую концентрацию напряжений от внешних сил, поэтому прочность таких соединений при растяжении или сжатии, в первую очередь, зависит от прочностных характеристик основного металла и металла шва. Различия разделки кромок соединяемых элементов практически не влияют на статическую прочность соединения и могут не учитываться.

Сварной шов в начале и в конце, как правило, насыщен дефектами (в силу неустановившегося теплового режима сварки), поэтому начало и конец шва следует выводить на технологические планки *1* (рис. 4.24, *а* и *б*); после окончания сварки и остывания шва эти планки удаляются. В случае невозможности вывести концевые участки шва на технологические планки расчетная длина шва (с учетом дефектных участков) будет меньше его фактической длины (меньше на $2t$, где t — толщина соединяемых элементов).

Гарантировать допустимые величину и число дефектов в сварном соединении на любом его участке затруднительно, поэтому необходим контроль качества соединения.

---

[1] *Прохоров Н.Н.* Физические процессы в металлах при сварке. Внутренние напряжения и фазовые превращения. — М.: Металлургия, 1975. — С. 599.

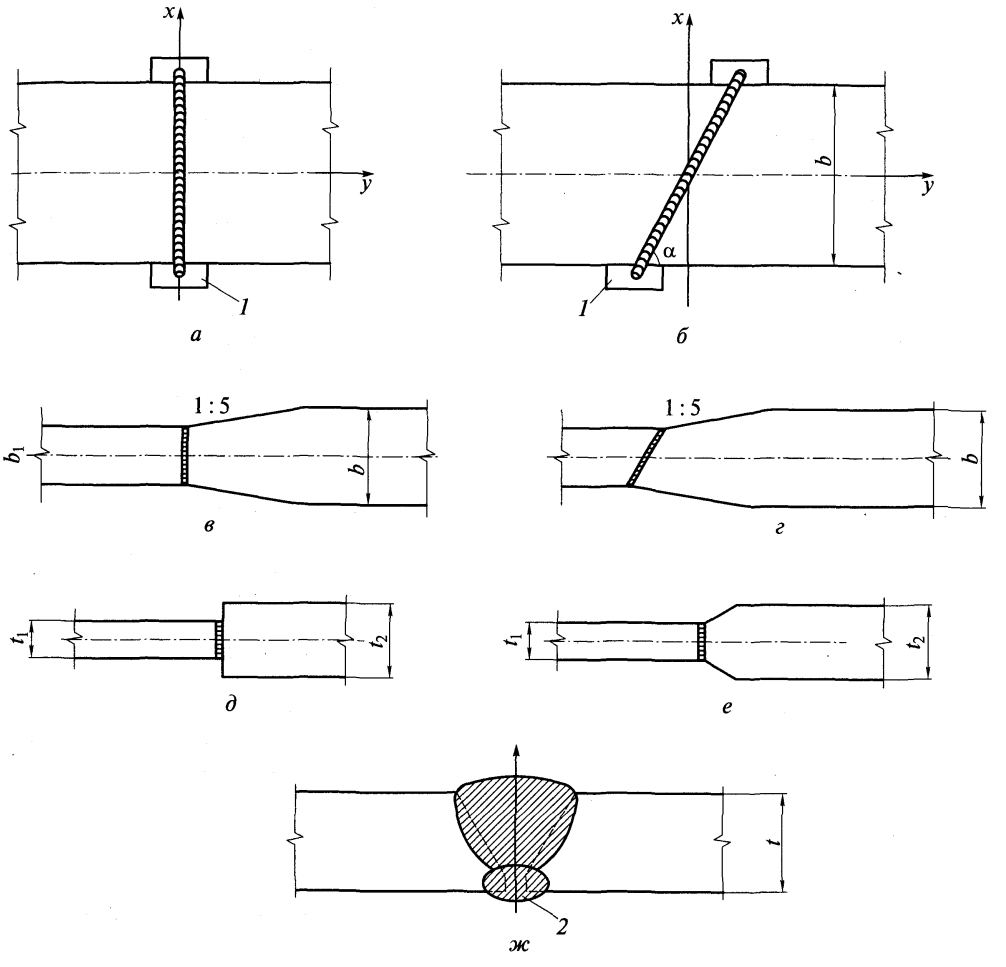


Рис. 4.24. Виды сварных стыковых соединений:

а — прямой стык; *б* — косой стык; *в*, *г* — при разной ширине соединяемых элементов; *д*, *е* — при разной толщине соединяемых элементов; *ж* — однослойный с подваркой корня; *1* — технологические планки; *2* — подварочный шов

Надежными методами контроля являются физические методы (ультразвук, рентгеновское просвечивание, просвечивание гамма-лучами). Как правило, стыки в строительных конструкциях выполняются прямыми. Лишь при невозможности (или затруднительности) использования физических методов контроля стык проектируют косым (ось шва наклонена к оси элемента, см. рис. 4.24, *б*). Большая длина шва компенсирует снижение качества металла шва в соединении.

Практика эксплуатации сварных конструкций показывает, что наклон шва 60° к оси элемента гарантирует достаточную прочность соединения. Стыковой шов, работающий в условиях сжатия, может быть прямым, и требование проверки физическими методами контроля для него необязательно, так как сжимающие напряжения тормозят развитие разрушения и наличие дефектов становится менее опасным. В этом случае при статических нагрузках можно ограничиться визуальным осмотром поверхности.

При сварке встык элементов разной ширины следует делать скосы на элементе большей ширины для снижения концентрации напряжений (рис. 4.24, *в*, *г*), при сварке же встык элементов разной толщины на элементе большей толщины делают скосы (рис. 4.24, *е*). Без скосов нормами на изготовление разрешается сваривать элементы, толщины которых отличаются не более чем на 4 мм (рис. 4.24, *д*). Скос требуется не только для снижения концентрации напряжений при стыковании элементов с большим различием толщин, но и во избежание возможности прожога элемента малой толщины, а также образования закалочной структуры в элементе большой толщины. Для более равномерного провара по толщине элемента в стыковых швах необходимо делать подварку корня шва (рис. 4.24, *ж*).

4.2.2. Соединения, выполненные с помощью угловых швов. С помощью угловых швов выполняются различные виды соединений в металлических конструкциях: тавровые, в угол, нахлесточные.

Соединения внахлестку выполняются угловыми швами; они могут быть как фланговыми, так и лобовыми.

Фланговые швы, расположенные по кромкам прикрепляемого элемента параллельно действующему усилию, вызывают большую неравномерность распределения напряжений по ширине соединения. Неравномерно работают они и по длине, так как помимо непосредственной передачи усилия с элемента на элемент концы шва испытывают дополнительные усилия вследствие разной напряженности и неодинаковых деформаций соединяемых элементов (рис. 4.25, *а*).

В соответствии с характером передачи усилий фланговые швы работают одновременно на срез и изгиб. Разрушение шва обычно начинается с конца и может происходить как по металлу шва, так и по металлу границы сплавления, особенно если наплавленный металл прочнее основного.

Лобовые швы передают усилия достаточно равномерно по ширине элемента, но крайне неравномерно по толщине шва вследствие резкого искривления силового потока при переходе усилия с одного элемента на другой (рис. 4.26). Особенно велики напряжения в корне шва. Уменьшение концентрации напряжений в соединении может быть достигнуто плавным примыканием привариваемой детали, механической обра-

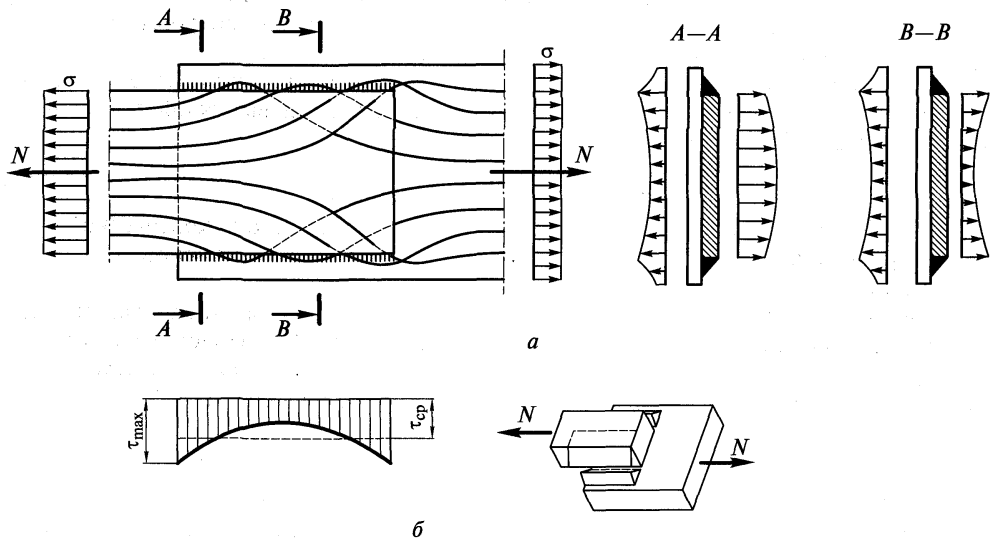


Рис. 4.25. Фланговые швы:

а — распределение напряжений в соединении с фланговыми швами; *б* — вид разрушенного шва

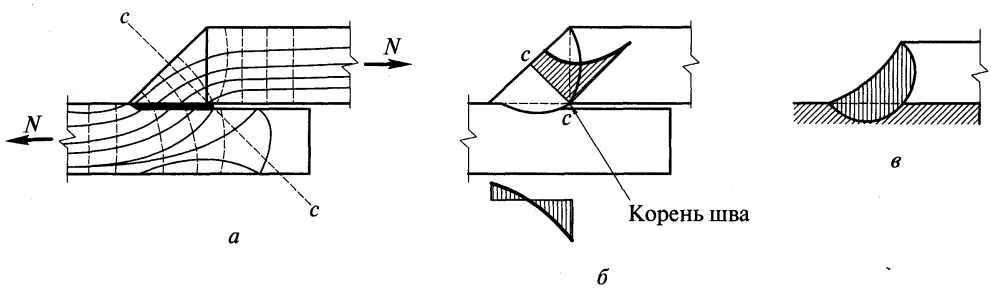


Рис. 4.26. Работа лобового шва:

а — траектория силовых линий; *б* — распределение напряжений в сечении *с—с* с учетом концентрации напряжений; *в* — сечение вогнутого лобового шва

боткой (сглаживанием) поверхности шва и конца, увеличением пологости шва (например, шов с соотношением катетов 1:1,5), применением вогнутого шва и увеличением глубины проплавления. Эти приемы уменьшения концентрации напряжений в соединении особенно желательно применять в конструкциях, работающих на переменные нагрузки и при низкой температуре.

Разрушение лобовых швов от совместного действия осевых, изгибных и срезывающих напряжений, возникающих при работе соединения, происходит аналогично разрушению фланговых швов по одному из двух сечений (по металлу шва или по металлу границы сплавления).

В нормах приведены правила проектирования соединений стальных конструкций (сварных соединений), в том числе и правила их конструирования.

4.2.3. Влияние остаточных сварочных напряжений на работу сварных конструкций. Это влияние определяется уровнем и характером распределения остаточных сварочных напряжений (ОСН), которые зависят, в свою очередь, от механических и теплофизических свойств основного металла, сварочных материалов, режима сварки (тепловложения), геометрических параметров свариваемого изделия и технологических приемов сварки (условия, при которых выполнялись сварка, закрепление элементов, порядок выполнения швов и т.п.).

В настоящее время установлено, что влияние ОСН на работу конструкций может быть как отрицательным, так и положительным. Поскольку ОСН в области металла шва и на прилегающих участках основного металла, как правило, растягивающие, то снижение работоспособности соединения происходит в условиях, когда стеснено развитие пластических деформаций. Такими условиями являются: неоднооосное напряженное состояние, низкие температуры, при которых заметно изменяются механические характеристики материала, циклическое и малоцикловое нагружения, наличие материалов, склонных к образованию закалочных структур при сварке.

При одноосном напряженном состоянии ОСН практически не влияют на прочность сварных конструкций, однако в малопластичных сталях они могут привести к преждевременному исчерпанию пластичности. Металл шва и околошовной зоны (рис. 4.27), как правило, растянут до величин напряжений, равных пределу текучести. Металл в области *I* течет и не воспринимает растягивающих напряжений от нагрузки. Растяжение в области *I* уравновешивается сжатием в областях *II* (заштрихованные участки эпюры).

В результате предельное усилие при растяжении силой $N_{пред}$ остается таким же, как и в полосе без остаточных напряжений:

$$N_{пред} = t\sigma_т b,$$

где t — толщина полосы; $\sigma_т$ — предел текучести; b — ширина полосы.

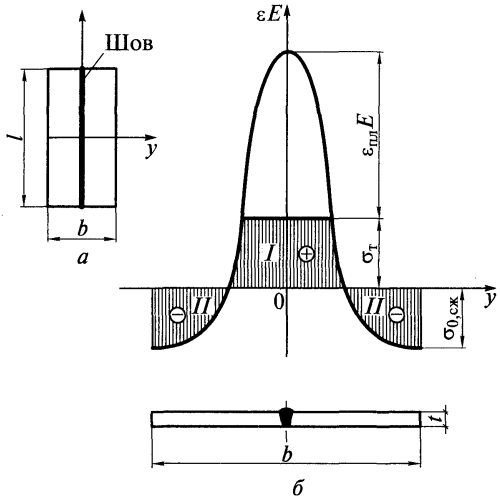


Рис. 4.27. Распределение остаточных сварочных напряжений и соответствующих им деформаций при сварке встык полос по длинной стороне:

а — схема образца; *б* — эпюра напряжений

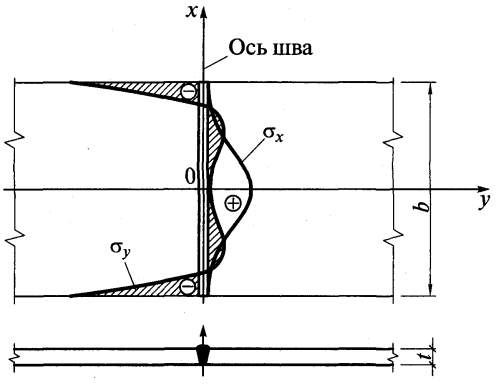


Рис. 4.28. Распределение остаточных сварочных напряжений в пластине, сваренной встык по короткой (торцевой) стороне

Однако растяжение в области *I* может привести к более раннему исчерпанию пластичности. Сжатие в области *II* приводит к сокращению общей длины элемента (продольной усадке). Если швы расположены несимметрично относительно оси полосы, то возникает кривизна полосы (см. рис. 4.23).

В строительных сталях явление исчерпания пластичности в результате сварки практически не наблюдается, так как строительные стали пластичны и до достижения величины пластических деформаций остается большой запас. Пластическая составляющая остаточных сварочных деформаций равна примерно 1—1,5 %, в то время как предельное удлинение строительных сталей на порядок больше.

При неоднооосном распределении напряжений ОСН могут быть одной из причин появления трещин.

При сварке строительных конструкций часто возникает двухосное поле остаточных напряжений. На рис. 4.28 представлены остаточные напряжения в стыковом соединении двух пластин, сваренных по короткой стороне. Кромки пластин не закреплены от смещения и могут свободно перемещаться в направлении как оси *x*, так и оси *y*, но закреплены от поворота (стык собран на прихватках). При закреплении кромок, параллельных шву, существенно изменится поперечная составляющая напряжений (напряжения σ_y, перпендикулярные шву).

Закрепление от смещения кромки, параллельной оси шва, добавит растягивающие напряжения от невозможности свободного перемещения при остывании соединения. При проектировании соединений следует стремиться к тому, чтобы не было большого числа швов, сосредоточенных в одном месте. При изготовлении и особенно монтаже нужно располагать закрепление с учетом возможности более или менее свободного перемещения отдельных участков соединения относительно друг друга.

В качестве примера рассмотрим укрупнительный стык двутавровой балки и оценим в первом приближении влияние порядка выполнения швов (порядка сварки) (рис. 4.29). При сварке на заводе оставляют недоваренными концевые участки швов (роспуски). Предполагаем, что нагрузка приложена к верхнему поясу балки. Первым сваривают стык (шов *1*) стенки как наиболее гибкого элемента (из плоскости стенки) и поэтому оказывающего наименьшее сопротивление сокращению размеров при сварке последующих швов (стыковые швы полок). Вторым сваривают стык *2*, создающий некоторый строительный подъем в балке, а третьим — стык *3*, не полностью компенсирующий

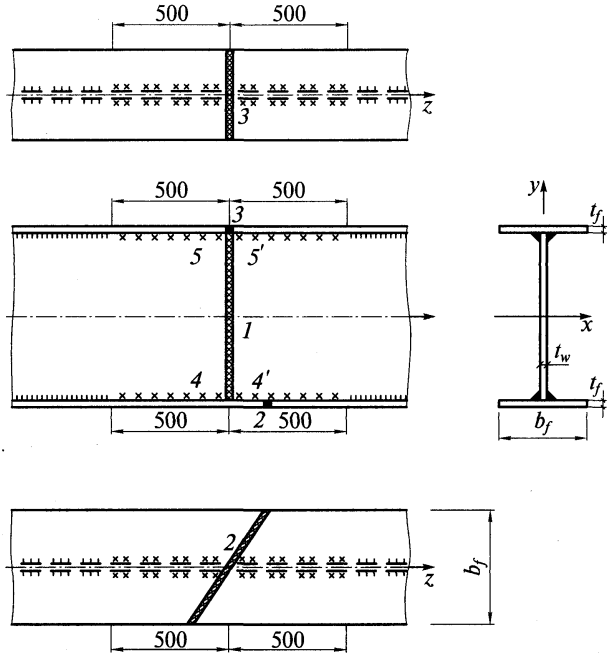


Рис. 4.29. Порядок сварки укрупнительного стыка двутавровой балки

изгиб при выполнении шва *2*, в результате строительный подъем остается. Далее завариваются швы *4* и *4′* а затем *5* и *5′*.

При наличии роспусков уменьшается вероятность возникновения трещин в стыковых швах поясов двутавровых элементов. В жестких элементах (двутаврах) при отсутствии роспуска поперечная усадка стыкового шва реализуется на очень маленькой базе (практически на ширине шва), что приводит к большим сварочным напряжениям в соединении. Роспуск позволяет деформироваться отдельно от стенки полкам балки. Усадка реализуется на базе, равной величине роспуска. При этом относительные деформации поясов, а следовательно, и напряжения существенно снижаются. Необходимая величина роспуска зависит прежде всего от размеров свариваемых конструкций. Однако, как показывает практика изготовления конструкций, при поперечной усадке, равной примерно 1 мм (что соответствует сварке стыков поясов балок в строительных конструкциях), достаточно оставлять несваренными концевые участки поясных швов длиной по 500 мм с каждой стороны стыка.

На устойчивость сжатых стержней остаточные сварочные напряжения оказывают как отрицательное, так и положительное действие[1]. Швы, удаленные от центра тяжести сечения (например, в коробчатом сечении стержня, как правило повышают несущую способность сжатого стержня. При сварке двутавров поясные швы также несколько повышают несущую способность стержня как при центральном сжатии, так и при внецентренном, когда эксцентриситет расположен в плоскости стенки. Устойчивость понижается, когда эксцентриситет расположен в плоскости, параллельной полкам двутавра, так как напряжения на краях полок будут складываться с напряжениями от

[1] *Окерблом Н. О.* Конструктивно-технологическое проектирование сварных конструкций. — М.—Л.: Машиностроение, 1964. — С. 419.

нагрузки. Эффект влияния ОСН на устойчивость существенно зависит от соотношения тепловложения (сечения швов) и геометрических параметров стержня. Влияние не проявляется при малых (меньше 30) и больших (больше 150) значениях гибкости.

4.3. Расчет сварных соединений

При расчете сварных соединений прежде всего необходимо учитывать вид соединения, способ сварки (автоматическая, полуавтоматическая, ручная) и сварочные материалы, соответствующие основному материалу конструкции (табл. 55* СНиП II-23-81*).

4.3.1. Расчет стыковых сварных соединений. Расчет стыковых сварных соединений при действии осевой силы N, проходящей через центр тяжести соединения, выполняют по формуле

$$N/(tl_w) \le R_{wy}\gamma_c, \tag{4.12}$$

где t — наименьшая из толщин соединяемых элементов; l_w — расчетная длина, равная полной его длине, уменьшенной на $2t$, или полной его длине, если концы шва выведены за пределы стыка (например, на технологические планки, см. рис. 4.24); R_{wy} — расчетное сопротивление стыковых сварных соединений по пределу текучести (см. СНиП II-23-81* и прил. 5); γ_c — коэффициент условия работы (см. прил. 14).

При расчете сварных стыковых соединений элементов из стали с отношением $R_u/\gamma_u > R_y$, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, а также в конструкциях из стали с пределом текучести $R_{un} > 440$ Н/мм^2 вместо R_{wy} следует принимать R_{wu}/γ_u, т.е. считать достижение предельного состояния по временному сопротивлению металла шва. Усиление шва и концентрация напряжений в стыковом соединении в расчете не учитываются ввиду их незначительного влияния.

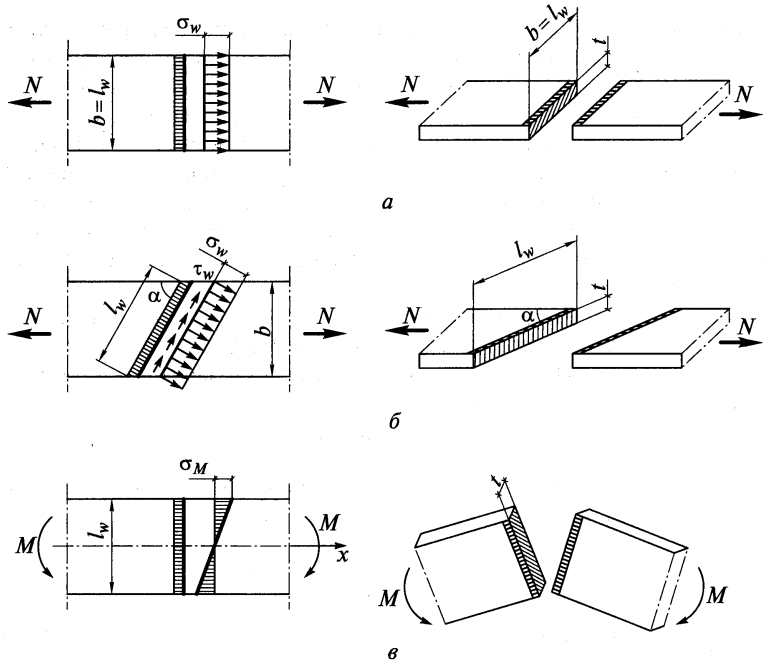


Рис. 4.30. Расчетные схемы стыковых швов:

а — на продольную силу; *б* — на продольную силу стыка с косым швом; *в* — на изгиб

При отсутствии физических методов контроля расчетное сопротивление металла шва (при растяжении и изгибе) по нормам составляет $R_{wy} = 0{,}85R_y$. Для того чтобы соединение было равнопрочным основному элементу, длина шва должна быть больше размера b (см. рис. 4.24, *б* и 4.30, *б*), поэтому в соединении применяют косой шов. Косой шов с наклоном реза α при $\mathrm{tg}\alpha = 2:1$, как правило, равнопрочен с основным металлом и поэтому не требует проверки прочности. При действии сдвигающей силы Q на стыковой шов в шве возникают срезывающие напряжения τ_w.

Расчетное сопротивление сварного шва при сдвиге $R_{ws} = R_s$, где R_s — расчетное сопротивление основного металла на сдвиг.

Если по какой-то причине расчетное сопротивление металла шва в стыковом соединении R_{ws} окажется меньше расчетного сопротивления основного металла R_s, проверку выполняют по сечению металла шва.

В отдельных случаях, когда необходимо снизить напряжение, например при вибрационной нагрузке, приходится рассчитывать и косые швы. Разложив действующее усилие на перпендикулярное оси шва и действующее вдоль шва, находим (см. рис. 4.30, *б*):

перпендикулярно шву

$$\sigma_w = N\sin\alpha/(tl_w) \le R_{wy};$$

вдоль шва

$$\tau_w = N\cos\alpha/(tl_w) \le R_{ws},$$

где $l_w = b/\sin\alpha - 2t$ — расчетная длина косого шва.

Сварные стыковые соединения, выполненные без применения физических методов контроля качества, при одновременном действии в шве нормальных напряжений, σ_{wx} и σ_{wy}, действующих по взаимно перпендикулярным направлениям x и y, и касательных напряжений τ_{wxy}, следует проверять по формуле

$$\sqrt{\sigma_{wx}^2 + \sigma_{wy}^2 - \sigma_{wx}\sigma_{wy} + 3\tau_{wxy}^2} \le 1{,}15R_{wy}\gamma_c. \qquad (4.13)$$

4.3.2. Расчет соединений с угловыми швами. Разрушение сварных соединений с угловыми лобовыми и фланговыми швами возможно как по металлу шва, так и по металлу границы сплавления (рис. 4.31). В соответствии с этим расчет сварного соединения при действии силы N, проходящей через центр тяжести соединения, следует выполнять по одному из двух сечений: сечению *1* по металлу шва и сечению *2* — по металлу границы сплавления (рис. 4.32) в зависимости от того, какое сечение более опасно. Несмотря на то что угловые швы работают всегда в условиях сложного напряженного состояния, характер их разрушения показывает, что доминирующим напряжением является срезывающее. Поэтому технические нормы и правила допускают производить расчет на срез, названный условным срезом.

Расчетная площадь сечения шва при разрушении по металлу шва $A_{wf} = \beta_f k_f l_w$, при разрушении по металлу границы сплавления $A_{wz} = \beta_z k_f l_w$.

Если $\beta_f R_{wf}/(0{,}45\beta_z R_{un}) < 1$, то расчетным сечением является сечение по металлу шва и напряжение:

$$\tau_{wf} = N/(\beta_f k_f l_w) \le R_{wf}\gamma_c. \qquad (4.14)$$

Если $\beta_f R_{wf}/(0{,}45\beta_z R_{un}) > 1$, то проверка прочности соединения выполняется по металлу границы сплавления, тогда

$$\tau_{wz} = N/(\beta_z k_f l_w) \le R_{wz}\gamma_c; \qquad R_{wz} = 0{,}45R_{un}, \qquad (4.15)$$

где N — усилие, проходящее через центр тяжести соединения; l_w — расчетная длина шва в сварном соединении, равная суммарной длине всех его участков за вычетом 1 см; β_f и β_z — коэффициенты, принимаемые по табл. 34* СНиП II-23-81* и учитывающие проплавление металла при сварке.

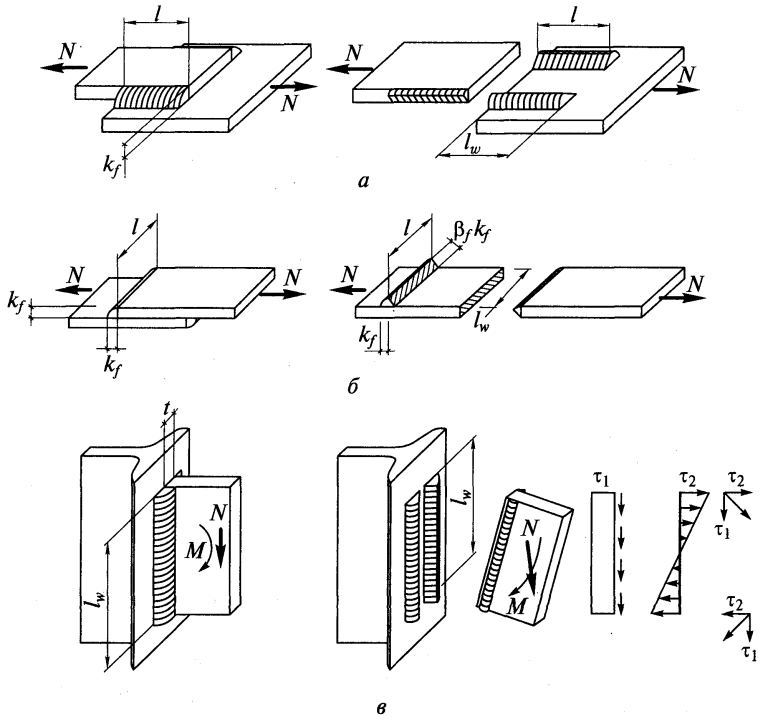


Рис. 4.31. Расчетные схемы угловых швов:

а — разрушение соединений с фланговыми швами; *б* — с лобовыми швами; *в* — работающих на изгиб и срез

Коэффициенты β_f и β_z представляют собой отношение минимальных размеров среза шва к катету шва (см. рис. 4.32). При ручной сварке, когда глубина проплавления невелика и заштрихованную площадь на рис. 4.32, *б* можно считать равносторонним треугольником, $\beta_f = \cos 45° \cong 0{,}7$.

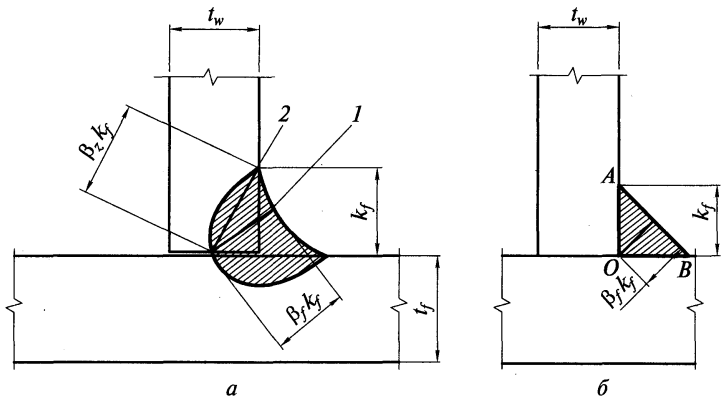


Рис. 4.32. Расчетные сечения шва:

а — при глубоком проплавлении; *б* — при треугольной расчетной схеме; *1* — по металлу шва; *2* — по металлу границы сплавления

Из формул (4.4) и (4.5) можно определить требуемый катет шва. Однако катет шва k_f не должен быть меньше указанного в табл. 38* СНиП II-23-81*.

Чем меньше отношение катета шва k_f (или толщины шва) к толщине свариваемого металла k_f/t, тем больше скорость охлаждения металла соединения. Слишком большая скорость охлаждения может привести к охрупчиванию металла шва и повышению его склонности к образованию трещин.

При расчете сварного соединения с угловыми швами на одновременное действие продольной силы N, поперечной силы Q и момента M должны быть также выполнены условия:

$$\tau_f \leq R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c \text{ и } \tau_z \leq R_{wz}\gamma_{wz}\gamma_c,$$

где τ_f и τ_z — напряжения в расчетной точке сечения сварного соединения соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления, определяемые по формуле

$$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + (\tau_N + \tau_{My})^2 + \tau_Q^2}. \quad (4.16)$$

В некоторых случаях (при неудобном расположении угловых швов) нахлесточные соединения элементов толщиной до 4 мм допускается осуществлять точечным швом при дуговой сварке и сквозном проплавлении.

4.4. Конструктивные требования к сварным соединениям

Конструктивные требования к сварным соединениям указаны в Строительных нормах и правилах. Требования предусматривают надежность работы соединения, удобство выполнения сварочных работ и наибольшую экономичность конструкции. Конструктивная форма соединения должна по возможности соответствовать механизированным способам изготовления.

В конструкциях со сварными соединениями возможность применения механизированных способов сварки предусматривает такое расположение сварных швов, при котором максимально сокращается необходимость кантовки конструкции при ее изготовлении и обеспечивается свободный доступ к местам наложения швов с учетом выбранного способа и технологии сварки. Доступность при выполнении автоматической и полуавтоматической сварки обусловливается габаритными размерами сварочных головок, тракторов и положением швов в пространстве; например, предельные размеры стенок и полок балок, свариваемых сварочным трактором АДФ-1003 и сварочной головкой А-639, приведены на рис. 4.33.

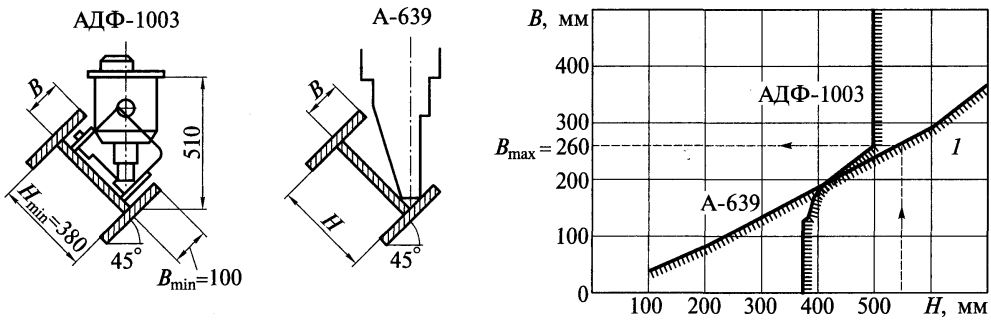


Рис. 4.33. Предельные размеры сварного элемента при сварке трактором АДФ-1003 и сварочной головкой А-639:

1 — область допускаемых размеров балок

Чтобы уменьшить сварочные деформации (искажение формы), следует стремиться к наименьшему объему сварки в конструкции, применяя швы наименьшей толщины (наименьшего катета), полученные по расчету или по конструктивным соображениям; необходимо избегать близкого расположения швов друг к другу, образования швами замкнутых контуров и ориентации швов поперек направления действующих в стержне растягивающих напряжений в случае, когда концы стержня закреплены от смещения при сварке.

Сварные стыки балок, колонн следует выполнять без накладок, встык, с двусторонней сваркой и полным проплавлением либо односторонней сваркой с подваркой корня шва или на подкладках, с выведением концов шва на технологические планки с последующей их обрезкой и зачисткой. Толщина стыковых швов принимается равной меньшей из толщин стыкуемых элементов. В зависимости от толщины свариваемых элементов катет угловых швов рекомендуется принимать не менее указанного в табл. 34* СНиП II-23-81*.

Наибольший катет углового шва в зависимости от толщины соединяемых элементов может быть равен $k_{f\max} = 1{,}2t$ (где t — наименьшая из толщин свариваемых элементов); наибольший катет углового шва вдоль «обушка» уголка также может быть доведен до $1{,}2t$ (где t — толщина полки уголка).

Кромки прокатных профилей имеют закругления, и наибольшую толщину углового шва вдоль этой кромки рекомендуется принимать равной $0{,}9t$, где t — толщина полки. При ручной сварке за один проход может быть выполнен шов толщиной до 8 мм; более толстые швы (20—25 мм) получают путем многослойной сварки.

Швы различной толщины сваривают током разной величины, поэтому для упрощения сварочных работ в одной отправочной марке желательно иметь не более двух-трех различных толщин швов. Наименьшая длина углового шва из-за большой концентрации напряжений и наличия дефектов в начале и конце шва должна быть не менее $4t$ или не менее 40 мм.

Наибольшая длина фланговых швов, вводимых в расчет, также ограничена в соответствии с требованием норм и должна быть не более $85\beta_f k_f$, так как фактические напряжения по длине шва распределены неравномерно (см. рис. 4.25) и при длинных швах его крайние участки испытывают перенапряжение, а средние — недонапряжение по сравнению с расчетным значением. Это ограничение длины не относится к швам, в которых усилие, воспринимаемое швом, возникает на всем его протяжении, например к поясным швам в балках.

Напуск листов в соединениях внахлестку должен составлять не менее пяти толщин наиболее тонкого из соединяемых элементов.

В конструкциях, воспринимающих статические нагрузки, катеты фланговых и лобовых швов следует принимать, как правило, одинаковыми. При соединении листов разной толщины или ширины рекомендуется делать односторонний или двусторонний скос кромок с уклоном не более 1:5.

4.5. Особенности работы сварных соединений при действии циклических нагрузок

Общие закономерности работы конструкций на действие циклических нагрузок и прочность с учетом хрупкого разрушения, изложенные ранее, остаются в силе и для сварных соединений.

Концентрация напряжений, оказывающая значительное влияние на выносливость и хрупкую прочность конструкций, в сварных соединениях часто усиливается вследствие суммирования рабочих напряжений с начальными сварочными. Таким образом, выносливость и хрупкая прочность конструкции в зоне сварного соединения будет сильно зависеть от типа соединения и формы шва.

Так, для стыковых сварных соединений, выполненных с выводом концов швов на технологические планки и с подваркой корня шва, выносливость и хрупкая прочность

близка к соответствующей выносливости и прочности основного металла, а при отсутствии подварки корня шва она снижается в несколько раз. Вибрационная прочность соединений с угловыми швами значительно ниже, чем стыковых соединений. Поэтому для соединений, работающих на вибрационные нагрузки, возможно применение угловых швов только улучшенной формы (пологих, вогнутых, с обработанной поверхностью и т.п.).

Вибрационная прочность К-образных швов выше, чем обычных угловых, и ниже, чем стыковых швов. Такую же прочность имеют парные угловые швы в тавровых соединениях, выполненных автоматической сваркой, при полном проплавлении стенки. Приварка к элементу дополнительных деталей (выступающих фасонок, ребер и т.п.) отрицательно сказывается на вибрационной работе элемента. Разделка кромок не влияет на вибрационную прочность, но для конструкций, работающих на вибрационную нагрузку, совершенно обязательна подварка корня шва.

Повышению вибрационной прочности способствуют все мероприятия по снижению концентрации напряжений в соединениях, приведенные выше. Помимо формы и вида шва на вибрационную прочность оказывают большое влияние дефекты сварки и основного металла, а в соответствии с этим — и технология сварки. В качестве основного металла обычно применяют стали спокойной плавки.

Непровары швов сильно снижают вибрационную прочность соединении.

В тавровых соединениях (например, поясах подкрановых балок) необходимо полностью проплавлять стенку балки. Вибрационная прочность понижается с увеличением областей напряженных переохлажденных структур в околошовной зоне. В соответствии с этим следует так подбирать технологический процесс, чтобы размер этих зон был наименьшим.

При низких температурах ударная вязкость сварных швов неодинакова для разных точек зоны термического влияния шва; для некоторых зон с переохлажденной, а также крупнозернистой структурой она имеет весьма низкие значения. Сварные соединения, выполненные на морозе, имеют обычно пониженные значения ударной вязкости, что еще раз подтверждает необходимость специальной технологии сварки на морозе.

К мероприятиям по увеличению вибрационной прочности швов можно отнести их предварительную «тренировку» — загружение конструкции нагрузками выше номинальных.

4.6. Сварные соединения в конструкциях из алюминиевых сплавов

В сварных конструкциях применяются деформируемые алюминиевые сплавы. Недеформируемые (литейные сплавы) используются, как правило, только в отливках.

За исключением некоторых особенностей конструирование и расчет сварных конструкций из алюминиевых сплавов принципиально не отличается от конструирования и расчета соединений в стальных конструкциях. Особенности эти обусловлены теплофизическими и механическими характеристиками алюминиевых сплавов. Большая теплопроводность требует концентрированных источников тепла. Часто используется аргонно-дуговая сварка неплавящимся электродом, что не исключает применения других способов сварки. Низкое значение модуля упругости приводит к необходимости применять способы снижения деформативности, например пластическое предварительное деформирование (нагартовку) элементов конструкций. При сварке в этом случае происходит разупрочнение металла в области сварного соединения. Это явление компенсируется правильным выбором режима сварки, выбором сварочных материалов, обработкой соединений после сварки (термическая и механическая), а также назначением соответствующих коэффициентов надежности при проектировании конструкций. Основные положения по расчету и конструированию конструкций из алюминиевых сплавов приведены в соответствующей главе норм.

4.7. Примеры расчета сварных соединений

Пример 4.1. Проверить прочность стыкового соединения. Полоса растянута силой N. Физические методы контроля качества сварного соединения отсутствуют. Ось шва наклонена к оси полосы x (см. рис. 4.30) под углом 60°. Материал полосы — сталь С345. Сварка полуавтоматическая, выполняется в среде углекислого газа проволокой Св-08Г2С с применением технологических планок. Нормативное сопротивление металла шва R_{wun} = = 490 Н/мм^2 = 49 кН/см^2. Расчетное сопротивление стыковых сварных соединений на растяжение по пределу текучести $R_{wy} = 0{,}85R_y$. Для толщины полосы t = 10 мм R_y = 33,5 кН/см^2.

Предельное значение усилия, которое может выдержать полоса в сечении по основному металлу, равно $N = R_y b t \gamma_c$. Коэффициент условия работы γ_c = 1, ширина полосы b = 300 мм, толщина полосы t = 10 мм. Следовательно, $N = 33{,}5 \cdot 30 \cdot 1 \cdot 1 = 1005$ кН.

Раскладываем усилие N на составляющие. Усилие, перпендикулярное оси шва (нормальное), $N_\sigma = N\sin\alpha = 1005 \cdot 0{,}866 = 870{,}33$ кН.

Усилие, направленное вдоль оси шва (тангенциальное), $N_\tau = N\cos\alpha = 1005 \cdot 0{,}5 =$ = 502,5 кН.

Площадь расчетного сечения шва $A_w = tb/\sin\alpha = 1 \cdot 30/0{,}866 = 34{,}64$ см^2.

Расчетное сопротивление металла стыкового шва растяжению для стали С345 (без физического контроля качества) $R_{wy} = 0{,}85R_y = 0{,}85 \cdot 33{,}5 = 28{,}48$ кН/см^2.

Напряжения $\sigma = N_\sigma/A_w = 870{,}33/34{,}64 = 25{,}12 < R_{wy} = 28{,}48$ кН/см^2.

Напряжения от сдвигающего усилия $\tau = N_\tau/A_w = 502{,}5/34{,}64 = 14{,}51$ кН/см$^2 < R_{ws}$ = = 19,52 кН/см^2.

Расчетное сопротивление металла стыкового шва сдвигу $R_{ws} = R_s = 0{,}58R_{un}/\gamma_m = (0{,}58 \cdot 34{,}5/$ $/1{,}025) = 19{,}52$ кН/см^2.

Стыковой шов, выполненный под углом 60° к оси полосы, удовлетворяет условиям прочности без физического контроля качества.

Пример 4.2. Рассчитать прикрепление растянутого стержня из стали С345, состоящего из двух равнополочных уголков ⌋⌊ 80×7 мм, к фасонке из такой же стали толщиной t = 12 мм (рис. 4.34). Сварка полуавтоматическая в углекислом газе проволокой Св-08Г2С.

Усилие N, проходящее через центр тяжести сечения стержня, равно 700 кН. На один уголок действует $N_1 = 0{,}5N = 350$ кН. Распределяем усилие, приходящееся на один уголок между швами на обушке уголка и на пере.

При равнополочных уголках на обушок действует усилие $0{,}7N_1 = 0{,}7 \cdot 350 = 245$ кН (усилия распределяются в соотношении, обратно пропорциональном расстояниям от центра тяжести сечения стержня до швов, см. рис. 4.34). Усилие на пере $0{,}3N_1 = 105$ кН. Определяем расчетное сечение соединения.

По границе сплавления $R_{wz}\beta_z = 0{,}45R_{un}\beta_z = 1{,}05 \cdot 0{,}45 \cdot 47 = 22{,}21$ кН/см^2; для фасонки толщиной 12 мм $R_{un} = 47$ кН/см^2. По металлу шва $\beta_f R_{wf} = 0{,}9 \cdot 21{,}5 = 19{,}35$ кН/см^2.

Коэффициенты β_f и β_z определяем по табл. 34 *СНиП II-23-81*. Расчетное сопротивление R_{wf} по табл. 56 СНиП равно 21,5 кН/см^2; $\beta_z R_{wz} = 22{,}21 > \beta_f R_{wf} = 19{,}35$. Расчетным сечением является сечение по металлу шва, согласно табл. 38 *СНиП при толщине фасонки t = 12 мм минимальный катет шва $k_{f\min} = 6$ мм. При толщине уголка 7 мм максимальное значение катета шва $k_{f\min} = 0{,}9t = 0{,}9 \cdot 7 = 6{,}3$ мм. Принимаем катеты швов на обушке и пере одинаковыми: $k_f = 6$ мм. Требуемая длина шва на обушке уголка l_{w1} = = $0{,}7N_1/\beta_f k_f R_{wf} = 245/0{,}9 \cdot 0{,}6 \cdot 21{,}5 = 21{,}1$см.

Требуемая длина шва на пере уголка $l_{w2} = 0{,}3N_1/\beta_f k_f R_{wf} = 105/0{,}9 \cdot 0{,}6 \cdot 21{,}5 = 9{,}0$ см.

Предельная расчетная длина равна $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}6 = 45{,}9$ см = 459 мм > 211 мм.

Можно считать, что шов работает равномерно на всей длине.

Учитывая непровар и кратер в концевых участках шва, имеем: на обушке $l_{w1} + 1 \approx 22$ см; на пере $l_{w2} + 1 \approx 10$ см (см. рис. 4.34).

Как правило, катеты швов на обушке и пере уголков принимаются одинаковыми. Разная величина катетов усложняет изготовление конструкций, так как при этом необходимо менять режим сварки.

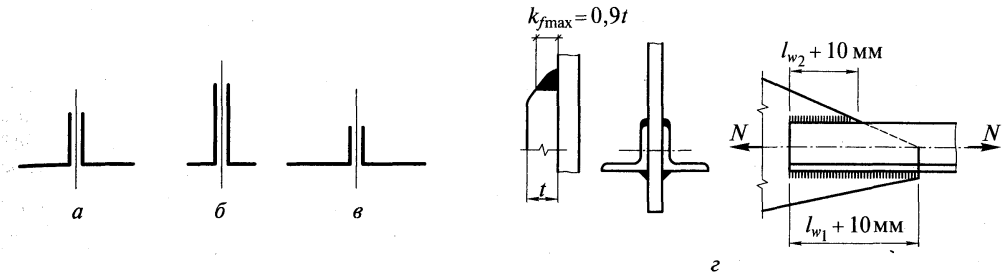


Рис. 4.34. Прикрепление уголков к фасонке:

а — равнобоких; *б* — неравнобоких, соединенных большими полками вместе; *в* — неравнобоких, соединенных маленькими полками вместе; *г* — соединение уголков с фасонкой

Пример 4.3. Рассчитать соединение столика с колонной. Усилие, воспринимаемое столиком, $N = 1000$ кН (рис. 4.35). Эксцентриситет приложения силы N мал, им пренебрегаем. Материал колонны и столика — сталь С255. Нормативное сопротивление листового проката при толщине листа более 20 мм $R_{un} = 370$ Н/мм^2 = 37 кН/см^2. Расчетное сопротивление $R_y = 230$ Н/мм^2 = 23 кН/см^2. Сварка выполняется в среде углекислого газа проволокой Св-08Г2С.

Согласно нормам и техническим условиям (см. табл. 4* и 56 СНиП) нормативное сопротивление металла шва, взятое по временному сопротивлению $R_{wun} = 490$ Н/мм^2 = = 49 кН/см^2. Расчетное сопротивление металла углового шва срезу (условному) $R_{wf} =$ = 215 Н/мм^2 = 21,5 кН/см^2. Расчетное сопротивление металла по границе сплавления $R_{wz} =$ = 0,45 · 37 = 16,65кН/см^2.

Зададимся катетом шва $k_f = 12$ мм. Согласно табл. 34 СНиП при нижнем положении шва и диаметре проволоки $d = 1{,}4$ мм; $\beta_f = 0{,}8$; $\beta_z = 1$. Определяем расчетное сечение шва; $\beta_f R_{wf} = 0{,}8 \cdot 21{,}5 = 17{,}2$ кН/см^2; $\beta_z R_{wz} = 1 \cdot 16{,}65 = 16{,}65$ кН/см^2.

Поскольку $\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$, расчетным сечением является сечение по металлу границы сплавления.

Ширина столика $b = 200$ мм. Столик приварен тремя швами (рис. 4.35, *а*): двумя фланговыми и одним лобовым. Сила N приложена в центре тяжести сечения столика. Нормы и технические условия разрешают учитывать общую длину швов.

При расчете по металлу границы сплавления расчетная длина швов $l_w = N/(\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c)$; $\gamma_c = 1$. Катет шва $k_f = 12$ мм. Следовательно, $l_w = 1000/(1 \cdot 1{,}2 \cdot 16{,}65) = 50$ см.

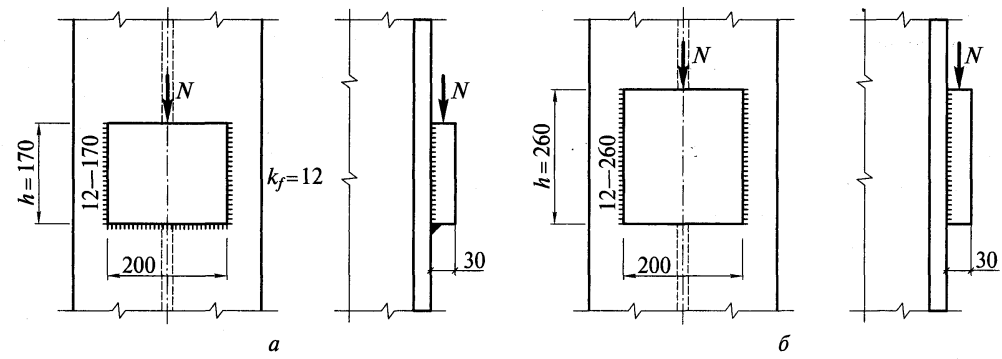


Рис. 4.35. Расчетные схемы прикрепления столика к колонне при незначительной величине эксцентриситета:

а — комбинация фланговых и лобового шва; *б* — с фланговыми швами

Расчетная длина лобового шва равна 20 – 1 = 19 см. Требуемая длина флангового шва l_{w1} = (50 – 19)/2 = 15,5 см. Требуемая высота столика с учетом 10 мм на непровар и кратер в концевых участках шва $h_{тр}$ = 15,5 + 1 = 16,5 см. Принимаем h = 170 мм.

При пластичном металле сварного шва такое соединение достаточно надежно. В случае малопластичного металла фланговый и лобовой швы будут работать неравномерно и лобовой шов окажется перегруженным как менее деформативный. В этом случае в запас прочности можно считать, что все нагрузки от столика на колонну передаются только через фланговые швы (рис. 4.35, *б*). Тогда l_w = 50 см распределяется между двумя швами. Высота столика h = 50/2 + 1 = 26 см. Принимаем высоту столика h = 260 мм.

При опирании на столик балок следует учитывать возможную непараллельность торцов опорного ребра балки и столика вследствие неточности при изготовлении и в связи с этим неравномерную передачу давления между торцами. При этих условиях длину одного флангового шва определяют из условия: $l_w = 1{,}3N/(2\beta_z k_f R_{wz}) = 1{,}3 \cdot 1000/(2 \cdot 1 \cdot 1{,}2 \cdot 16{,}65) =$ = 32,5 см. Высота столика $h = l_w + 1 = 32{,}5 + 1 = 33{,}5$ см. Принимаем высоту столика h = 340 мм.

4.8. Контроль качества сварки и сварных соединений

Контроль качества сварочных работ начинается еще до того, как сварщик приступил к работе. Он заключается в контроле качества основного металла, сварочных материалов (электродов, сварочных проволок, флюса, газов и т.д.); заготовок, деталей, поступающих на сборку; состояния сварочной аппаратуры, приспособлений и инструментов; квалификации сварщиков и входном контроле рабочей технологической документации. Все эти мероприятия носят название предварительного контроля — входной контроль.

В процессе сварки проверяют внешний вид шва, его геометрические размеры, производят обмер изделий; осуществляют постоянный контроль за соблюдением параметров режима сварки и исправностью сварочного оборудования; наблюдают за правильностью выполнения технологического процесса. Указанные операции составляют текущий контроль — операционный контроль.

Последней контрольной операцией является проверка качества сварки в готовом изделии. Он осуществляется следующими видами контроля: внешним осмотром и обмером сварных соединений и конструкции в целом; испытаниями сварных соединений на плотность; просвечиванием рентгеновскими и гамма-лучами; ультразвуковым контролем; магнитными методами контроля; цветной дефектоскопией и т.д. В определенных случаях проводятся также металлографические исследования и механические испытания сварных соединений — приемочный контроль.

Вид контроля качества готового изделия выбирают в зависимости от назначения изделия и требований, которые к нему предъявляются техническими условиями, ГОСТами, СНиПами и др. Например, ГОСТ 23118—99 — Приложение Б — требования к качеству сварных соединений; СНиП 3.01.01-85 — входной и пооперационный контроль.

4.8.1. Основные дефекты и причины их образования. К дефектам сварных соединений относят различные отклонения от установленных норм и технических требований, которые уменьшают прочность и эксплуатационную надежность и могут привести к разрушению всей конструкции.

Дефекты могут быть наружными и внутренними.

Наружные дефекты — это нарушение размеров и формы шва, подрезы, прожоги, наплывы, кратеры, свищи и поверхностные окисления, трещины. Нарушение размеров и формы шва выражается в неодинаковой ширине шва по его длине, неравномерном катете угловых швов, чрезмерной выпуклости или вогнутости и резких переходах от основного металла к наплавленному.

Подрез — дефект в виде углубления по линии сплавления сварного шва и основного металла, образуется при неправильном положении электрода, при избытке подводимого

тепла, при завышенной скорости сварки. Подрез ослабляет сечение шва и является концентратором напряжений (рис. 4.36).

Кратер шва образуется при преждевременном обрыве дуги или в конце шва. Глубина кратера зависит от величины тока. В процессе сварки дуга оказывает газодинамическое воздействие на жидкий металл шва и при резком обрыве дуги металл кристаллизуется в виде воронки, в основании которой и на стенках имеются трещины и другие включения. Кратер шва в конструкциях не допускается (рис. 4.37).

Непровар — это не полное расплавление кромок. Образуется в результате неправильного выбора режима сварки, отсутствия разделки свариваемых кромок, смещения оси электрода относительно зазора между свариваемыми кромками. Непровар ослабляет сечение шва, создает концентрацию напряжений (рис. 4.38).

Свищ — дефект в виде воронкообразного углубления в сварном шве. Образуется из раковины или большой поры при кристаллизации металла. Причина — плохая подготовка поверхности свариваемых кромок.

Поверхностное окисление в виде пленки окислов или окалины на поверхности сварного соединения возникает из-за плохой защиты зоны сварки, качества газа, подготовки кромок, недостаточного расхода газа, большого вылета электрода и т.д.

Трещины возникают из-за больших растягивающих внутренних напряжений и деформаций, повышенного содержания серы и фосфора, чрезмерного увеличения скорости сварки, неправильного выбора сварочных материалов, чрезмерно жесткого закрепления свариваемых элементов. Трещины являются наиболее опасными дефектами и не допускаются в сварных соединениях металлоконструкций (рис. 4.39). Трещины могут выходить наружу и находиться внутри металла сварного соединения.

Внутренние дефекты — это трещины, непровары, поры, шлаковые и окисные включения.

Поры в шве образуются при наличии газов в металле шва, которые не успевают выделиться при застывании металла и остаются в нем в виде газовых пузырьков. Основной причиной их образования являются влажность электродного покрытия или наличие ржавчины, окалины, влаги или масла на поверхности свариваемых кромок.

Шлаковые включения и окислы имеют неправильную форму и образуются при сварке длинной дугой и окислительным пламенем. Скопления шлаковых включений приводят к концентрации напряжений и резкому снижению пластичности, вязкости и прочности наплавленного металла (рис. 4.40). Внутренние трещины возникают по тем же причинам, что и наружные.

4.8.2. Основные виды контроля качества сварных соединений[1]. Для выявления наружных дефектов внешнему осмотру и

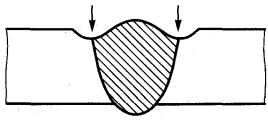


Рис. 4.36. Подрезы (углубления) вдоль шва в основном металле

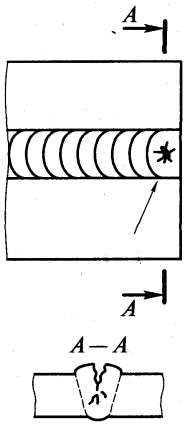


Рис. 4.37. Кратер шва

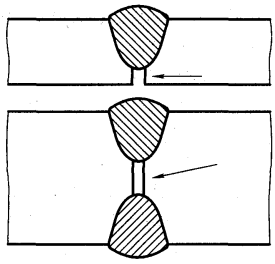


Рис. 4.38. Непровар основного металла

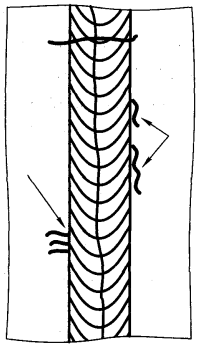


Рис. 4.39. Трещины в шве и околошовной зоне

[1] Энциклопедия. Машиностроение / В.В.Клюев и др. — Т. III. Измерения, контроль, испытания и диагностика. — М.: Машиностроение, 1996.

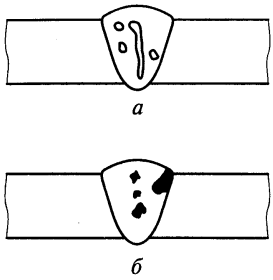


Рис. 4.40. Поры и шлаковые включения в шве:

а — поры; *б* — шлаковые включения

измерению подвергаются 100 % швов независимо от вида сварки и свариваемого материала. Перед осмотром швы и околошовная зона (ОШЗ) очищаются от шлака и брызг. В некоторых случаях применяют лупу с 10—20-кратным увеличением. Проверяется также качество поверхности шва и ОШЗ на отсутствие пор, свищей, микротрещин и других дефектов. Микродефекты на поверхности обнаруживаются с помощью цветной капиллярной дефектоскопии. Для этого на шов и ОШЗ наносят краситель (пенетрант), который после некоторой выдержки удаляют и напыляют проявитель на основе каолина. Находящийся в наружных дефектах (трещинах, свищах, порах и др.) пенетрант окрашивает каолин в дефектных местах.

Внутренние дефекты в сварных соединениях выявляют с помощью рентгеновского и гамма-просвечивания и ультразвукового контроля.

Рентгеновские или гамма-лучи способны проникать через металл и воздействовать на светочувствительный фотоматериал — рентгеновскую пленку, приложенную к шву с обратной стороны. В местах шва, где имеется дефект, поглощение лучей будет меньше и они окажут более сильное воздействие на пленку, поэтому там после проявления возникнет темное поле с контурами дефекта: пора — круглое пятно, шлаковое включение — пятно с изломанными краями, непровар — линия и т.д.

Ультразвуковой метод контроля основан на способности высокочастотных колебаний (свыше 20 KHz) проникать в металл и отражаться от поверхностей раздела — пор, трещин, шлаковых включений, непроваров и т.д. Ультразвуковые колебания получают с помощью пьезокристаллов, к которым подводят переменный ток высокой частоты. Эти же кристаллы преобразуют попадающие на них извне колебания в переменный ток. Ультразвуковой контроль сварных соединений проводят, как правило, эхометодом с включением наклонного преобразователя по совмещенной схеме. Совмещенные преобразователи служат для излучения и приема упругих продольных волн. Обе эти функции выполняет один пьезоэлемент. На экране индикатора обычно наблюдают посланный (зондирующий) импульс *I*, импульс *III* отраженный от противоположной поверхности (дна) изделия (донный сигнал) и эхо-сигнал от дефекта *II*. Время прихода импульсов *II* и *III* пропорционально глубине залегания дефекта и толщине изделия (рис. 4.41).

Магнитный метод основан на индикации и анализе магнитных полей рассеяния, возникающих в местах дефектов сварного шва при воздействии магнитного поля. Индикация полей рассеяния вокруг дефектов может осуществляться с помощью ферромагнитного порошка, который наносится на поверхность сварного шва в виде суспензии или с помощью магнитных лент, на которых фиксируются дефекты шва в виде потоков магнитного рассеивания. В первом случае анализ осуществляется визуально, а во втором случае — с помощью магнитоскопа, где записанные магнитные поля рассеивания преобразуются в электрические импульсы. Наличие дефектов определяют по импульсу, фиксируемому на осциллографе, самописце или преобразованном телевизионном изображении.

Проверка плотности (герметичности) сварных швов производится керосиновой пробой, пневматическими или гидравлическими испытаниями, вакуумным способом и течеискателями.

Проверка плотности керосином осуществляется следующим образом. Шов с одной стороны обмазывают мелом, разведенным на воде. После высыхания обратную сторону смачивают керосином. Так как керосин обладает способностью проникать в мельчайшие неплотности, трещины и другие сквозные дефекты, через некоторое время на меловой окраске появляются желтые пятна.

Пневматические испытания производят нагнетанием воздуха до рабочего давления в контролируемый сосуд. Сварные швы затем обмазывают мыльным раствором и по

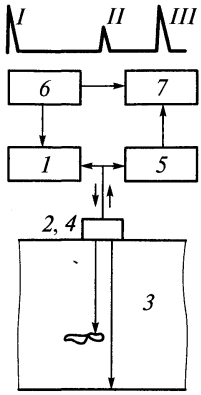


Рис. 4.41. Эхометод ультразвукового контроля:

I — зондирующий импульс; *II* — отраженный от дефекта импульс; *III* — импульс, отраженный от противоположной поверхности (дна) изделия (донный сигнал); *1* — генератор; *2* — излучатель; *3* — объект контроля; *4* — приемник; *5* — усилитель; *6* — синхронизатор; *7* — индикатор

появляющимся воздушным пузырькам устанавливают место дефекта. Эти испытания взрывоопасны и поэтому проводятся с соблюдением технических условий и правил безопасности.

Гидравлические испытания совмещают, как правило, с прочностными испытаниями сосудов, цилиндрических резервуаров и др. Дефекты сварных швов определяют по отпотеванию и пропуску воды в швах.

Вакуумным способом проверяют непроницаемость тех сварных швов, к которым невозможен доступ с обратной стороны (днища резервуаров, газгольдеров и т.д.). На проверяемый участок шва, смоченный мыльным раствором, устанавливают вакуумную камеру с прозрачной крышкой. Камера не имеет дна и уплотняется по ее стыку с поверхностью листа резиновыми прокладками. При откачке воздуха из камеры в местах нахождения дефектов (трещин, сквозных свищей, цепочек пор и др.) появляются воздушные пузырьки в мыльном растворе.

Плотность сварных швов определяют также в помощью гелиевых и галоидных течеискателей. При использовании гелиевого течеискателя в контролируемом сосуде создают вакуум, а снаружи шов обдувают гелиево-воздушной струей. При наличии сквозных дефектов гелий проникает в сосуд, где и улавливается течеискателем. В другом способе, пригодном как для гелиевых, так и для галоидных течеискателей, активный газ закачивают в сосуд под давлением, а снаружи швы проверяют течеискателями, которые обнаруживают сквозные дефекты.

Контроль швов неразрушающими методами (радиографическим, ультразвуковым и др.) должен проводиться в соответствии с ГОСТ 3242—79.

К разрушающим способам контроля сварных соединений относятся: механические испытания на прочность и пластичность шва и ОШЗ; металлографические исследования, которые позволяют определить размер зерна, структуру металла и фазовые превращения, а также выявить наличие микротрещин, которые не обнаруживаются неразрушающими методами контроля.

Химический анализ позволяет определить состав основного и наплавленного металла, наличие и количество вредных примесей, определить химический состав неизвестных материалов, поступивших на сборку и сварку, что позволяет правильно построить технологический процесс изготовления металлоконструкций.

4.9. Технологическая карта сборки и сварки стержня подкрановой балки[1]

Технологический процесс изготовления строительного элемента (отправочной марки) состоит из ряда операций, выполняемых в определенной последовательности: сборка и сварка деталей балки, сборка и сварка узлов балки, сборка и сварка металлической конструкции в целом.

Сборочные операции выполняются с целью обеспечения правильного взаимного расположения деталей, собираемого под сварку элемента, узла и изделия с помощью специ-

[1] *Николаев Г.А., Куркин С.А., Винокуров В.А.* Сварные конструкции. Технология изготовления, автоматизация производства и проектирование сварных конструкций. — М.: Высш. шк., 1983.

Этапы сборки-сварки, операции	Вид сварки (прихватки)	Тип шва, разделка кромок	Режим сварки (прихватки)	Род тока, полярность, сварочное оборудование	Сварочные материалы
I. Сборка-сварка детали —					
1. Сборка полки	РДС-прихватка	С17	$d_э = 4$ мм $I_{св} = 200$ А	Постоянный, обратная полярность, сварочный выпрямитель ВД-301	Электрод Э42А-тип УОНИ 13/45-марка
2. Сварка полки, повторить на 2-м стыке	АДС$_ф$-сварка	С17 Разделка кромок аналогична п. 1	n-2, $d_э = 5$ мм $I_{св} = 850...900$ А $U_д = 36...38$ В $V_{п.п} = 100...110$ м/ч $V_{св} = 18...20$ м/ч	Переменный, сварочная головка А-639, сварочный трансформатор ТДФ-1001	Проволока Св-08А, флюс АН-348А
II. Сборка-сварка					
1. Сборка стенки	РДС-прихватка	С5	$d_э = 4$ мм $I_{св} = 200$ А	Постоянный, обратная полярность, сварочный выпрямитель ВД-301	Электрод Э42А-тип УОНИ 13/45-марка
2. Сварка стенки, повторить на 2-м стыке	АДС$_ф$-сварка	С5 »	n-2, $d_э = 4$ мм $I_{св} = 600...650$ А $U_д = 30...32$ В $V_{п.п} = 80...85$ м/ч $V_{св} = 29...32$ м/ч	Переменный, сварочная головка А-639, сварочный трансформатор ТДФ-1001	Проволока Св-08А, флюс АН-348А

Таблица 4.1

и сварки стержня подкрановой балки

Сборочно-сварочная оснастка	Выполнение швов (прихваток)			Пооперационный контроль
	по сечению	по длине	последовательность	
верхняя полка				
Стеллаж для сборки, прижимы	РДС $F_{пр}$ = = 20...25 мм²	3 прихватки: l = 70 мм h = 100 мм	1, 2, 3 от середины к краям	1. Зазор = 1 мм, выборочный замер щупом. 2. Расположение прихваток — согласно схеме. 3. Прихватки очистить от шлака (100 % наружный осмотр)
А-639 Флюсовая полушка		Напроход	Двухпроходная сварка	1. Контроль параметров режима сварки. 2. Осмотр наружной поверхности швов. 3. Размеры швов должны соответствовать чертежу. 4. УЗК[1]
детали — стенка				
Стеллаж для сборки, прижимы	РДС $F_{пр}$ = 7...10 мм²	$l \cong 70$ мм $L_{пр} \cong 300$ мм 4 прихватки 3 и 4 > 10 мм от краев	1, 2, 3, 4 от середины к краям	1. Зазор — 2 мм. Выборочный контроль щупом. 2. Расположение прихваток согласно схеме. 3. Прихватки зачистить от шлака (100 % наружный осмотр)
Флюсовая подушка		Напроход (см. сборку)	Однопроходная сварка	1. Контроль параметров режима сварки. 2. Осмотр наружной поверхности швов. 3. Размеры швов должны соответствовать чертежу. 4. УЗК[1]

Этапы сборки-сварки, операции	Вид сварки (прихватки)	Тип шва, разделка кромок	Режим сварки (прихватки)	Род тока, полярность, сварочное оборудование	Сварочные материалы
					III. Сборка и сварка
1. Сборка стержня	РДС-прихватка	Т10	$d_э = 4$ мм $I_{св} = 200$ А	Постоянный, обратной полярности, сварочный выпрямитель ВД-301	Электрод типа Э42А марки УОНИ 13/45
2. Сварка стержня	АДС$_ф$-сварка	Т10	n-1, $d_э = 3$ мм $I_{св} = 600...650$ А $U_д = 30...32$ В $V_{п.п} = 140$ м/ч $V_{св} = 48...50$ м/ч	Переменный, сварочный автомат АДФ-1003, сварочный трансформатор ТДФ-1001	Сварочная проволока Св-08А, флюс АН-348А

[1] ГОСТ 23118—99. Конструкции стальные строительные. Обозначения: С — стыковое соеди притупление, зазор) согласно ГОСТ 5264—80 для РДС и ГОСТ 7813—79 для АДС$_ф$.

альных устройств и сборочных приспособлений. Фиксация деталей обеспечивается прихваткой — короткими швами, выполняемыми РДС или МДС$_{CO_2}$. Сварочные операции позволяют получить изделие, отвечающее конструктивным и эксплуатационным требованиям.

На основании изучения чертежа КМД определяют: марку стали, габаритные размеры деталей и узлов металлоконструкции; типы и протяженность швов свариваемых деталей и узлов. Выбор типа сварных швов зависит от толщины свариваемого изделия, положения шва в пространстве и условий эксплуатации конструкции. В зависимости от технологической операции, характера производства (единичное, серийное), длины и положения сварных швов в пространстве выбирается вид сварки. В данном случае для прихватки и сварки коротких швов используется РДС, а для сварки поясных швов балки — АДС$_ф$.

Режим сварки — это совокупность параметров процесса сварки, обеспечивающих получение швов заданных размеров, формы и качества. Он определяется в зависимости от вида сварки, технических требований чертежа, толщины металла, типа шва (формы

Сборочно-сварочная оснастка	Выполнение швов (прихваток)			Пооперационный контроль
	по сечению	по длине	последовательность	
узла — стержня балки				
Сборочный кондуктор. Прихватка	Угловой шов (тавровый)	4 2 1 3 5	Прихватки с 1 стороны тавра. Кантовать на 180°. Прихватки со 2-й стороны тавра	1. Зазор — 1 мм. Выборочный контроль щупом. 2. Расположение прихваток согласно схеме. 3. Прихватки зачистить от шлака (100 % наружный осмотр)
Сборка по опорам		От середины к краям $l = 10$ мм $L = 400$ мм		
Сварочный автомат				1. Контроль за режимом сварки. 2. Контроль катета шва на всей длине через 500 мм. 3. 100 % наружный осмотр. 4. УЗК[1]
Позиционер для сварки	«В лодочку» однопроходная сварка	Напроход с выводными планками	4 2 1 3 Кантовать после сварки каждого шва	

нение, Т — тавровое соединение, цифры после букв обозначают параметры разделки (угол,

разделки), положения швов в пространстве и свойств свариваемых материалов. Выбор сварочного оборудования, источников питания определяется видом сварки, родом тока, режимом и условиями проведения сварочных работ. Для обеспечения равнопрочности сварных соединений (свойства металла шва аналогичны свойствам основного свариваемого металла) выбирают соответствующие сварочные материалы (электроды, сварочные проволоки, флюсы, защитные газы и др.). Выбор зависит от марки свариваемого материала, вида сварки, условий эксплуатации конструкции (виды нагрузок и климатические районы). Для наиболее удобного проведения сварочных работ используются специализированные устройства (столы, стеллажи, сборочные кондукторы, кантователи и т.д.), которые позволяют вести сварку деталей, узлов и всей конструкции в нижнем положении или «в лодочку», обеспечивающие высокое качество сварных швов. При сварке необходимо учитывать сечение и длину швов, рациональную последовательность их выполнения для уменьшения возникающих напряжений и деформаций, нали-

чие входных и выходных планок. После сварки деталей узлов необходимо провести текущий операционный контроль, а после сварки конструкции в целом необходимо проконтролировать качество сварных соединений инструментальными способами — приемочный контроль. Все этапы изготовления металлической конструкции, составленые на основании разработанных технологических указаний, заносятся в специальный документ — технологическую карту сборки и сварки стержня подкрановой балки (табл. 4.1). Чертеж балки показан на рис. 6.1.

4.10. Термическая резка металлов

Основные виды термической резки, применяемые в строительстве: кислородная резка, резка плазменной дугой и воздушно-дуговая (или дуговая) резка.

Кислородная резка и резка плазменной дугой применяются в основном при раскрое листов (как разделительная резка), а также подготовке кромок (скоса кромок) под сварку. Дуговая или воздушно-дуговая резка чаще применяется при разрезке старых металлических конструкций.

Резка металлов подразделяется на резку окислением и резку плавлением. При резке окислением металл сгорает в струе кислорода, а образующиеся жидкие окислы под действием силы тяжести и давления кислорода удаляются из щели реза наружу. При резке плавлением металл плавится и выдувается газовым потоком из образующегося реза.

Процесс кислородной резки начинается с нагревания металла газовым пламенем до температуры его воспламенения. Затем пускается струя режущего кислорода по центральному каналу мундштука, которая вступает в реакцию с нагретым металлом (рис. 4.42, *а*). При горении (окислении) выделяется значительное количество теплоты, которое подогревает примыкающие слои металла.

Кислородной резкой можно разрезать только те металлы, которые удовлетворяют следующим требованиям.

1. Температура плавления металла должна быть выше температуры его воспламенения (температура воспламенения низкоуглеродистой стали 1150 °С, а температура плавления железа — 1536 °С).

Не все металлы удовлетворяют этому требованию. Наибольшее распространение кислородная резка получила при разделении нелегированных и низколегированных сталей, где содержание углерода в стали составляет не более 0,7 %. При более высоком содержании углерода в стали температура плавления становится ниже температуры воспламенения. По этой причине чугун не поддается кислородной резке.

2. Температура плавления окислов металла должна быть ниже температуры плавления основного металла. Этому условию не удовлетворяют легированные стали и цветные металлы.

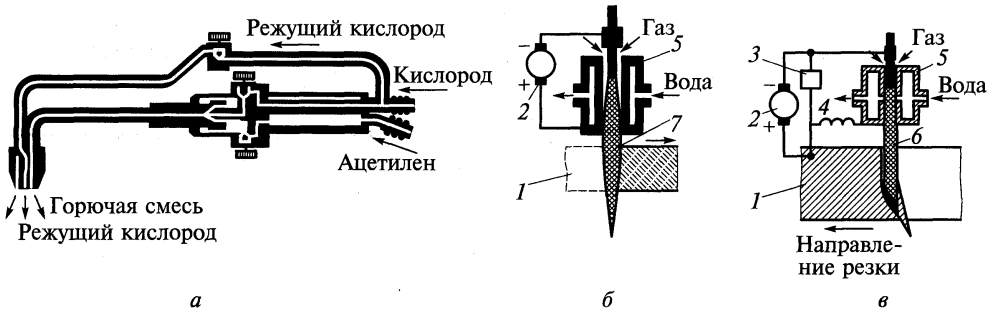


Рис. 4.42. Газовая и плазменная резка металлов:

а — схема газового резака; *б* — схема резки дуговой плазменной струей; *в* — схема резки плазменной дугой; *1* — разрезаемый лист; *2* — источник питания; *3* — осциллятор; *4* — реостат; *5* — плазмотрон; *6* — плазменная дуга; *7* — плазменная струя

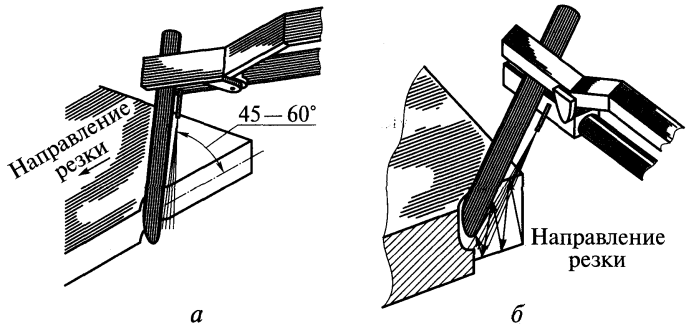


Рис. 4.43. Воздушно-дуговая резка:
а — резка металла толщиной до 20 мм; *б* — то же, более 20 мм

3. Разрезаемый металл должен иметь низкую теплопроводность. Этому условию не удовлетворяют цветные металлы (алюминий, медь).

Резка цветных металлов, высоколегированных сталей и чугуна осуществляется кислородно-флюсовым или другими способами резки.

Плазменная резка относится к резке плавлением. Она может быть использована для резки любых материалов.

Сущность процесса заключается в местном выплавлении и выдувании расплавленного металла с образованием полости реза при перемещении плазменного резака (плазмотрона) относительно разрезаемого металла (рис. 4.42, *в*).

Плазмотрон состоит из медного, охлаждаемого водой сопла, циркониевого электрода и изолятора между ними. В сопло под давлением подается воздух. Сварочный источник постоянного тока подключается следующим образом: минус — на циркониевый электрод, а плюс — на сопло и на разрезаемую деталь.

Для лучшего возбуждения дуги применяют высокочастотный осциллятор. После возбуждения дуги давление газа в сопле увеличивают для ее обжатия. Плазменная дуга — это высокоионизированная сжатая дуга, которая выдувается из сопла в виде плазменного факела длиной 20—30 мм. Максимальная температура, которую можно получить в плазменной дуге, применяемой в сварочной технике — 30 000 °С.

Способ отличается высокой производительностью (в 6—8 раз большая скорость, чем при кислородной резке), высоким качеством реза и экономичностью. Максимальная толщина разрезаемого металла — 50 мм.

Воздушно-дуговая резка относится к резке плавлением, так как металл в области реза расплавляется дугой и удаляется струей сжатого воздуха, направленного параллельно электроду (рис. 4.43). Для резки могут применяться угольные или графитовые электроды. Давление воздуха должно быть не менее 0,4 МПа.

Преимуществом этой резки является простота применяемого оборудования, возможность резки в любом пространственном положении металлов различного химического состава. Однако кромки деталей после резки получаются неровными, с натеками и требуют механической обработки. Кроме того, кромки обрабатываемого металла на глубину 0,3—0,4 мм науглероживаются. Поэтому разделительная воздушно-дуговая резка применяется при разделке скрапа.

4.11. Техника безопасности при сварке и термической резке

Опасными и вредными производственными факторами, приводящими к травматизму и профессиональным заболеваниями при сварке и термической резке, являются:

поражение электрическим током при электросварочных работах;

поражение зрения и открытой поверхности кожи излучением электрической дуги;

отравление организма вредными газами, аэрозолями и испарениями, выделяющимися при сварке и резке;

травмы от взрывов баллонов сжатого газа, ацетиленовых генераторов и сосудов из-под горючих материалов;

пожарная опасность, тепловые ожоги;

механические травмы при заготовительных и сборочно-сварочных операциях;

опасность радиационного поражения при контроле сварных соединений рентгеновскими и γ-лучами.

Каждый рабочий, техник и инженер при поступлении на работу проходит инструктаж или специальный техминимум по технике безопасности.

Техника безопасности — совокупность технических и организационных мероприятий, направленных на создание безопасных и здоровых условий труда. Ответственность за организацию и состояние техники безопасности на предприятиях, стройках, монтажных площадках несет администрация этих объектов. Общий контроль за выполнением норм и правил охраны труда, в том числе и правил техники безопасности, осуществляют соответствующие инспекции (Госгортехнадзор, Госсанинспеции, Инспекции пожарного надзора).

Электробезопасность обеспечивается:

выполнением требований электробезопасности сварочного оборудования, надежной изоляцией, применением защитных ограждений, автоблокировкой, заземлением электрооборудования и его элементов;

ограничением напряжения холостого хода источников питания (постоянный ток до 80 В, переменный ток до 90 В);

индивидуальными средствами защиты (работа в сухой спецодежде, рукавицах, ботинках без металлических гвоздей и шпилек);

соблюдением необходимых для безопасной работы условий: прекращением работы в дождь и при сильном снегопаде при отсутствии укрытий; использование резинового коврика, резинового шлема, галош при работе внутри сосудов, переносной электролампы напряжением не более 12 В; ремонт сварочной аппаратуры производить только специалистами-электриками;

при поражении электрическим током пострадавшему необходимо оказать помощь: освободить от электропроводов с соблюдением техники безопасности, обеспечить доступ воздуха, при потере сознания немедленно вызвать скорую помощь и до прибытия врача делать искусственное дыхание.

Защита зрения и поверхности кожи. Электрическая дуга создает три вида излучения: световое, ультрафиолетовое и инфракрасное. Световые лучи оказывают ослепляющее действие. Ультрафиолетовое излучение даже при кратковременном воздействии вызывает острую боль, резь в глазах, слезотечение и спазмы век. Продолжительное действие приводит к ожогам кожи. Инфракрасное излучение при длительном воздействии может привести к помутнению хрусталика глаза (катаракте). Защита зрения и кожи при сварке и резке осуществляется применением щитков, масок, шлемов со светофильтрами различной степени плотности в зависимости от мощности дуги.

Защита от отравлений вредными газами, аэрозолями и испарениями. Состав и количество вредных газов, аэрозолей и испарений зависит от вида сварки, состава защитных средств (покрытий электродов, флюсов, газов) свариваемого и электродного материалов. Количество аэрозолей и летучих соединений при сварке составляет от 10 до 150 г на 1 кг наплавленного металла. Основными составляющими являются окислы железа (до 70 %), марганца, кремния, хрома, фтористые и другие соединения. Наиболее вредными являются окислы марганца, хрома, кремния и фтористые соединения. Кроме аэрозолей воздух в рабочих помещениях при сварке загрязняется вредными газами: окислами азота, углерода, фтористым водородом и др. Дыхание таким воздухом приводит кроме кратковременных отравле-

ний (головная боль, тошнота, слабость) к отложению отравляющих веществ в тканях организма, что может вызвать хронические болезни (пневмосиликоз, бронхит, аллергию и др.). Особое внимание обращается на предельно допустимую концентрацию (ПДК) окислов цинка, марганца, которые могут вызвать тяжелые нервные заболевания.

Основными мероприятиями, направленными на защиту от отравления, являются:

применение местной и общеобменной вентиляции;

механизация и автоматизация процессов сварки;

замена вредных процессов и материалов на менее вредные;

применение местных отсосов, подача свежего воздуха в зону дыхания сварщика;

применение защитных изолирующих устройств — гермокомбинезоны с автономной воздушной установкой.

Пожарная безопасность. Основные правила пожарной безопасности изложены в «Правилах пожарной безопасности при проведении сварочных и других огневых работ на объектах народного хозяйства». Особенно их надо соблюдать при проведении ремонтных работ внутри помещений, емкостей из-под горючих продуктов. Места, где выполняется сварка, должны быть оснащены огнетушителями, ящиками с песком и бочками с водой. Легко воспламеняющиеся материалы должны быть на расстоянии не менее 30 м от места сварки. Деревянные конструкции должны быть защищены от возгорания листовым железом или асбестом, а в жаркое время необходимо поливать их водой. Рабочие места сварщиков (резчиков) предварительно очищаются от стружек, пакли и другого сгораемого мусора в радиусе не менее 10 м.

Для обеспечения взрывобезопасности сварочные работы в емкостях из-под горючих продуктов выполняются только после их тщательной очистки от остатков горючих продуктов, двух- или трехкратной промывкой горячим 10%-м раствором щелочи с последующей продувкой паром и воздухом.

Травмы. Основной причиной их является несоблюдение правил техники безопасности при работе на металлорежущем оборудовании, отсутствие соответствующих приспособлений при кантовке и транспортировке заготовок и неисправность средств транспортировки (тележки, краны, стропы, захваты, крюки и т.д.).

Основными мерами по снижению травматизма является продуманная с точки зрения техники безопасности технология заготовки, сборки и сварки, правильное оснащение рабочих мест и соблюдение персоналом правил по технике безопасности.

ГЛАВА 5

БОЛТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

5.1. Виды болтов, применяемых в строительных конструкциях

Болтовые соединения конструкций появились раньше сварных. Простота соединения и надежность в работе способствовали их широкому распространению в строительстве при монтаже металлических конструкций.

Однако болтовые соединения более металлоемки, чем сварные, так как имеют стыковые накладки, а отверстия для болтов ослабляют сечения элементов. Последнее частично компенсируется допущением упругопластической работы элементов и введением соответствующего коэффициента условий работы, а для элементов стыка на высокопрочных болтах — уменьшением фактического ослабления за счет передачи части действующего усилия трением между соединяемыми элементами за пределами ослабленного сечения.

В строительных конструкциях применяются болты грубой, нормальной и повышенной точности, высокопрочные, самонарезающие и фундаментные (анкерные). Болт для соединения конструкций имеет головку, гладкую часть стержня длиной на 2—3 мм меньше толщины соединяемого пакета и нарезную часть стержня, на которую надевается шайба и навинчивается гайка (рис. 5.1, *а*).

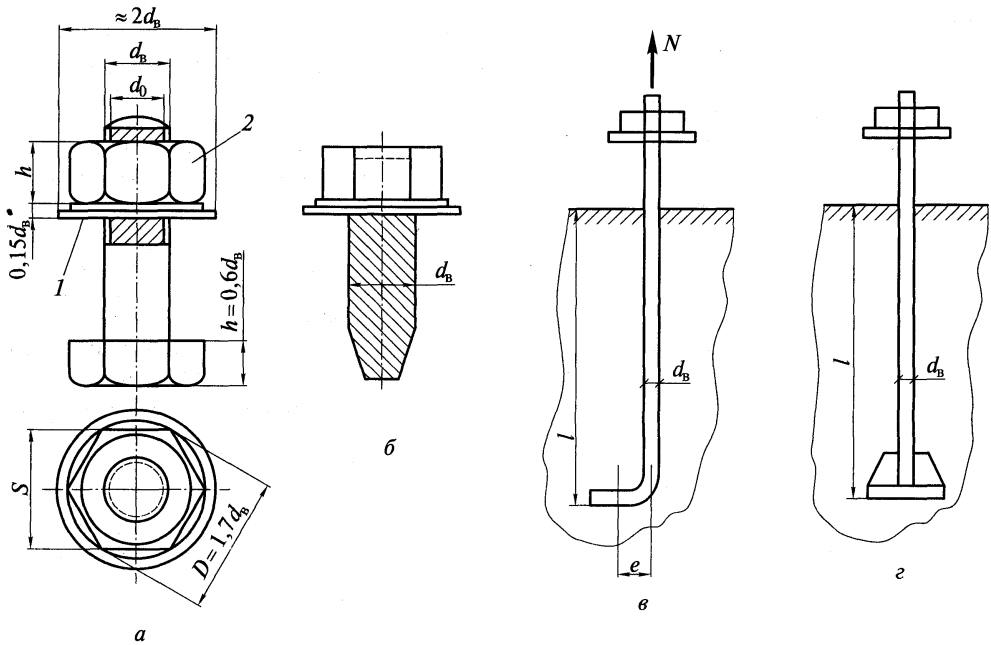


Рис. 5.1. Виды болтов:

а — болт с шайбой (*1*) и гайкой (*2*); *б* — самонарезающий болт; *в* и *г* — фундаментные болты; тип 1 при $d_b \leq 36$ мм, тип 2 при $d_b \geq 30$ мм

Болты грубой точности (класс точности С) и нормальной точности (класс точности В) различаются допусками на отклонения диаметра болта от номинала. Для болтов грубой и нормальной точности отклонения диаметра могут достигать соответственно 1 и 0,52 мм (для болтов $d_b \leq 30$ мм). Изготавливают болты из углеродистой стали горячей или холодной высадкой, иногда с последующей термообработкой.

Болты класса точности А ставят в отверстия, просверленные на проектный диаметр в собранных элементах, продавленные по кондукторам в отдельных элементах или просверленные на меньший диаметр с последующей рассверловкой до проектного диаметра в собранных элементах.

Диаметр отверстия для таких болтов не должен отличаться более чем на 0,3 мм от диаметра болта. Плюсовой допуск для диаметра болтов и минусовой допуск для отверстия не разрешаются. Поверхность ненарезанной части болта обтачивают до строго цилиндрической формы.

Болты класса точности С и В целесообразно применять в условиях монтажа. Строительные нормы и правила разрешают применять болты С и В в конструкциях из стали с пределом текучести до 380 Н/мм^2 = 38 кН/см^2.

Болты этих классов точности в соединении ставят в отверстия, образованные продавливанием или сверлением в отдельных элементах. Диаметр этих отверстий должен быть на 2—3 мм больше диаметра болта. В результате неполного совпадения осей отверстий в отдельных элементах отверстие под болт имеет негладкую поверхность — «черноту» (класс точности С), что исключает плотную посадку болта в отверстие. Разница в диаметрах болта и отверстия облегчает посадку болтов и упрощает образование соединения. Это большое преимущество таких болтов. Однако неплотная посадка болта в отверстие повышает деформативность соединения при работе на сдвиг и увеличивает неравномерность работы отдельных болтов в соединении. Поэтому болты классов С и В не рекомендуется использовать в ответственных соединениях, работающих на сдвиг. Их широко применяют как крепежные элементы в конструкциях или в случаях, когда они работают на растяжение.

Высокопрочные болты изготавливают из легированной стали. Готовые болты подвергают термической обработке. Высокопрочные болты являются болтами нормальной точности. Их ставят в отверстия большего диаметра, чем болт. Обычно их гайки затягивают тарировочным ключом, позволяющим создавать и контролировать силу натяжения болтов. Большая сила натяжения болта позволяет плотно стягивать соединяемые элементы и обеспечивает монолитность соединения. При действии на такое соединение сдвигающих сил между соединяемыми элементами возникают силы трения, препятствующие сдвигу этих элементов относительно друг друга. Таким образом, высокопрочный болт, работая на осевое растяжение, обеспечивает передачу сил сдвига трением между соединяемыми элементами, именно поэтому подобное соединение часто называют фрикционным. Для увеличения сил трения поверхности элементов в месте стыка очищают от грязи, масла, ржавчины и окалины металлическими щетками, пескоструйным или дробеструйным аппаратом, огневой очисткой и не окрашивают.

Чтобы соединение с накладками с двух сторон работало надежно, необходима строго одинаковая толщина соединяемых элементов, так как даже при небольшой разнице их толщин не удается добиться плотного прилегания элементов и силы трения, а следовательно, и несущая способность болта резко уменьшаются.

Иногда между соединяемыми поверхностями, очищенными металлическими щетками, вставляют тонкую стальную прокладку, имеющую с двух сторон покрытие полимерным клеем с корундовым порошком. Такое решение позволяет выравнивать перепад плоскостей стыкуемых деталей и одновременно обеспечивает высокий коэффициент трения.

Помимо сдвигоустойчивых фрикционных соединений на высокопрочных болтах существуют соединения с «несущими» высокопрочными болтами, отличающиеся передачей сдвигающих усилий и совместной работой сил трения, смятия и среза болта. Эти

соединения имеют остаточные перемещения, появляющиеся при преодолении начального трения и зависящие от плотности посадки болтов в отверстия, зато при их применении упрощается подготовка контактных поверхностей. Однако такие соединения не могут быть рекомендованы в конструкциях, где остаточные перемещения нежелательны, а также при вибрационных нагрузках.

Для улучшения работы соединения иногда применяют комбинированное клееболтовое соединение, в котором соединяемые поверхности склеивают специальными клеями, а затем стягивают высокопрочными болтами. Соединения на высокопрочных болтах не уступают обычным болтовым соединениям по простоте устройства, а сварным соединениям — по качеству работы, но уступают им по расходу металла. Они используются в монтажных соединениях, имеющих большие сдвигающие силы, и при действии динамических и вибрационных нагрузок.

Самонарезающие болты отличаются от обычных наличием резьбы полного специального профиля на всей длине стержня для завинчивания в ранее образованные отверстия соединяемых деталей (рис. 5.1, *б*). Материалом для них служит термоупрочненная сталь. Обычно они имеют диаметр d_b = 6 мм и применяются для прикрепления профилированного настила к прогонам и элементам фахверка. Преимущество таких болтов проявляется при возможности доступа к конструкции только с одной стороны.

Фундаментные (анкерные) болты служат для передачи растягивающих усилий от колонн на фундамент (рис. 5,1, *в*, *г*).

В строительных конструкциях используются болты различных классов прочности. Класс прочности болтов обозначается цифрами от 4.6 до 10.9 (см. табл. 58* СНиП II-23-81*). Первое число, умноженное на 10, обозначает временное сопротивление $\sigma_в$, кН/см^2, а произведение первого числа на второе — предел текучести материала болта $\sigma_т$, кН/см^2.

Расчетные сопротивления болтового соединения на смятие с болтами класса точности В и С ниже, чем расчетное сопротивление болтового соединения с болтами класса точности А (см. табл. 59* СНиП II-23-81*).

5.2. Виды болтовых и заклепочных соединений

5.2.1. Заклепочные соединения. Заклепочные соединения, являющиеся в прошлом основным видом соединений металлических конструкций, из-за неудобств технологического процесса клепки (необходимость нагрева заклепок до температуры 800 °С) и перерасхода металла на соединение в настоящее время почти полностью вытеснены сваркой и высокопрочными болтами при монтаже. Они сохранили весьма ограниченное применение только в тяжелых конструкциях, подверженных воздействию динамических и вибрационных нагрузок, а также при использовании трудносвариваемых материалов. Заклепки изготовляют из специальной углеродистой или низколегированной стали, обладающей повышенными пластическими свойствами (рис. 5.2, *а*). Отверстия в соединяемых элементах образуют так же, как в болтовых соединениях. В отверстия вставляют стержень заклепки, ударами пневматического молотка или давлением клепальной скобы его осаживают, увеличивая в диаметре, плотно заполняя отверстие с одновременным образованием замыкающей головки (рис. 5.2, *б*).

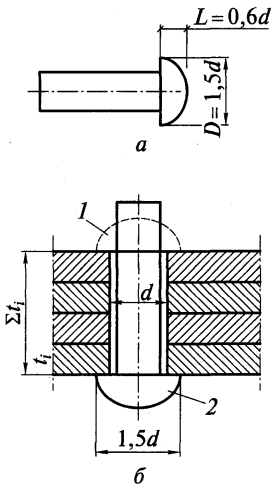


Рис. 5.2. Заклепочные соединения:

а — заклепка с полукруглой головкой; *б* — постановка заклепки в соединение; *1* — замыкающая головка; *2* — закладная головка

Клепку ведут горячим и холодным способами. При использовании горячего способа разогретую до ярко-красного каления ($T \approx 800\,°C$) заклепку вставляют в отверстие и клепкой образуют замыкающую головку. Поставленная заклепка, остывая, стягивает соединяемые элементы, что существенно улучшает работу соединения на сдвигающие силы благодаря возникающим между слоями силам трения.

При холодной клепке, выполняемой только на заводе, металл заклепки пластически деформируется клепальной скобой, образуя замыкающую головку. Сила стягивания заклепкой соединяемых элементов при этом получается значительно меньшей, однако сам процесс клепки более прост. Такой способ клепки часто используется при изготовлении конструкций из алюминиевых сплавов.

Работа заклепочных соединений на сдвиг носит промежуточный характер между работой обычных и высокопрочных (сдвигоустойчивых) болтов, так как силы стягивания пакета значительны, но недостаточны для восприятия сил сдвига только трением. Поэтому расчет их аналогичен расчету обычных болтов, а наличие сил трения учитывается повышением расчетных сопротивлений. Однако действующий СНиП не дает расчетных указаний о заклепочных соединениях и при усилении существующих клепаных конструкций надо пользоваться нормативными указаниями прошлых лет.

5.2.2. Болтовые соединения. Различают несколько видов болтовых соединений. По числу поставленных болтов они подразделяются на одноболтовые и многоболтовые, а по характеру передачи усилия в соединении от одного элемента к другому — на несдвигоустойчивые и сдвигоустойчивые (фрикционные). В несдвигоустойчивых соединениях сила затяжки гайкой не контролируется и считается, что усилие не передается через трение поверхностей соединяемых элементов. В соединениях же сдвигоустойчивых сдвигающие силы передаются трением между соединяемыми элементами и учитываются при проектировании соединений. В соединениях без контролируемого натяжения могут использоваться болты различных классов прочности, в том числе и высокопрочные. В расчетах таких соединений учитываются сопротивления растяжению, смятию и срезу без учета сил трения.

Болтовые соединения на высокопрочных болтах с контролируемым натяжением могут быть как фрикционными, так и фрикционно-срезными (часть усилия передается через трение поверхностей соединяемых элементов, а часть — через смятие, как при неконтролируемом натяжении)[1].

Результаты исследований показывают, что наиболее экономичным является фрикционно-срезное соединение. Однако в практике строительства такие соединения применяются весьма редко, во-первых, из-за сложности точного учета распределения усилия между частью, передаваемой путем трения, и частью, передаваемой при работе на смятие соединяемых элементов, и, во-вторых, из-за возможной неупругой деформации соединения, недопустимой для большинства сооружений, особенно статически неопределимых.

5.3. Работа и расчет болтовых соединений

5.3.1. Болтовые соединения без контролируемого натяжения болтов. *Расчет одноболтовых соединений.* В соединениях на болтах с грубой, нормальной и повышенной точностью (с неконтролируемой силой затяжки гайки) сила стягивания пакета болтами не определена и в большинстве случаев недостаточна для полного восприятия этих сил. Работу такого соединения можно разбить на четыре этапа (рис. 5.3).

На 1-м этапе, пока силы трения между соединяемыми элементами не преодолены, болты не испытывают сдвигающих усилий и работают только на растяжение, все со-

[1] Пособие по проектированию стальных конструкций к СНиП II-23-81*/ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. — М., 1989.

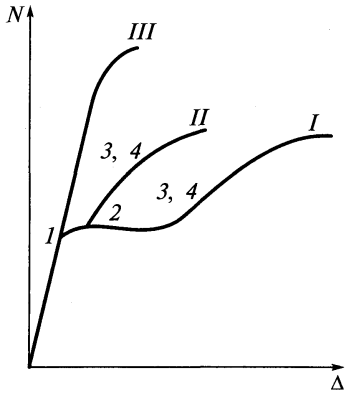


Рис. 5.3. Работа болтового соединения на сдвиг:

I — болты грубой и нормальной точности; *II* — болты повышенной точности; *III* — высокопрочные болты и сдвигоустойчивые болты; *1—4* — этапы работы соединений

единение работает упруго. Так работает сдвигоустойчивое соединение на высокопрочных болтах. При увеличении нагрузки на соединение силы внутреннего трения оказываются преодоленными и наступает 2-й этап — сдвиг всего соединения на величину зазора между поверхностями отверстия и стержня болта. На 3-м этапе сдвигающее усилие в основном передается давлением поверхности отверстия на стержень болта. Стержень болта и края отверстия постепенно обминаются, болт изгибается и растягивается, так как головка и гайка препятствуют свободному изгибу стержня. Постепенно силы трения уменьшаются и соединение переходит в 4-й этап работы, характеризующийся его упругопластической работой. Разрушение соединения происходит от среза болта, смятия и выкола одного из соединяемых элементов или отрыва головки болта.

Эта работа сильно осложнена неправильностью формы болта и стенки отверстия, поэтому расчет соединения носит условный характер. Различают также работу одноболтового и многоболтового соединения (рис. 5.4). В многоболтовом соединении эти же неправильности формы болта и отверстия, а также возможные зазоры между болтом и отверстием неизбежно приводят к неравномерной работе отдельных болтов соединения, что учитывают соответствующим коэффициентом условий работы соединения (см. табл. 35* СНиП II-23-81*).

Расчет ведут исходя из возможного вида разрушения соединения по срезу болта при толстых соединяемых листах или по смятию поверхности отверстия при тонких листах.

Расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом на срез,

$$N_b = R_{bs}\gamma_b A n_s \gamma_c, \tag{5.1}$$

где R_{bs} — расчетное сопротивление материала болта на срез, кН/см^2; $A = \pi d^2/4 = 0{,}785d^2$ — площадь сечения стержня болта (по ненарезанной части); n_s — число расчетных срезов одного болта; γ_b — коэффициент условия работы соединения, который следует принимать по табл. 35* СНиП II-23-81*; γ_c — коэффициент условия работы конструкции (см. прил. 14).

Расчет болтового соединения на смятие носит условный характер, так как в местах передачи усилия с болта на соединяемые листы развивается сложное напряженное состояние (рис. 5.5).

На этом же рисунке видно, что в точке *а* резко возрастают сминающие напряжения σ_{xc} и растягивающие напряжения σ_y. Сминающие напряжения σ_{xc} могут вызвать преждевременную текучесть материала, а растягивающие напряжения σ_y — разрыв (раскол) соединяемого элемента, тогда болт «прорежет» его. В то же время в точке *б* (рис. 5.5, *б*) болт практически не передает усилий на лист, и в этом месте возрастание напряжений σ_x объясняется только обычной концентрацией напряжений по краям отверстия. Неравомерность работы материала вблизи отверстия увеличивается в соединениях типа С. Трудность учета действительного сложного напряженного состояния привела к тому, что в расчете принимается равномерное давление болта на стенку отверстия по всему диаметру болта. Это несоответствие расчета действительной работе учитывается условным характером расчетных сопротивлений. Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом по смятию элементов, рассчитывается по формуле

$$N_b = R_{bp}\gamma_b d_b \sum t \gamma_c, \tag{5.2}$$

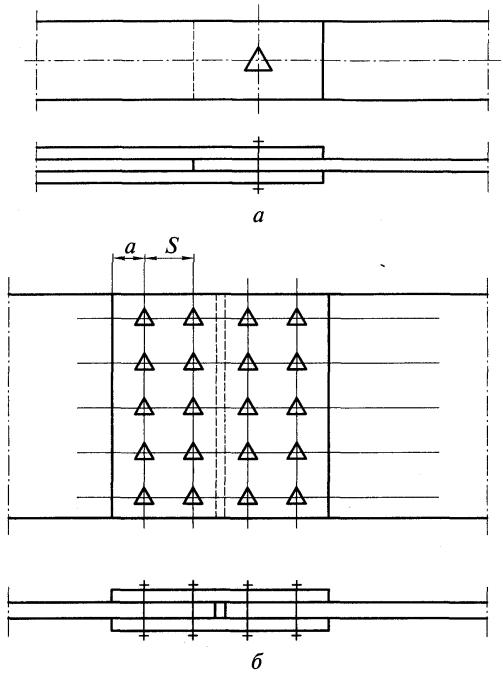


Рис. 5.4. Схемы одноболтового (*а*), многоболтового (*б*) соединений (треугольники обозначают болты фрикционного соединения с контролируемым усилием натяжения болтов)

где R_{bp} — расчетное сопротивление материала соединяемых элементов на смятие (*материал стержня, как правило, имеет* большее значение расчетного сопротивления на смятие, чем материал соединяемых элементов); $\sum t$ — наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении; γ_b — коэффициент условия работы соединения (см. табл. 35* СНиП II-23-81*); γ_c — коэффициент условия работы конструкции (см. прил. 14).

Если внешняя сила, действующая на соединение, направлена параллельно (рис. 5.6, *а*) продольной оси болтов, то они будут работать на растяжение. При статической работе такого соединения качество отверстий и поверхности болта не играют роли и болты нормальной и повышенной точности работают на растяжение одинаково. Таким образом, прочность соединения определяется прочностью материала болтов на растяжение.

В соединениях, работающих на растяжение, применяются болты из тех же сталей, что и для соединений, работающих на сдвиг. В фундаментных болтах усилия к болтам часто бывают приложены с эксцентриситетом (см. рис. 5.1, *в* и 5.6, *б*), что заставляет снижать их расчетные сопротивления.

В фундаментных болтах снижение расчетных сопротивлений материала болтов по сравнению с номиналом объясняется еще и тем, что степень натяжения смежных болтов базы колонны в процессе монтажа колонны может быть различна, а потому в действительности возможна некоторая перегрузка отдельных болтов. Усилие, которое может быть воспринято одним болтом, определяют по формуле

$$N_b = R_{bt} A_{bn} \gamma_b \gamma_c, \tag{5.3}$$

где R_{bt} — расчетное сопротивление материала стержня болта на растяжение (см. табл. 60* СНиП II-23-81*); A_{bn} — площадь сечения болта нетто с учетом нарезки (см. табл. 62* СНиП II-23-81*); γ_b — коэффициент условия работы соединения; $\gamma_b = 1$; γ_c — коэффициент условия работы конструкции (см. прил. 14).

Расчет многоболтовых соединений. При расчете многоболтовых соединений без контролируемого натяжения коэффициент условия работы соединения γ_b при работе на срез и смятие учитывает качество обработки поверхности отверстия и расположение отверстий для болтов в соединяемых элементах. Значения коэффициента γ_b приведены в табл. 35* СНиП II-23-81*.

Число болтов n в соединении при действии сдвигающей силы N, приложенной в центре тяжести соединения, определяют, предполагая работу всех болтов одинаковой:

$$n = N / N_{b\min}, \tag{5.4}$$

где $N_{b\min}$ — наименьшее из значений расчетного усилия (на срез или смятие) для одного болта, вычисленное по формулам (5.1) и (5.2).

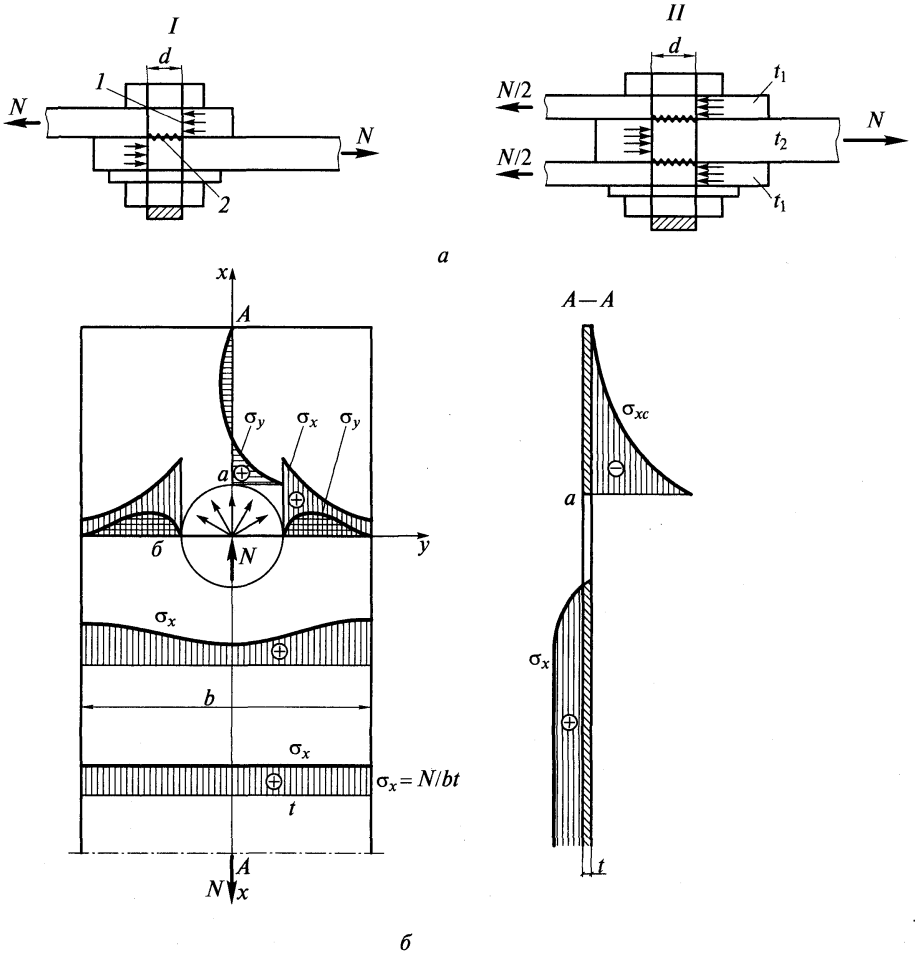


Рис. 5.5. Работа болтов:

а — срез болта; *б* — смятие отверстия; *I* — односрезные соединения; *II* — двухсрезные соединения; *1* — поверхность смятия; *2* — поверхность среза; *t* — толщина пластины

Расчет самих соединяемых элементов на прочность ведут с учетом ослабления сечения отверстиями по площади нетто A_n.

При действии на соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий на болты принимают пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта (момент, действующий на соединение, уравновешивается суммой моментов — суммой пар сил).

Болты, работающие одновременно на срез и растяжение, проверяют отдельно на срез и на растяжение. Болты, работающие на срез от одновременного действия продольной силы и момента, проверяют на равнодействующее усилие.

Расчет фундаментных болтов не отличается от расчета обычных болтов и производится по тем же формулам (5.3) и (5.4), однако для должного закрепления болта в фундаменте (определение длины его заделки в бетон *l*) необходимо дополнительно проверить его на вырывание из фундамента.

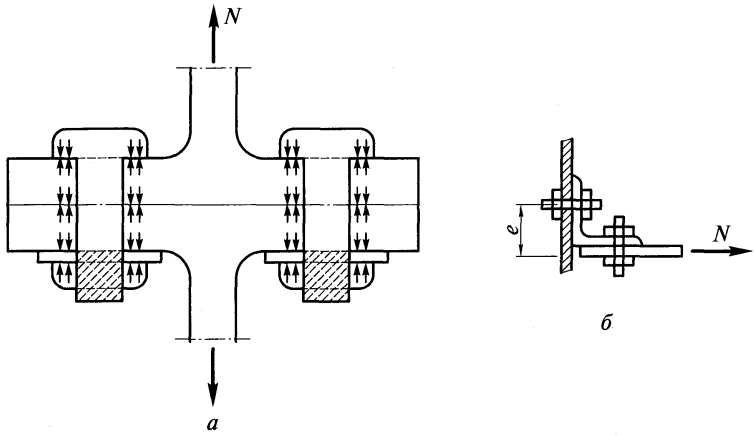


Рис. 5.6. Работа болтов на растяжение:
а — при подвеске к двутавру; *б* — в угловом соединении

Работа и расчет соединений на сдвиг при повторных нагрузках. Работа болтовых соединений при нагрузке с перерывами. Работа соединений на действие повторных нагрузок имеет несколько разновидностей.

1. Если силы стягивания соединения болтами велики и внешние повторные нагружения не преодолевают сил трения, возникающих при этом между соединяемыми элементами, то соединение сохраняет свою монолитность и работает упруго, как основной металл. Так работают соединения на высокопрочных болтах.

2. Если силы стягивания соединений на болтах недостаточны и силы внутреннего трения F преодолеваются в соединении внешними сдвигающими силами, то соединение начинает работать как упругопластическое тело (рис. 5.7, *а*). Если такое соединение довести до развития пластических деформаций (преодолеть силы внутреннего трения), а затем разгрузить, то пока не будет преодолено внутреннее трение в обратном направлении, разгрузка произойдет по упругому закону (первоначальные остаточные деформации соединения при этом сохраняются). Упругий закон будет распространяться не на разгрузку F, как при первом нагружении, а на $2F$, что может быть объяснено особенностями природы сухого трения (рис. 5.7, *б*), т.е. соединение при повторных нагружениях

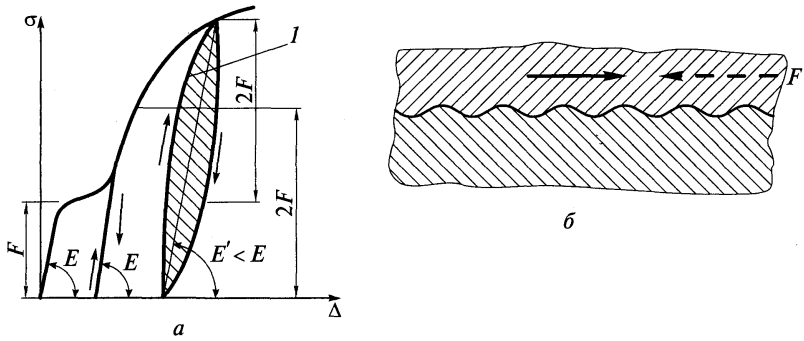


Рис. 5.7. Работа болтового соединения при повторных нагрузках:
а — диаграмма работы; *б* — схема контакта соединяемых пластин; *1* — петля гистерезиса

и разгрузках сдвигающей силой N, не превышающей удвоенной силы трения $2F$, претерпев первые неупругие сдвиги, в последующем будет работать упруго. Таким образом, повторные нагружения как бы увеличивают область упругой работы соединения в 2 раза. Это значительно уменьшает деформативность соединений после первых нагружении.

При повторных нагрузках и разгрузках соединения усилием $N > 2F$ трение в соединении будет каждый раз преодолеваться, и на диаграмме «нагрузка—деформация» образуется петля гистерезиса циклической работы соединения (рис. 5.7, *а*). Если фиксировать только начальную и конечную точки петли гистерезиса, то создается впечатление, что соединение работает упруго, его приведенный модуль упругости E_1 меньше модуля упругости материала, т.е. соединение оказывается более податливым, чем материал конструкции. Естественно, что чем больше силы внутреннего трения в соединении F, тем больше зона упругой работы соединения и меньше его податливость, что еще раз показывает желательность увеличения сил стягивания соединения болтами. Это явление может быть учтено при определении деформативности сооружения.

Работа и расчет соединений при вибрационной нагрузке. В соединениях, работающих на вибрационную нагрузку, применяют заклепки или высокопрочные болты.

При непрерывной повторной вибрационной нагрузке соединение работает упруго, так как размер изменения усилий обычно меньше значения сопротивлений трения. Упругая работа соединения не способствует выравниванию усилий между болтами соединения, и крайние болты работают сильнее средних.

Отверстия в соединении и сложное напряженное состояние материала около отверстий (см. рис. 5.5, *б*) способствуют концентрации напряжений и появлению пиковых напряжений. Оба эти явления понижают вибрационную прочность соединения по сравнению с вибрационной прочностью основного материала вне соединения и создают условия для проявления усталости металла.

Реже разрушаются от усталости заклепочные или болтовые стержни. Это происходит в местах концентрации напряжений, т.е. в местах примыкания к головке, или в средней, обминаемой краями листа части стержня. Снижение вибрационной прочности соединения учитывают снижением расчетного сопротивления материала.

5.3.2. Фрикционные соединения на высокопрочных болтах. В болтовых соединениях всегда возникают силы трения между соприкасающимися поверхностями в результате стягивания элементов соединения болтами. Однако в том случае, когда сила натяжения болта не контролируется, трение при расчете соединения не учитывается, а соединение, в том числе и соединение, выполненное на болтах из материала высокой прочности (*соединение на высокопрочных болтах с неконтролируемым натяжением болтов*), рассчитывается на срез и смятие как обычное болтовое соединение.

Фрикционное соединение на высокопрочных болтах — это соединение с контролируемым натяжением болтов.

Силы трения, возникающие в соединении на соприкасающихся поверхностях от натяжения болтов и воспринимающие сдвигающие силы, определяются в зависимости от прочности стержня болта и характера обработки соприкасающихся поверхностей. Решающее значение в работе такого соединения имеет сила натяжения болта. Считают, что эта сила равна расчетному усилию высокопрочного болта на растяжение:

$$P = R_{bh}A_{bn}, \tag{5.5}$$

где P — осевое усилие натяжения; R_{bh} — расчетное сопротивление растяжению материала высокопрочного болта, $R_{bh} = 0{,}7R_{bun}$, R_{bun} — наименьшее временное сопротивление материала болта растяжению (см. табл. 61 СНиП II-23-81*); A_{bn} — площадь поперечного сечения болта нетто, определяемая по стандарту (см. табл. 62* СНиП II-23-81*).

Расчетное усилие Q_{bh}, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом (одним болтоконтактом), определяют по формуле

$$Q_{bh} = P\gamma_b\mu/\gamma_h = R_{bh}A_{bn}\gamma_b\mu/\gamma_h, \quad (5.6)$$

где γ_b — коэффициент условия работы болтового соединения; μ — коэффициент трения, принимаемый по табл. 36* СНиП II-23-81*; γ_h — коэффициент надежности, определяемый по той же таблице.

В нормах предусмотрен учет неравномерности работы болтов в соединении (например, неравномерность натяжения). В соответствии с этим коэффициент γ_b предлагают считать равным 0,8 при $n<5$; 0,9 при $5 \le n < 10$ и 1,0 при $n \ge 10$, где n — число болтов в соединении.

Во фрикционных соединениях усилия натяжения болтов контролируются либо по углу поворота гайки α, либо по моменту закручивания гайки M (моменту силы, приложенной к рукоятке гаечного ключа относительно центра отверстия).

Во фрикционных соединениях с числом болтов не более четырех, выполненных из стали с временным сопротивлением не более 37 кН/см^2, разрешается вместо газопламенной обработки использовать внедряемый проволочный элемент в виде звезды, изготовленной из высокопрочной проволоки.

При действии продольной силы N число высокопрочных болтов в соединении n определяют по формуле

$$n \ge N/(Q_{bh}k\gamma_c), \quad (5.7)$$

где k — число плоскостей трения; γ_c— коэффициент условия работы конструкции (см. прил. 14).

Расчет на прочность самих соединяемых элементов высокопрочными болтами выполняют с учетом того, что сдвигающие усилия уже переданы (полностью или частично) силами трения соединяемых поверхностей, находящихся вне места ослабления сечения отверстиями. При этом проверку ослабленных сечений производят при статических нагрузках по площади сечения брутто A в том случае, когда площадь нетто $A_n \ge 0{,}85A$, а при $A_n < 0{,}85A$ — по условной площади $A_c = 1{,}18A_n$.

При динамических нагрузках расчет производят по площади нетто A_n.

Опыт показывает, что среднестатическое значение усилия натяжения болтов на 8—10 % превышает контролируемое, определенное расчетом.

5.3.3. Расчет заклепочных соединений. В настоящее время при возведении новых сооружений заклепочные соединения в строительных конструкциях практически не при-

Таблица 5.1

Значения расчетного сопротивления заклепочного соединения

Напряженное состояние	Условное обозначение	Группа соединений	Расчетное сопротивление заклепочного соединения (срезу и растяжению заклепок из стали марок)	
			Ст2 (С235)	09Г2 (С345)
Срез	R_{rs}	В	180	220
		С	160	—
Растяжение (отрыв головок)	R_{rt}	В, С	120	150
Смятие	R_{rp}	В, С	—	—

Примечания: 1. К группе В относятся соединения, в которых заклепки поставлены в отверстия, сверленные в собранных элементах или в деталях по кондукторам. К группе С относятся соединения, в которых заклепки поставлены в отверстия, сверленные без кондукторов в отдельных деталях.

2. При применении заклепок с потайными или полупотайными головками расчетные сопротивления заклепочных соединений срезу и смятию понижаются умножением на коэффициент 0,8. Работа на растяжение не допускается.

меняются ввиду сложности технологии их выполнения. Однако при реконструкции ранее построенных сооружений может возникнуть необходимость расчета заклепочных соединений.

Расчет заклепочных соединений при проектировании новых конструкций выполняется по той же методике, по какой рассчитывают обычные болтовые соединения (без контролируемого натяжения болтов). В табл. 5.1 приведены значения расчетных сопротивлений некоторых строительных сталей, применяемых в заклепочных соединениях.

5.4. Конструирование болтовых и заклепочных соединений

5.4.1. Типы болтовых соединений. Различают две конструктивные разновидности соединений — стыки и прикрепления элементов друг к другу.

Стыки листового металла осуществляют двусторонними (рис. 5.8, *а*) или односторонними (рис. 5.8, *б*) накладками. Двусторонние накладки, обеспечивающие симметричную передачу усилия, предпочтительнее. Стыки с односторонней накладкой дают эксцентричное соединение, в котором силовой поток отклоняется от своего первоначального направления, при этом возникают изгибающие моменты и необходимое по расчету число болтов увеличивается в этом случае на 10 %. При соединении листов неодинаковой толщины накладками разницу их толщин компенсируют постановкой прокладок, причем число болтов, работающих через прокладку, должно быть также увеличено на 10 % против расчетного.

Стыки профильного металла (рис. 5.9) выполняют накладками: уголки — уголковыми или листовыми (рис. 5.9, *а*), двутавры и швеллеры — листовыми (рис. 5.9, *б*). Благодаря значительной жесткости самого соединяемого профиля эксцентриситет прикрепления накладок слабо сказывается на работе соединения, в связи с чем число болтов по сравнению с расчетным не увеличивается.

Прикрепление элементов осуществляют внахлестку (рис. 5.10). Для работы соединения предпочтительнее симметричное прикрепление элементов с двух сторон (рис. 5.10, *а*).

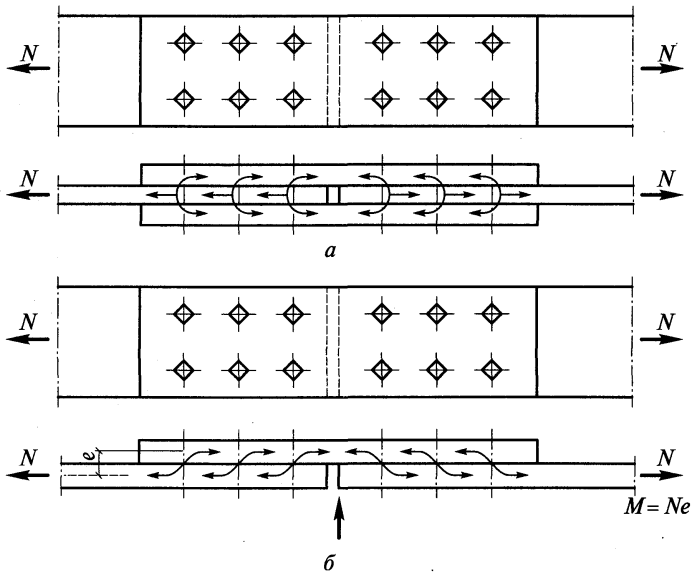


Рис. 5.8. Стыки элементов с односторонней накладкой (ромбы обозначают болты в соединении с неконтролируемым усилием натяжения болтов)

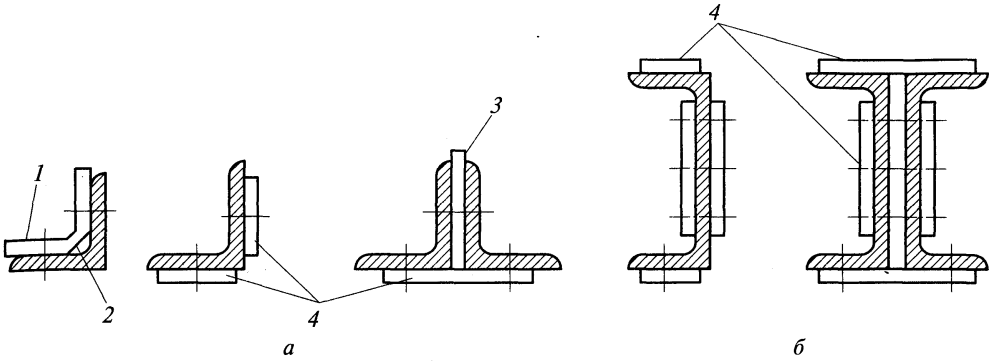


Рис. 5.9. Болтовые и клепаные стыки прокатных профилей:

а — уголковых профилей; *б* — швеллеров; *1* — уголковая накладка; *2* — фаска; *3* — прокладка; *4* — листовые накладки

При одностороннем прикреплении жесткого элемента к гибкому, например уголка к фасонке (рис. 5.10, *б*) появляется эксцентриситет, что требует увеличения числа болтов соединения на 10 % против расчетного.

При конструировании болтовых соединений следует стремиться к применению болтов одного диаметра в пределах каждого конструктивного элемента и к наименьшему числу диаметров болтов во всем сооружении. Наибольшее применение находят в конструкциях средней мощности болты диаметром $d_b = 20...24$ мм, а в тяжелых конструкциях — диаметром $d_b = 24...30$ мм.

Допускается элементы в узле крепить одним болтом. В соединениях на высокопрочных болтах в случае перепада плоскостей стыкуемых деталей от 0,5 до 3 мм на выступающей детали должен быть сделан скос с уклоном 1:10. При перепадах более 3 мм необходимо применять прокладки из стали той же марки, что и в конструкции, обработанные с двух сторон тем же способом, каким обрабатывались детали соединения.

5.4.2. Размещение болтов в соединении. При конструировании соединения следует стремиться к наилучшей передаче усилия с одного элемента на другой кратчайшим путем при одновременном обеспечении удобства выполнения соединения. В стыках и узлах прикреплений (для экономии материала накладок) расстояние между болтами должно быть минимальным.

В малонагруженных (связующих, конструктивных) соединениях расстояние должно быть максимальным (для уменьшения числа болтов).

Болты располагают в соединении по прямым линиям — рискам, параллельным действующему усилию. Расстояние между двумя смежными рисками называется дорожкой, а расстояние между двумя смежными по риске болтами — шагом (рис. 5.11). Расстояние между центрами болтов и заклепок принимают по табл. 39 СНиП II-23-81* и рис. 5.11. Минимальное расстояние определяется условиями прочности основного материала. Максимальное расстояние

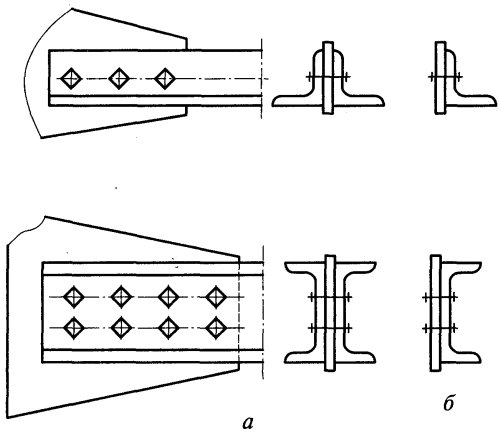


Рис. 5.10. Прикрепления элементов конструкций:

а — симметричное; *б* — несимметричное

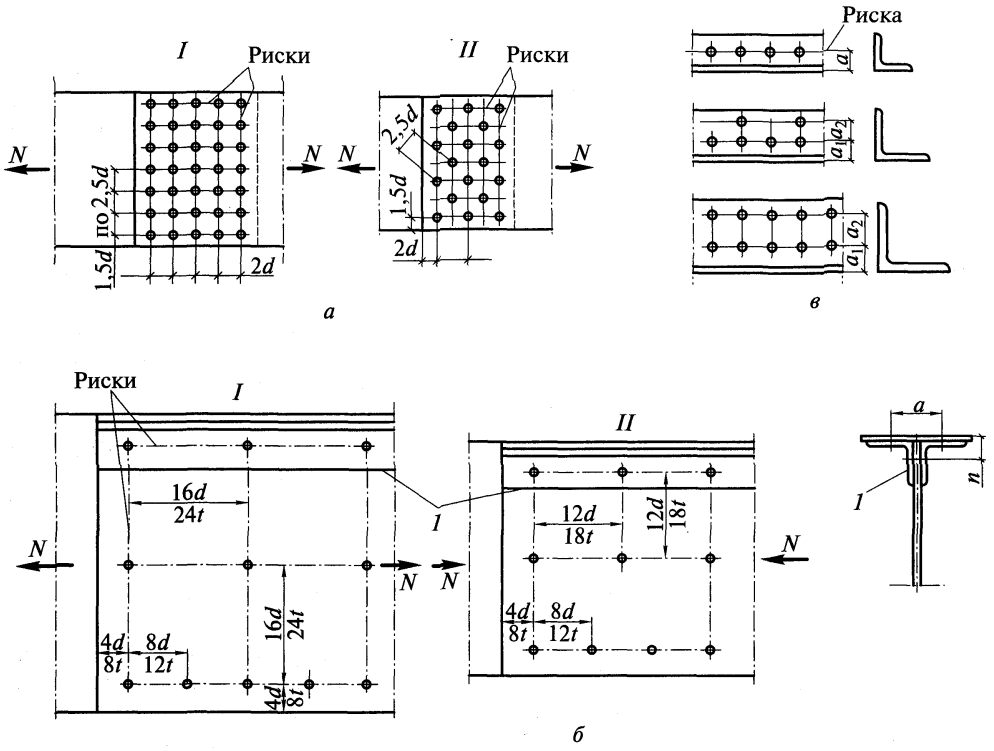


Рис. 5.11. Размещение отверстий для болтов в соединении:

а — минимальные расстояния при рядовом (*I*) и шахматном (*II*) расположении болтов; *б* — максимальные расстояния при растяжении (*I*) и сжатии (*II*) элементов; *1* — окаймляющий уголок; *в* — размещение болтов в профильных элементах

определяется устойчивостью сжатых частей элементов в промежутках между болтами или условием плотности соединения растянутых элементов во избежание попадания в щели влаги и пыли, способствующих коррозии элемента.

В профильных элементах (уголках, двутаврах, швеллерах) положение рисок и возможные диаметры отверстий должны отвечать требуемой прочности элемента и практической возможности постановки болтов в соединениях. Положение рисок на профильных элементах приведены в справочниках металлических конструкций (рис. 5.11, *в*).

Для облегчения пользования кондукторами для сверления отверстий желательно иметь шаг и дорожку, кратные 40 мм.

5.5. Особенности соединения элементов конструкций из алюминиевых сплавов

В конструкциях из алюминиевых сплавов также применяются стальные и алюминиевые болты нормальной и повышенной точности. Алюминиевые болты изготовляют из специальных сплавов. Высокопрочные болты для конструкций из алюминиевых сплавов изготовляют из стали. При постановке высокопрочных стальных болтов нельзя допускать непосредственного контакта стали и алюминиевого сплава, так как в местах их сопри-

косновения возникает интенсивная электрохимическая коррозия. Во всех случаях применения стальных болтов шайбы и сами болты должны быть кадмированы или оцинкованы.

Для заклепочных соединений конструкций из алюминиевых сплавов применяют холодную клепку алюминиевыми заклепками, так как мягкость алюминия способствует легкому заполнению отверстия стержнем заклепки и образованию ее замыкающей головки.

Большое распространение в конструкциях из алюминиевых сплавов получили болты с обжимными кольцами — лок-болты. Стержень лок-болта изготовляют из жесткого сплава, он имеет большую длину и снабжен со стороны свободного конца рифами. Стержень вставляют в отверстие и на него надевают обжимное кольцо из пластичного сплава. Пистолет-заклепочник захватывает за рифы свободный конец стержня, сильно его натягивает и, прижимая обжимное кольцо к соединяемым деталям, обжимает его на рифах стержня, образуя замыкающую головку. После этого заклепочник отрывает выступающий конец стержня. Все операции по постановке лок-болта выполняются автоматически. В настоящее время применяют лок-болты диаметром 6, 8, 10, 12 и 14 мм.

Работа и расчет болтовых и заклепочных соединений в конструкциях из алюминиевых сплавов принципиально не отличаются от работы и расчета стальных болтов. Однако необходимо учесть специфические особенности соединений конструкций из алюминиевых сплавов.

5.6. Примеры расчета болтовых соединений

Пример 5.1. Запроектировать стык листов сечением 500×12 мм из стали С245. Болты относятся к классу точности В. На соединение действует растягивающая сила $N = 1000$ кН.

По СНиПу для стали С245 расчетное сопротивление $R_y = 24$ кН/см^2. Расчетное сопротивление смятию болтовых соединений $R_{bp} = 45$ кН/см^2 (см. табл. 59* СНиП II-23-81*). Стык проектируем симметричным с двумя накладками толщиной 8 мм каждая. Выбираем болты класса прочности 5.8. Расчетное сопротивление срезу $R_{bs} = 20$ кН/см^2 (см. табл. 58* СНиП II-23-81*). Принимаем диаметр болтов $d_b = 20$ мм. Из условия работы болтов на срез при двух плоскостях среза усилие, которое может быть воспринято одним болтом (см. рис. 5.5):

$$N_b' = R_{bs}\gamma_b A n_s \gamma_c = (R_{bs}\gamma_b 3{,}14 d_b^2 / 4)2\gamma_c, \quad \gamma_c = 1.$$

По табл. 35* СНиП II-23-81* для многоболтового соединения $\gamma_b = 0{,}9$; отсюда $N_b' = (20 \cdot 0{,}9 \cdot 3{,}14 \cdot 22/4)2 = 113{,}1$ кН.

Из условия смятия (5.2) $N_b'' = R_{bp}\gamma_b d_b \sum t \gamma_c$; $N_b'' = 45 \cdot 0{,}9 \cdot 2 \cdot 1{,}2 = 97{,}2$ кН; $\sum t = 12$ мм (толщина накладок $2 \cdot 8 = 16$ мм, что больше толщины соединяемого элемента).

Требующееся число болтов определяем из условия смятия. На полунакладке требуется болтов $n = N/N_b'' = (1000/97{,}2) = 10{,}3$. Принимаем 12 болтов, расположенных в два ряда по шесть болтов в каждом ряду.

Проверяем несущую способность листа, ослабленного отверстиями для болтов, с учетом упругопластической работы элементов и накладок в зоне стыка путем введения коэффициента условия работы $\gamma_c = 1{,}1$.

Размер (диаметр) отверстий $d = 2{,}3$ см $= 23$ мм (для точности класса В). Следовательно, $N \le R_y A_n \gamma_c$; $24 \cdot 1{,}2(50 - 6 \cdot 2{,}3)1{,}1 = 1147 > 1000$ кН.

Прочность соединяемых элементов обеспечена.

Сечение накладок проверять не нужно, так как площади поперечного сечения нетто двух накладок больше площади поперечного сечения нетто соединяемого элемента A_n.

Пример 5.2. Рассчитать стык листов сечением 500×12 мм из стали С245 как болтовое соединение на высокопрочных болтах.

На соединение действует растягивающая сила $N = 1000$ кН. Расчетное сопротивление материала соединяемых элементов $R_y = 24$ кН/см^2. Принимаем диаметр болтов 20 мм.

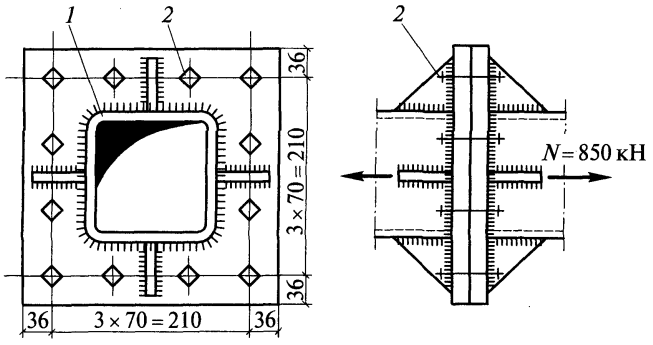


Рис. 5.12. Расчетные схемы болтовых соединений на растяжение:
1 — труба 140×8; *2* — болты d_b = 24 мм

Материал болтов сталь 40Х «селект» с наименьшим временным сопротивлением R_{bun} = = 110 кН/см^2. Очистка поверхностей элементов соединения газопламенная.

Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения в соединении (одним болтоконтактом) $Q_{bh} = R_{bh}\gamma_b A_{bn}\mu/\gamma_h$. По табл. 61 СНиП II-23-81* и формуле (5.5) находим расчетное сопротивление растяжению стали 40Х «селект» R_{bh} = = 77 кН/см^2. Коэффициент условия работы соединения, зависящий от числа болтов, необходимых для восприятия силы N, γ_b = 0,9 (ожидаемое число болтов n больше 5 и меньше 10). Площадь сечения болта нетто при d_b = 20 мм равна A_{bn} = 2,45 см^2. Коэффициент трения при газопламенной обработке поверхностей определяем по табл. 36* СНиП II-23-81*; μ = 0,42. Коэффициент надежности γ_h принимаем по той же таблице. При контроле усилия натяжения болта по углу поворота гайки γ_h = 1,02; Q_{bh} = (77 · 0,9 · 2,45 · 0,42/ /1,02) = 70.

Число болтов $n = N/(Q_{bh}k\gamma_c)$ = 1000/(2 · 70) = 7,14. Коэффициент условия работы γ_c = 1; число плоскостей трения k = 2.

Принимаем в полунакладке два ряда болтов по четыре болта в каждом ряду. Определяем прочность соединяемого листа. Площадь поперечного сечения листа нетто при диаметре отверстия d = 2,3 см = 23 мм равна A_n = 1,2(50 – 4 · 2,3) = 48,96 см^2. Площадь сечения листа брутто A = 1,2 · 50 = 60 см^2. Отношение площадей A_n/A = 48,96/60 = 0,82 < 0,85.

Условная площадь A_c = 1,18 A_n = 1,18 · 48,96 = 57,77 см^2; A_cR_y = 57,77 · 24 = 1386 > N = = 1000 кН, т.е. прочность стыкуемого листа обеспечена.

Пример 5.3. Определить число болтов, необходимое для выполнения фланцевого соединения растянутого элемента — трубы квадратного сечения размером 140×8 мм (рис. 5.12). Растягивающее усилие N = 850 кН. Материал трубы — сталь С245. Принимаем болты класса прочности 5.6. Расчетное сопротивление материала болта на растяжение R_{bt} = 21 кН/см^2 (по табл. 58* СНиП II-23-81*).

Задаемся диаметром болта d_b = 24 мм. Несущая способность одного болта $N_b = A_{bn}R_{bt}\gamma_c$. Коэффициент условия работы конструкции γ_c = 1. Площадь поперечного сечения болта нетто по нарезке (см. табл. 62* СНиП II-23-81*) A_{bn} = 3,52 см^2; N_b = 3,52 · 21 = 73,92 кН. Требуемое число болтов N/N_b = 850/73,92 = 11,5. Принимаем n = 12. Диаметр отверстия для болтов $d = d_b + 3$ = 24 + 3 = 27 мм.

Минимальное расстояние между центрами отверстий для болтов $a_{\min} = 2{,}5d$ = 27 · 2,5 = = 67,5 см. Принимаем a = 70 мм.

ГЛАВА 6

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ, ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

6.1. Проектирование

Процесс создания металлической конструкции обычно состоит из трех этапов: проектирования, изготовления и монтажа. Каждый этап выполняет специализированная организация, но все они находятся в тесной зависимости друг от друга. Согласованность этих этапов в большой степени определяет качество и стоимость объекта.

Задачей проектирования является выбор общей схемы сооружения, конструктивного решения и формы сечений элементов, а также определение их размеров, обеспечивающих требования эксплуатации сооружения, необходимую надежность и долговечность сооружения при минимальных затратах материала и стоимости всего сооружения.

Проектирование производится в соответствии с заданием, которое составляется заказчиком.

Проектирование может включать одну стадию — рабочий проект, или две стадии — проект и разработку рабочей документации. В одну стадию проектируют объекты, строительство которых будет вестись по типовым проектам, а также технически несложные объекты. Примером таких решений являются массовые сборные здания комплектной поставки из легких металлических конструкций типа «Молодечно», «Орск», «Канск», для которых разработаны типовые чертежи. Их проектирование сводится к выбору и привязке готовых конструкций к конкретным условиям строительства. Для индивидуальных и сложных объектов проектирование ведется в две стадии. На стадии *проекта* дается краткое описание и обоснование вариантов основных архитектурно-строительных решений, а также целесообразности применения металлических конструкций, определяется основная конструктивная схема сооружения, выбираются типы конструкций и проводятся приближенные расчеты стоимости объекта. По предлагаемым решениям разрабатываются основные чертежи — планы и разрезы со схематическим изображением основных несущих и ограждающих конструкций. После рассмотрения вариантов проекта выбранный вариант утверждается заказчиком.

В состав *рабочей документации* металлических конструкций входят рабочие чертежи конструкций металлических (КМ) и деталировочные чертежи конструкций металлических деталированных (КМД). Чертежи КМ выполняются проектной организацией на основании утвержденного задания.

В рабочих чертежах КМ решаются все вопросы компоновки металлических конструкций и увязки их с технологической, транспортной, архитектурно-строительной и другими частями проекта.

В состав чертежей КМ входят: пояснительная записка, данные о нагрузках, статические и динамические расчеты прочности, устойчивости и деформаций, общие компоновочные чертежи, схемы расположения частей конструкций с таблицами сечений элементов, чертежи и расчеты наиболее важных узлов конструкций и полная спецификация металла по профилям. При разработке чертежей КМ все размеры конструкций должны удовлетворять единой модульной системе (ЕМС) и правилам унификации параметров некоторых конструктивных элементов, например, пролеты и шаги рам промзданий должны быть кратны 6 м. Выполнение этих правил существенно облегчает сопряжение конструкций между собой и расширяет применение типовых элементов и конструкций.

Кроме того, чертежи КМ следует разрабатывать таким образом, чтобы в них было применено максимальное число типовых конструкций и деталей и чтобы конструкция была технологичной, т.е. трудоемкость ее изготовления и монтажа, была минимальна. По чертежам КМ заказывается металл и разрабатываются деталировочные чертежи КМД. Чертежи КМД, как правило, разрабатываются в конструкторском бюро завода-изготовителя с учетом технических особенностей завода.

Неоценимую помощь в проектировании принесло применение ЭВМ. Оно дало возможность использовать при проектировании уточненные, как правило, более сложные и громоздкие методы расчетов конструкций, автоматизировать трудоемкую работу по созданию проектной документации — чертежей, таблиц и т.п. Высокое быстродействие ЭВМ обеспечивает проведение широкого и углубленного вариантного проектирования — основы поиска оптимального проектного решения. Технология проектирования с широким использованием ЭВМ получила название система автоматизированного проектирования (САПР). Такие системы могут обеспечивать комплексную автоматизацию всех работ по созданию проектной документации при высокой производительности труда.

Для расчетов на ЭВМ бывает необходимо назначать сечения рассчитываемой системы, полученные на основе приближенного ручного расчета.

Наиболее гибкой технологией является диалоговая система расчета на персональных ЭВМ, когда весь расчет разукрупняется на более мелкие участки, каждый из которых контролируется, а при необходимости и корректируется конструктором в процессе проектирования. В процессе персональных вычислений конструктор может сам формулировать для ЭВМ стоящую перед ним задачу и решать ее с использованием набора готовых программ, а при необходимости и добавлять собственные разработки.

Стремительное развитие персональных ЭВМ позволяет создавать автоматизированные рабочие места (АРМ), максимально обеспечивающие и повышающие производительность творческого труда инженеров-проектировщиков.

6.2. Изготовление

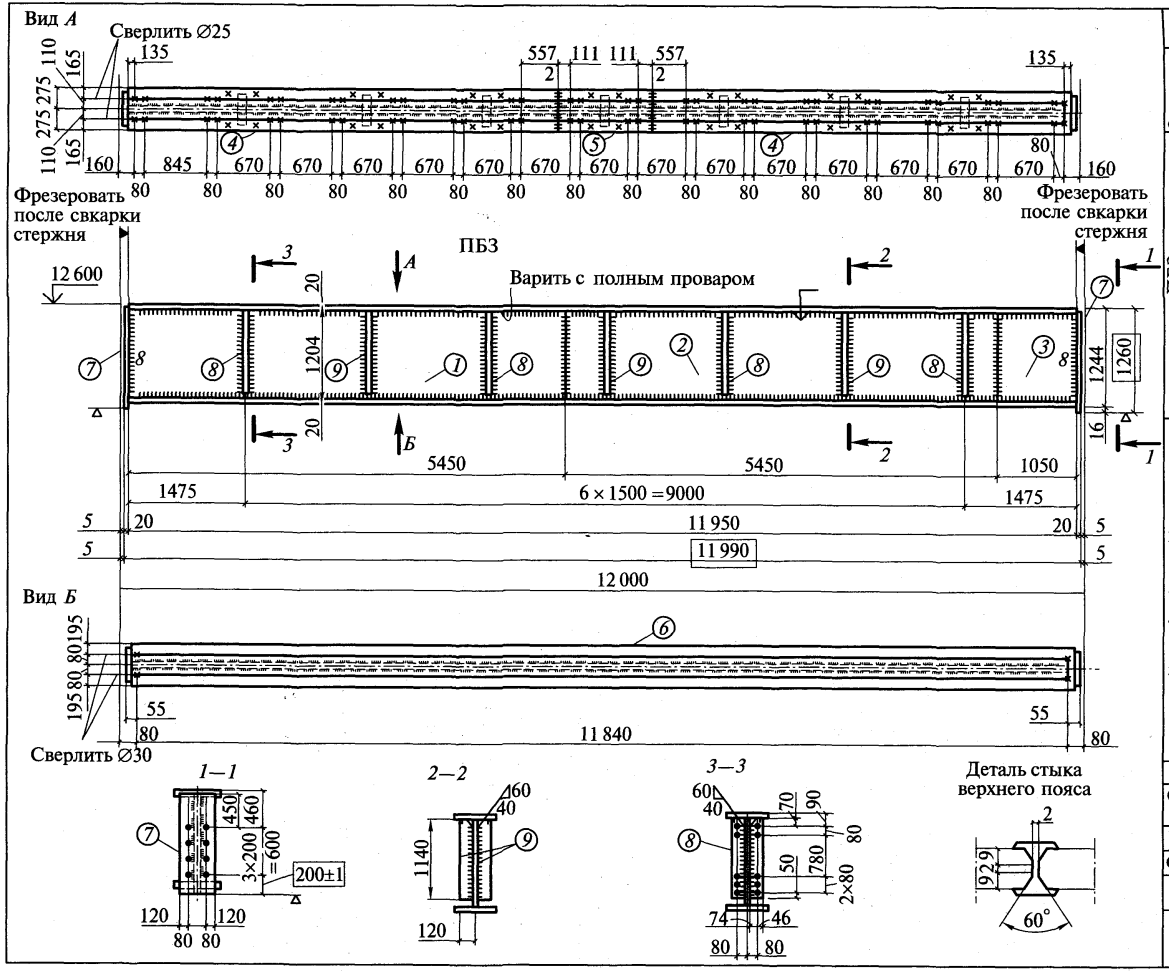
6.2.1. Проектная документация. Основным исходным документом производственного технологического процесса заводского изготовления металлической конструкции являются чертежи КМД и описание технологии изготовления, разрабатываемые для всех отправочных марок, составляющих запроектированное сооружение в специализированных конструкторских бюро заводов-изготовителей. *Отправочный маркой* называется конструктивный элемент (или его часть), удовлетворяющий условиям перевозки и полностью изготовляемый на заводе металлоконструкций. По чертежам КМД изготовляются все детали, входящие в партию каждого отправочного элемента, и выполняются сборка и сварка отправочных элементов.

Чертежи КМД должны быть понятны производственному персоналу, который пользуется ими в рабочей обстановке, а потому следует выполнять их по определенным правилам. Они состоят из изображений заводских изделий (отправочных элементов — «марок»), по которым производится их изготовление, и монтажных схем, по которым производится монтаж конструкций. *Деталировочный чертеж*[1] (рис. 6.1) включает в себя:

1) графическое изображение отправочных марок в масштабах, удобных для чтения (в сквозных конструкциях часто масштаб осей и сечений элементов разный), со всеми размерами и указаниями, необходимыми для изготовления каждой детали, сборки и сварки отправочных элементов;

2) геометрическую схему (для решетчатых конструкций);

[1] *Абаринов А.А.* Составление деталировочных чертежей металлических конструкций. — М.: Стройиздат, 1977.



Спецификация стали в Ст3 сп5.

Отпр.марка	Сбор.марка	К-во т	К-во н	Сечение	Длина, мм	Масса,кг Сбор.мар.	Масса,кг Общ.	Масса,кг Отпр.мар.	Примеч.
ПБЗ	1	1		-1204×12	5450	620	620	3835	Фр.1т
	2	1		-1204×12	5450	620	620		
	3	1		-1204×12	1050	120	120		Фр.1т
	4	2		-550×20	5447	470	940		Фр.1т
	5	1		-550×20	1052	96	96		
	6	1		-550×20	11950	1036	1036		Фр.2т
	7	2		-400×20	1250	78,5	157		Стр.1т
	8	8		-120×12	1140	13	104		Ср.уг2
	9	6		-120×12	1140	13	78		Ср.уг2
				1,5%на сварку			59		

Примечания:

1. Материал — в Ст3 сп.5, для сварных конструкций по ГОСТ 380—71*.
2. Все отверстия продавливать пуансоном ∅23 мм, кроме отмеченных.
3. Все швы $h = 6$ мм, кроме отмеченных.
4. Поясные и стыковые швы варить автоматом.
5. Все остальные швы варить электродами Э42А.

Таблица отправных марок

Отпр. мар.	К-во	Масса,кг шт.	Масса,кг общ.	Отпр. мар.	К-во	Масса,кг шт.	Масса,кг общ.
ПБЗ	29	3835	111215				

Общ.масса конструкций по черт.111215 кг

Подкрановая балка

Лист 5

Рис. 6.1. Чертеж КМД

3) спецификацию деталей для каждого отправочного элемента с указанием марки стали;

4) таблицу отправочных элементов, а также таблицу заводских сварных швов;

5) примечания, касающиеся изготовления конструкций.

Все размеры в чертежах КМД даются в миллиметрах. Размеры деталей в спецификации указываются в окончательном виде, т.е. после обработки. При определении массы фасонных деталей из листовой стали учитывается действительная их площадь. К массе всех деталей отправочного элемента добавляется масса наплавленного металла заводских швов, которая принимается равной 1,0—1,5 % массы всех деталей.

В примечаниях к чертежам КМД указываются преобладающие на чертеже толщины швов и диаметры отверстий, размеры обрезов деталей, типы электродов, способы сварки и т.п.

При разработке деталировочных чертежей следует стремиться к уменьшению типов отправочных элементов и деталей каждого элемента, а также к уменьшению числа профилей и марок сталей. На чертежах КМД проставляются только те размеры, которые необходимы для изготовления деталей отправочных элементов, их сборки, контроля и увязки с примыкающими конструкциями.

Монтажные схемы составляются для каждой группы конструкций отдельно, например: 1) колонны со связями; 2) конструкции покрытия (стропильные фермы, связи, прогоны) (рис. 6.2); 3) подкрановые балки и т.п.

Монтажные схемы вычерчиваются в масштабе 1:100—1:400 в зависимости от типа и размера сооружения. На них должны быть показаны все размеры и отметки, необходимые для установки и выверки конструкций. На монтажной схеме отправочные элементы обозначаются марками, соответствующими маркам деталировочных чертежей.

6.2.2. Технология изготовления[1]**.** Процесс изготовления каждой партии отправочных марок на заводе начинается с разработки технологической карты изготовления, которая составляется на основании чертежей КМД.

Технологический процесс изготовления металлической конструкции на заводе состоит из ряда операций, выполняемых в указанной последовательности: подготовка металлопроката, изготовление (обработка) отдельных деталей отправочной марки, сборка отправочных элементов, их сварка, выполнение при необходимости отделочных операций (фрезеровка торцов, сверление монтажных отверстий, контрольная или общая сборка и т.п.).

Готовые изделия проходят контроль отдела технического контроля (ОТК) и поступают в цех маляропогрузки, где их грунтуют (первичная окраска суриком), маркируют и отгружают на монтаж. Отправка готовых элементов с завода-изготовителя на монтаж, как правило, производится железнодорожным транспортом, поэтому габаритные размеры отправочных элементов не должны превышать провозной габарит железнодорожного транспорта, указанный на рис. 6.3, а их масса должна составлять не более 60 т — грузоподъемности платформ.

В процессе изготовления конструкций по усредненным данным наибольший удельный вес трудозатрат приходится на три основные операции: обработку — 25 %, сборку — 30 % и сварку — 30 %.

На новых заводах предусматриваются поточные линии по изготовлению колонн, балок, ферм и других конструкций, что сильно снижает трудозатраты на их изготовление и повышает производительность труда рабочих. Для уменьшения трудозатрат и улучшения качества конструкции последняя должна быть технологична, т.е. наилучшим образом приспособлена к прогрессивным методам изготовления.

6.2.3. Производственные требования к конструктивной форме. 1. Конструктивная форма должна обеспечивать прогрессивные способы изготовления конструкций и соответствовать возможностям современной технологии изготовления.

---

[1] *Пешковский О.И.* Технология изготовления металлических конструкций. — 3-е изд. — М.: Стройиздат, 1990.

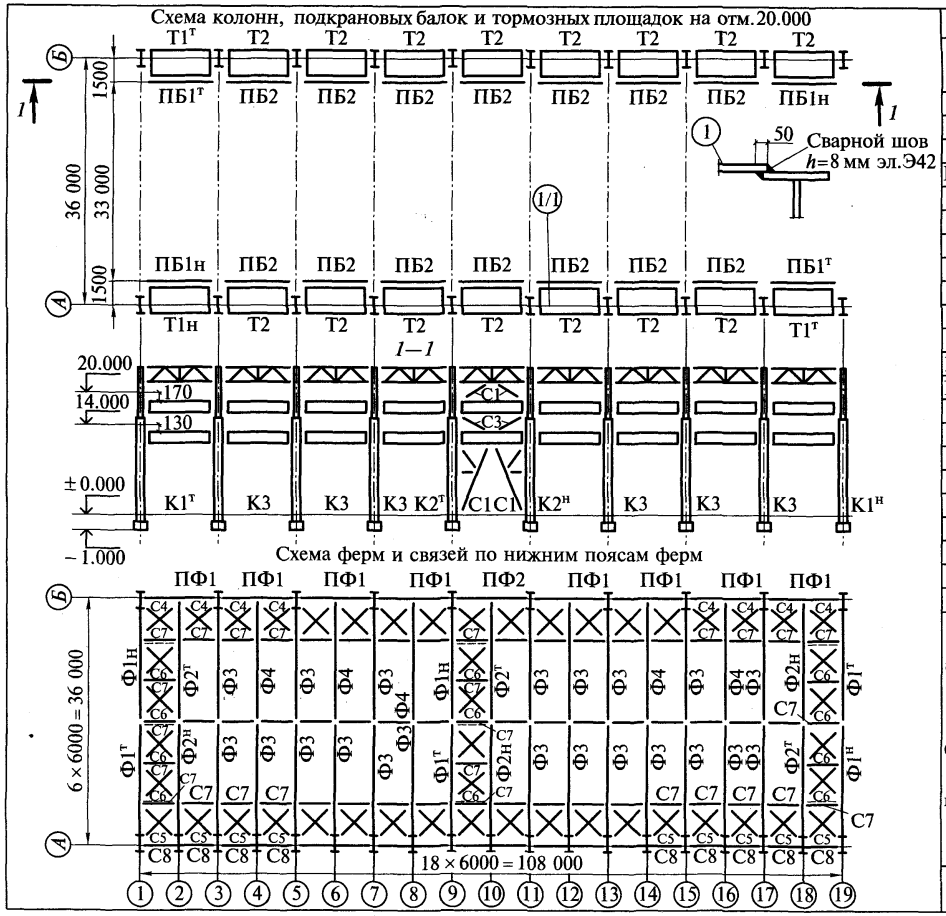


Таблица монтажных элементов

Марка	К-во	Наименование элемента	№ черт.	Масса, кг шт.	Масса, кг общ.	Примечание
$К1^{т}_{н}$	1+1	Колонны	1	17950	35900	
$К2^{т}_{н}$	1+1	"	1	17930	35860	
К3	6	"	1	17930	107680	
$ПБ1^{т}_{н}$	2+2	Подкран. балки	2	5510	22040	
ПБ2	14	"	2	5380	75320	
$Т1^{т}_{н}$	2+2	Тормоз. площ.	3	1480	5920	
Т2	14	"	3	1380	19320	
$Ф1^{т}_{н}$	4+5	Строп фермы	4	4350	39150	
$Ф2^{т}_{н}$	2+1	"	4	4340	13020	
Ф3	20	"	4	4350	87000	
Ф4	6	"	4	4340	26040	
ПФ1	8	Подстр.фермы	5	1220	9760	
ПФ2	1	"	5	1230	1230	
С1	2	Связи по колон	6	2310	4620	
С2	2	"	6	430	860	
С3	2	"	6	410	820	
С4	18	Связи кровли	6	60	1080	
С5	18	"	6	60	1080	
С6	12	"	6	65	780	
С7	45	"	6	110	4950	
С8	18	"	6	105	1890	

Общая масса конструкции по схеме 494 220 кг

Примечания

Монтаж конструкций производить:

а) связей — по нижнему поясу ферм, вертикальных — по фермам, подстропильных ферм к колоннам, соединения подкрановых балок между собой — на болтах нормальной точности ∅20 мм;

б) подкрановых балок к колоннам — на болтах повышенной точности ∅24 мм;

в) всех остальных конструкций — на сварке согласно указаниям на чертеже с узлами

Монтажная схема конструкций промышленного здания	Лист 14

Рис. 6.2. Монтажная схема промздания

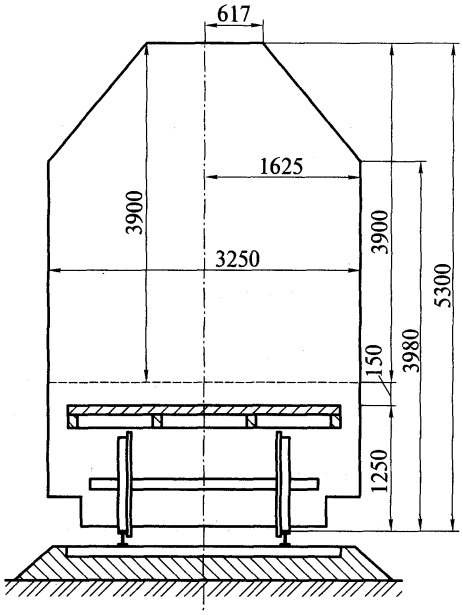


Рис. 6.3. Провозной габарит железнодорожного транспорта (предельная высота конструкции — 3900 мм, предельная ширина — 3250 мм, толщина подкладки — 150 мм)

2. В проектах желательно увеличение объема применения серийных конструктивных элементов, типовых конструктивных схем, типовых решений узлов и типоразмеров для осуществления поточного производства.

3. Следует максимально заменять ручную сварку и резку машинной при общем уменьшении объема сварочных работ.

4. В соединениях конструкций передачу усилий с одного элемента на другой желательно проектировать через фрезерованные торцы элементов и опорные столики вместо сварных стыковых соединений.

5. Отправочные элементы должны удовлетворять условиям перевозки и возможностям грузоподъемного оборудования завода-изготовителя и монтажной организации.

6.3. Монтаж

Технология монтажа металлических конструкций обычно разрабатывается в проектах производства работ, выполняемых производственными отделами монтажных организаций.

6.3.1. Технология монтажа[1]. Работы по монтажу металлических конструкций складываются из ряда процессов, последовательно выполняемых на строительной площадке.

Первый этап включает работы по разгрузке, приемке, сортировке, укрупнительной сборке и подготовке элементов к установке (очистка элементов от грязи и ржавчины, окраска и оснастка монтажными приспособлениями). В зависимости от объема монтажных работ эти работы выполняются на центральных или приобъектных складах. Укрупнительной сборке подвергаются конструкции, габаритные размеры которых превышают возможности перевозки их по железной дороге в собранном виде и изготовленные на заводе из нескольких отправочных элементов. Например, фермы покрытий, как правило, состоят из двух-трех отправочных элементов. При крупноблочном монтаже укрупнительная сборка обычно производится вблизи от места подъема блока, а при конвейерной сборке, применяемой для монтажа некоторых промышленных зданий большой площади, на специальной площадке.

После подготовки конструкции к установке в проектное положение и подготовки опор (оснований, фундаментов — нулевой цикл) под монтируемые элементы наступает второй этап монтажных работ — установка элементов в проектное положение, их выверка, временное закрепление и установка связей. Операции эти весьма разнообразны и сильно различаются в зависимости от монтируемой конструкции и выбранного

[1] *Мельников Н.П.* Металлические конструкции, современное состояние и перспективы развития. — М.: Стройиздат, 1983.

метода ее монтажа. После завершения выверки конструкций наступает третий этап монтажных работ — полное закрепление монтажных соединений элементов, освобождение конструкции от вспомогательных устройств (подмостей, временных связей и т.п.) и монтаж ограждающих конструкций.

6.3.2. Основные требования монтажа, предъявляемые к проекту. 1. Выбор схемы сооружения должен производиться с учетом метода производства работ.

2. Число монтажных элементов и отправочных марок должно быть наименьшим.

3. Разбивку конструкций на отправочные и монтажные элементы следует производить с учетом выполнения максимального объема работ на заводе, а также возможности транспортировки элементов к месту монтажных работ.

4. Масса монтажного элемента должна соответствовать грузоподъемности монтажного оборудования.

5. Для сокращения числа подъемов мелкие элементы должны быть укрупнены.

6. Монтажные узлы должны быть максимально упрощены путем широкого использования непосредственной передачи усилий через торцы элементов, опирания на «столики» и т.п.

7. Должна быть обеспечена простота заводки элементов и крепления их к ранее установленным частям сооружения.

8. Используемые методы изготовления конструкций должны обеспечивать уменьшение объема работ по пригонке торцов и кромок на монтаже.

9. В рабочих чертежах элементов должны быть указаны приспособления для монтажа (крепления подмостей, приспособления для строповки и т.п.).

Приведенные требования учитываются при проектировании путем согласований до начала изготовления конструкций на заводе-изготовителе.

ГЛАВА 7

БАЛКИ И БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

7.1. Общая характеристика балочных конструкций

Балки являются основным и простейшим конструктивным элементом, работающим на изгиб. Их широко применяют в конструкциях гражданских, общественных и промышленных зданий, в балочных площадках, междуэтажных перекрытиях, мостах, эстакадах, в виде подкрановых балок производственных зданий, в конструкциях гидротехнических шлюзов и затворов и других сооружениях. Широкое распространение балок определяется простотой конструкции, простотой изготовления и надежностью в работе.

Рационально применять сплошностенчатые балки в конструкциях небольших пролетов — до 15—20 м. При увеличении нагрузки область рациональных пролетов возрастает, известны примеры применения сплошных подкрановых балок пролетом 36 м и более. Такие балки часто бывают двустенчатыми, т.е. имеют коробчатое сечение. В автодорожных и городских мостах пролеты сплошных балок достигают 200 м и более.

7.1.1. Типы балок и их сечений. Основным типом сечения металлических балок является двутавровое симметричное. Мерой эффективности (по расходу материала), т.е. выгодности сечения балки как конструкции, работающей на изгиб, является отношение момента сопротивления к площади сечения, равное ядровому расстоянию, $\rho = W/A$. Сравнение ядровых расстояний круглого, прямоугольного и двутаврового сечений, приведенное на рис. 7.1, показывает, что двутавровое сечение выгоднее прямоугольного в 2,5 раза и круглого в 3,4 раза, так как в этом сечении распределение материала наилучшим образом соответствует распределению нормальных напряжений от изгиба балки. Поэтому металлические балки конструируют главным образом двутаврового и коробчатого сечений, чему способствует хорошая работа металла на касательные напряжения, позволяющая делать стенку балки достаточно тонкой.

В зависимости от нагрузки и пролета применяют балки двутаврового и швеллерного сечения, покатные или составные: сварные, болтовые или клепаные (рис. 7.2). Предпочтительны прокатные балки как менее трудоемкие, но ограниченность сортамента делает невозможным их применение при больших изгибающих моментах.

Применяются в строительстве и тонкостенные балки, балки из гнутых профилей, прессованные и составные из алюминиевых сплавов, бистальные балки, т.е. балки, сваренные из двух марок стали, а также балки предварительно напряженные (см. подразд. 7.6).

Чаще применяются балки однопролетные разрезные: они наиболее просты в изготовлении и удобны для монтажа. Однако по затрате металла они менее выгодны, чем

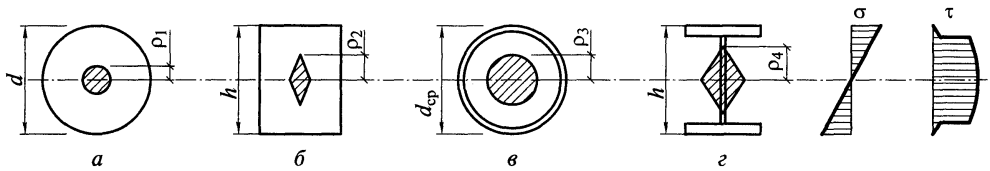


Рис. 7.1. Сравнение типов сечений балок:

а — круглое, $\rho_1 = 0{,}125d$; *б* — прямоугольное, $\rho_2 = 0{,}17h$; *в* — трубчатое, $\rho_3 = 0{,}25d_{ср}$; *г* — двутавровое, $\rho_4 = 0{,}42h$

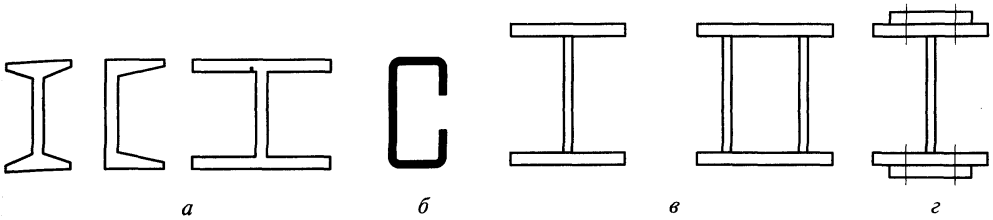


Рис. 7.2. Сечения балок:

а — прокатных; *б* — тонкостенных гнутых; *в* — составных сварных; *г* — сварных с усилением на высокопрочных болтах

неразрезные и консольные. Неразрезные балки благодаря наличию опорного момента, уменьшающего основные моменты в пролетах, более экономичны по затрате материала. Их большая чувствительность к изменениям температуры и осадкам опор, а также необходимость делать крайние пролеты меньше средних для сохранения постоянства сечения делают конструкции таких балок индивидуальными, немассовыми, а применение их — сравнительно редким.

7.1.2. Компоновка балочных конструкций. При проектировании конструкции балочного перекрытия, рабочей площадки цеха, проезжей части моста или другой аналогичной конструкции необходимо выбрать систему несущих балок, обычно называемую *балочной клеткой.*

Балочные клетки подразделяют на три основных типа: упрощенный, нормальный и усложненный (рис. 7.3).

В упрощенной балочной клетке (рис. 7.3, *а*) нагрузка на перекрытие передается через настил на балки настила, располагаемые обычно параллельно меньшей стороне перекрытия на расстояниях *а* (шаг балок), и через них — на стены или другие несущие конструкции. Из-за небольшой несущей способности плоского настила поддерживающие его балки приходится ставить часто, что рационально лишь при небольших пролетах балок. При частом размещении длинных балок возникает противоречие между получаемой несущей способностью и требуемой жесткостью, что неэкономично. Поэтому в балочной клетке нормального типа (рис. 7.3, *б*) нагрузка с настила передается на балки настила, которые, в свою очередь, передают ее на главные балки, опирающиеся на колонны, стены или другие несущие конструкции. Балки настила обычно принимают прокатными.

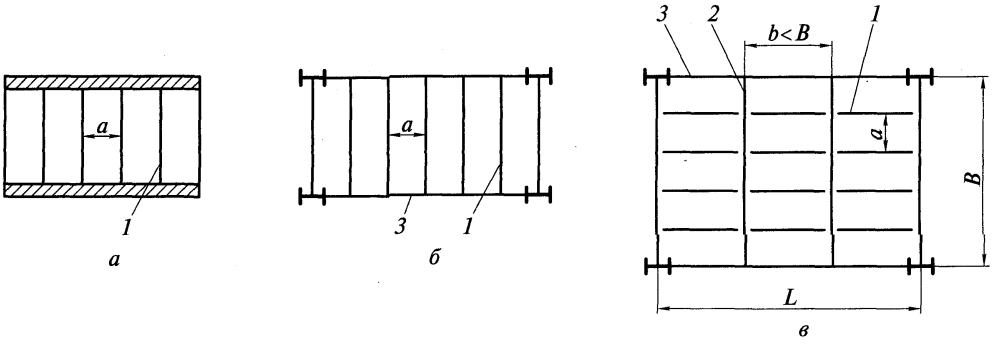


Рис. 7.3. Типы балочных клеток:

а — упрощенный; *б* — нормальный; *в* — усложненный; *1* — балки настила; *2* — вспомогательные балки; *3* — главные балки

В усложненной балочной клетке (см. рис. 7.3, *в*) вводятся еще дополнительные вспомогательные балки, располагаемые под балками настила и опирающиеся на главные балки. В балочной клетке этого типа нагрузка передается на опоры наиболее длинным путем. Для уменьшения трудоемкости изготовления балочной клетки балки настила и вспомогательные балки обычно принимаются прокатными.

Выбор типа балочной клетки связан и с вопросом о сопряжении балок между собой по высоте, определяющим строительную высоту перекрытия (расстояние между верхом и низом перекрытия). Сопряжение балок может быть поэтажное, в одном уровне и пониженное.

При поэтажном сопряжении (рис. 7.4, *а*) балки, непосредственно поддерживающие настил, укладываются на главные или вспомогательные. Это наиболее простой и удобный в монтажном отношении способ сопряжения балок, но он требует наибольшей строительной высоты. При сопряжении в одном уровне (рис. 7.4, *б*) верхние полки балок настила и главных балок располагаются в одном уровне, а на них опирается настил. Этот способ позволяет увеличить высоту главной балки при заданной строительной высоте перекрытия, но существенно усложняет конструкцию опирания балок.

Пониженное сопряжение (рис. 7.4, *в*) применяется в балочных клетках усложненного типа. В нем вспомогательные балки примыкают к главной ниже уровня верхнего пояса главной, на них поэтажно укладывают балки настила, а на них и на главные балки укладывают настил. Этот тип сопряжения, так же как и сопряжение в одном уровне, позволяет иметь наибольшую высоту главной балки при заданной строительной высоте перекрытия.

Основные размеры балочной клетки в плане и по высоте, т.е. полные размеры площадки, расстояния между промежуточными опорами-колоннами, высота помещения под перекрытием и отметка верха настила (разница между которыми с учетом прогиба главной балки определяет возможную строительную высоту перекрытия) обычно задаются технологами или архитекторами исходя из требований размещения оборудования и удобной эксплуатации помещений.

Главные балки обычно опирают на колонны и располагают вдоль больших расстояний между ними.

Расстояние между балками настила *а* (см. рис. 7.3) определяется несущей способностью настила и обычно составляет 0,6—1,6 м при стальном и 2—3,5 м при железобетонном настиле.

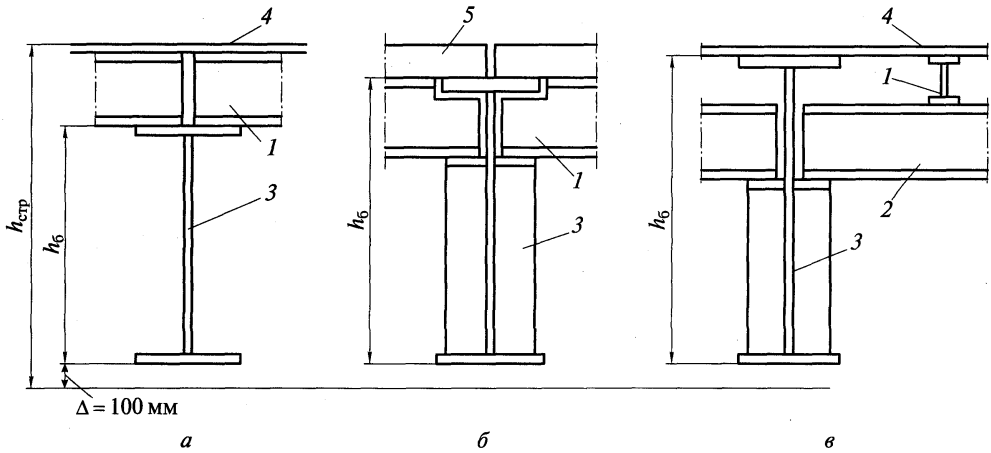


Рис. 7.4. Сопряжения балок:

а — поэтажное; *б* — в одном уровне; *в* — пониженное; $h_{стр}$ — высота перекрытия; $h_б$ — высота балки; Δ — прогиб балки; *1* — балки настила; *2* — вспомогательные балки; *3* — главные балки; *4* — настил; *5* — железобетонные плиты

Расстояние между вспомогательными балками обычно назначается в пределах 2—5 м, оно должно быть кратно пролету главной балки и меньше ширины площадки. При выборе этого расстояния надо стремиться получить минимальное число вспомогательных балок, они должны быть прокатными. Установив пролет главных балок и расстояние между балками настила, выбирают тип и компонуют балочную клетку таким образом, чтобы общее число балок было наименьшим, балки под настилом и вспомогательные балки были прокатными, а сопряжения между балками были простыми и удовлетворяли имеющейся строительной высоте перекрытия. При этом следует принимать наиболее простой тип балочной клетки с наиболее коротким путем передачи усилий от нагрузки на опоры.

Таким образом, выбор рационального типа балочной клетки и типа сопряжении балок в ней зависит от многих факторов и целесообразность выбора для данных конкретных условий может быть установлена только сравнением возможных вариантов конструктивного решения.

При свободной планировке балочной клетки, когда расстояние между промежуточными колоннами не задано или может быть очень небольшим, определение пролетов балок становится технико-экономической оптимизационной задачей, для решения которой могут быть использованы следующие принципы:

а) принцип полного использования несущей способности перекрывающей конструкции. В этом случае задаются наиболее удобным размером сечения балки (например, распространенным номером прокатного двутавра) и исходя из действующей на нее нагрузки определяют расстояния между балками или пролет, при котором эта балка может быть полностью использована. Этот пролет может быть уменьшен при увязке размеров всей балочной клетки на основе требований типизации и унификации конструкций;

б) экономический принцип назначения пролета балки, обеспечивающий наименьшую стоимость балочной клетки и поддерживающих ее опор. Этот принцип, широко используемый в мостостроении, определяет оптимальный по стоимости пролет главной балки $L_{опт}$ при условии равенства стоимостей перекрывающей и поддерживающей конструкции

$$C_{оп} = nC_{б},$$

где $C_{оп}$ — стоимость опоры; n — число балок, опирающихся на одну опору; $C_{б}$ — стоимость одной балки.

7.1.3. Настилы балочных клеток. Настилы балочных клеток бывают весьма разнообразными в зависимости от назначения и конструктивного решения перекрытия. Очень часто поверх несущего настила устраивают защитный настил из дерева, асфальта, кирпича и других материалов.

В качестве несущего настила чаще всего применяют плоские стальные листы или настил из сборных железобетонных плит. В последнее время начинают использовать щитовой настил, состоящий из несущего стального листа, имеющего сверху защитный слой и подкрепленного снизу продольными и поперечными ребрами. Щиты настила имеют размер до 3×12 м и укладываются на балки перекрытий. Такой настил является индустриальным и значительно ускоряет монтаж (рис. 7.5).

Конструкция щитового настила для тяжелых нагрузок состоит из системы продольных и поперечных ребер, образующих балочный ростверк с ячейками около 0,5×1,5 м, к которому сверху приварен листовой настил. Балки ростверка — ребра, поддерживающие настил, — часто делают из гнутых профилей, а приварка их к настилу делает возможным включать в их расчет полосу настила шириной $b = 1,3t\sqrt{E/R_y}$ в качестве верхнего пояса балки-ребра.

Сам листовой настил, опираясь на ребра, работает как пластина, опертая на четыре стороны и закрепленная по контуру[1].

---

[1] Точный расчет такого щита, как ортотропной плиты, см.: *Ильясевич С.А.* Металлические коробчатые мосты. — М.: Транспорт, 1970.

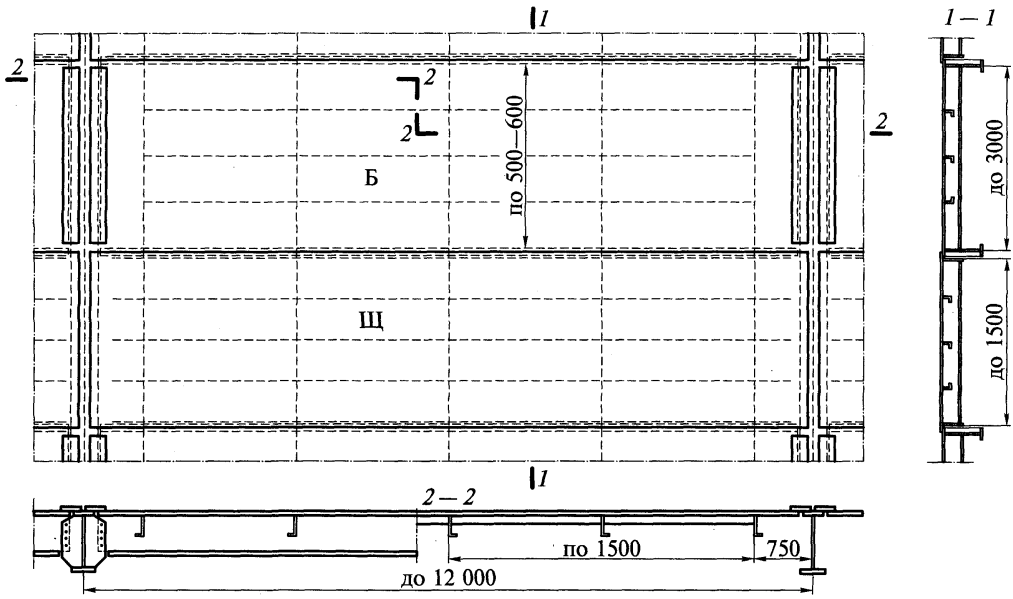


Рис. 7.5. Щитовой настил:
Б — блок; Щ — щит

Полезная нагрузка настила перекрытий задается равномерно распределенной, интенсивностью до 40 кН/м^2, а предельный относительный прогиб принимают не более $[f/l] \leq 1/150$.

Стальной настил. Простейшая конструкция несущего настила состоит из стального листа, уложенного на балки и приваренного к ним (рис. 7.6, *а*). Расстояние между балками, поддерживающими настил, определяется его несущей способностью или жесткостью.

Наиболее выгодное решение по расходу материала получается при минимальной толщине настила, так как в двутавровых балках, работающих на изгиб, материал используется лучше, чем в настиле прямоугольного сечения. Однако увеличение числа балок при тонком настиле резко увеличивает трудоемкость монтажа перекрытия, что нежелательно.

Поэтому для настилов рекомендуется использовать листы толщиной 6—8 мм при нагрузке $q \leq 10$ кН/м^2; 8—10 мм при $11 \leq q \leq 20$ кН/м^2; 10—12 мм при $21 \leq q \leq 30$ кН/м^2; 12—14 мм при $q > 30$ кН/м^2. Приварка настила к балкам делает невозможным сближение опор настила при его прогибе под нагрузкой, что вызывает в нем растягивающие цепные усилия H, уменьшающие изгибающий момент и тем самым улучшающие работу настила в пролете (рис. 7.6, *б*).

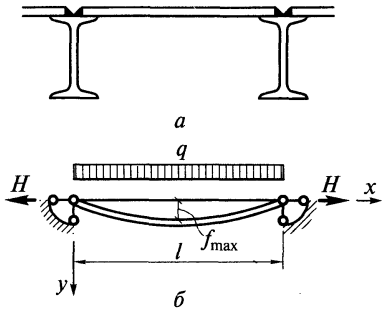
При нагрузках, не превышающих 50 кН/м^2, и предельном относительном прогибе не более 1/150 прочность шарнирно закрепленного по краям стального настила всегда будет обеспечена и его надо рассчитывать только на прогиб.

Опирание настила на параллельные балки позволяет считать, что он изгибается по цилиндрической поверхности. Для расчета такого настила мысленно вырежем из него полоску единичной ширины, закрепленную по концам неподвижными шарнирами (см. рис. 7.6, *б*) и тогда ее прогиб под нагрузкой[1].

---

[1] *Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С.* Пластинки и оболочки. — М.: Физматгиз, 1963.

Рис. 7.6. Плоский металлический настил:
а — опирание настила на балки; *б* — расчетная схема



$$f = f_0 \frac{1}{1+\alpha} \sin \frac{\pi x}{l}, \qquad (7.1)$$

где $f_0 = (5/384)(q^n l^4 / E_1 I)$ — балочный прогиб в середине полоски от нормативной поперечной нагрузки q^n; $E_1 I$ — цилиндрическая изгибная жесткость полоски, когда поперечные деформации невозможны; $E_1 = E/(1 - \nu^2)$; ν — коэффициент Пуассона (для стали $\nu = 0{,}3$); $\alpha = H/P_э$; H — сила растяжения полоски (распор); $P_э = \pi^2 E_1 I / l^2$ — Эйлерова сила; x — расстояние от левой опоры до места определения прогиба; l — пролет настила.

Воспользовавшись уравнениями С.П.Тимошенко и считая относительный прогиб пластинки от нормативной нагрузки $[f/l]$ заданным, А.Л.Телоян получил уравнение для определения отношения наибольшего пролета настила к его толщине (l/t) из условия заданного предельного прогиба

$$\left(\frac{l}{t}\right)^3 - \frac{96}{5n_0^3}\frac{E_1}{q^n}\left(\frac{l}{t}\right)^2 - \frac{32}{5n_0}\frac{E_1}{q^n} = 0,$$

откуда приближенно

$$\frac{l}{t} \approx \frac{4n_0}{15}\left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q^n}\right), \qquad (7.2)$$

где (l/t) — искомое отношение пролета пластинки к ее толщине; $n_0 = [l/f]$ — отношение пролета настила к его предельному прогибу; q^n — нормативная нагрузка на настил.

Искомое отношение (l/t) можно также определять по графикам (рис. 7.7), полученным С.Д.Лейтесом[1] на основе работ С.П.Тимошенко.

Цепное усилие H, на действие которого надо проверить поддерживающую настил конструкцию и сварные швы, прикрепляющие настил к балкам, можно определить по приближенной формуле

$$H = \gamma_f \frac{\pi^2}{4}\left[\frac{f}{l}\right]^2 E_1 t, \qquad (7.3)$$

где γ_f — коэффициент надежности для действующей на настил временной нагрузки.

Если размеры настила (его толщина t и пролет l) известны, то проверить его несущую способность и прогиб можно, пользуясь выражениями:

$$f = f_0/(1 + \alpha); \qquad (7.4)$$

$$\sigma = H/A + M/W \le \gamma_c R_y; \qquad (7.5)$$

$$H = \pi^2 E_1 I \alpha / l^2; \qquad (7.6)$$

$$M = M_0/(1 + \alpha), \qquad (7.7)$$

где f_0 — балочный прогиб, определяемый от нормативной нагрузки для проверки по (7.4) и от расчетной нагрузки для (7.5); α определяется из уравнения $\alpha(1 + \alpha)^2 = 3(f_0/t)^2$; $A = 1t$ и $W = 1t^2/6$ — соответственно площадь поперечного сечения и момент сопротив-

[1] Упругий и упругопластический изгиб длинных прямоугольных пластинок с закрепленными кромками см.: Расчет пространственных конструкций / Под ред. А.А.Уманского. — Вып. 8. — М.: Госстройиздат, 1962.

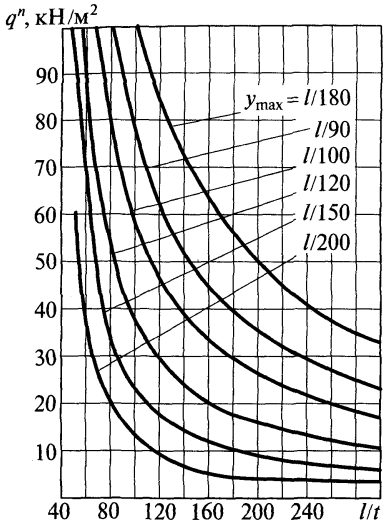


Рис. 7.7. Зависимость l/t для листового настила с шарнирно закрепленными краями от заданного прогиба l/f и нормативной нагрузки на настил q^n

ления полоски настила единичной ширины; $M_0 = ql^2/8$ — балочный изгибающий момент.

Пример 7.1. Требуется определить размеры и рассчитать прикрепление несущего настила из стали С235.

Дано: нормативная равномерно распределенная временная нагрузки q^n = 20 кН/м², коэффициент надежности по нагрузке γ_f = 1,2, коэффициент условий работы γ_c = 1, предельный относительный прогиб настила $[f/l]$ = 1/150.

Настил приварен к балкам с помощью автоматической сварки под слоем флюса проволокой СВ-08 А, имеющей R_{wf} = 18 кН/см². Определяем размеры настила по формуле (7.2):

$$\frac{l}{t} = \frac{4 \cdot 150}{15}\left(1 + \frac{72 \cdot 2,26 \cdot 10^4}{150^4 \cdot 0,002}\right) = 105,$$

где

$$E_1 = \frac{2,06 \cdot 10^4}{1 - 0,3^2} = 2,26 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2;$$

по графику (см. рис. 7.7) l/t = 108.

Точное решение по (7.2) дает l/t = 107,8; принимаем l/t = 108. Принимаем t = 10 мм, тогда l = 108 · 1 = 108 см. По формуле (7.3) определяем силу, растягивающую настил, кН/см:

$$H = 1,2\frac{\pi^2}{4}\left(\frac{1}{150}\right)^2 2,26 \cdot 10^4 \cdot 1,0 = 2,97.$$

Расчетная толщина прикрепляющего настил к балкам углового шва, выполненного полуавтоматической сваркой в нижнем положении, вычисляется по формуле (4.4):

$$k_f = \frac{H}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{2,97}{0,9 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 1} = 0,18.$$

Принимаем минимальный шов k_f = 4 мм.

Таблица 7.1

Толщина железобетонной плиты

Расчетный пролет плиты, м	Толщина железобетонной плиты, см, при временной нормативной нагрузке, кН/м²			
	15—20	20—25	25—30	30—35
1,5—2	10	12	12	14
2,1—2,5	12	12	14	16
2,6—3	14	14	16	18

Железобетонный настил. Наряду со стальными настилами в перекрытиях находят применение в качестве несущего настила железобетонные плиты. При выполнении расчетно-графической работы по стальной балочной клетке толщину железобетонных плит для определения массы перекрытия рекомендуется принимать по табл. 7.1.

7.2. Прокатные балки

В качестве прокатных балок, работающих на изгиб, обычно применяются двутавры по ГОСТ 8239—89, нормальные двутавры по ГОСТ 26020—83 типа Б, широкополочные двутавры типа Ш, и для прокатных прогонов скатных кровель — швеллеры по ГОСТ 8240—89. Разнообразие прокатываемого сортамента достаточно велико, и прокатные балки широко используются в конструкциях, где требуется момент сопротивления $W \leq 13000$ см^3.

Прокатные балки из условий проката получаются достаточно «толстостенными», что обеспечивает лучшую устойчивость их поясов и стенки, так как их критические напряжения потери местной устойчивости получаются всегда больше предела текучести материала. Толстостенность балок позволяет также получать некоторый эффект за счет использования упругопластической работы их материала.

7.2.1. Подбор сечения и поверка несущей способности прокатных балок. Проверка прочности прокатных балок, работающих упруго и изгибаемых в одной из главных плоскостей (см. рис. 2.5), производится по изгибающему моменту по формуле

$$\sigma = M / W_n \leq R_y \gamma_c. \tag{7.8}$$

При подборе сечения требуемый момент сопротивления балки нетто можно определить по формуле

$$W_{n,\ \text{треб}} = M_{\max} / (R_y \gamma_c), \tag{7.9}$$

где R_y — расчетное сопротивление стали при изгибе; γ_c — коэффициент условий работы конструкции.

Выбрав тип профиля балки по требуемому моменту сопротивления, из сортамента подбирают ближайший больший номер профиля балки. Подобранное сечение проверяют на прочность от действия касательных напряжения по формуле

$$\tau = \frac{Q_{\max} S}{I t_w} \leq R_s \gamma_c, \tag{7.10}$$

где $Q_{\max}$ — наибольшая поперечная сила вблизи от опоры; S — статический момент (сдвигаемой) части сечения; I — момент инерции всего сечения; t_w — толщина стенки балки.

Для прокатных разрезных балок сплошного сечения из стали с нормативным сопротивлением до 530 МПа, несущих статическую нагрузку и обеспеченных от потери общей устойчивости при ограниченной величине касательных напряжений в сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием M и Q, следует использовать упругопластическую работу материала (см. рис. 2.9) и проверять их прочность по следующим формулам:

при изгибе в одной из главных плоскостей и при $\tau \leq 0{,}9 R_s$

$$\frac{M}{c_1 W_{xn}} \leq R_y \gamma_c; \tag{7.11}$$

при изгибе в двух главных плоскостях и $\tau \leq 0{,}5 R_s$

$$\frac{M_x}{c_x W_{xn}} + \frac{M_y}{c_y W_{yn}} \leq R_y \gamma_c, \tag{7.12}$$

где M_x и M_y — значения изгибающих моментов относительно главных осей x и y; при $\tau \le 0{,}5R_s$ $c_1 = c$ и определяется по прил. 6; при $0{,}5R_s < \tau < 0{,}9R_s$, $c_1 = 1{,}05\beta c$, где

$$\tau = \frac{Q}{th};\ \beta = \sqrt{\frac{1-(\tau/R_s)^2}{1-\alpha(\tau/R_s)^2}};$$

t и h — толщина и высота стенки; Q — наибольшая поперечная сила (на опоре); c_x и c_y принимаются по прил. 6; R_s — расчетное сопротивление по сдвигу; W_{xn} и W_{yn} — моменты сопротивления сечения нетто относительно главных осей; $\alpha = 0{,}7$ для двутавровых сечений и $\alpha = 0$ для других типов сечений балок.

В зоне чистого изгиба балки в формулах (7.11) и (7.12) вместо коэффициентов c_1, c_x и c_y следует принимать соответственно $c_{1m} = 0{,}5(1 + c)$; $c_{xm} = 0{,}5(1 + c_x)$; $c_{ym} = 0{,}5(1 + c_y)$.

Прочность балок в опорном сечении при $M = M_x = M_y = 0$ проверяется на действие касательных напряжений по формуле

$$\tau = \frac{Q}{th} \le R_s\gamma_c.$$

При учете упругопластической работы балки при изгибе в одной из главных плоскостей подбор сечений можно производить по требуемому моменту сопротивления нетто по формуле

$$W_{n,\text{треб}} = \frac{M_{x,\max}}{c_x R_y \gamma_c}, \tag{7.13}$$

где первоначально принимается $c_x \approx 1{,}1$, а затем это значение уточняется.

Помимо проверок прочности балки необходимо проверять ее общую устойчивость (см. подразд. 2.4.8).

Общую устойчивость (устойчивость плоской формы изгиба) балок можно не проверять при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, а также при отношении расчетной длины участка балки l_{ef} между связями, препятствующими поперечным смещениям сжатого пояса балки, к его ширине b_f, не превышающем при $1 \le h/b_f < 6$ и $15 \le b_f/t_f \le 35$

$$\frac{l_{ef}}{b_f} \le \delta\left[0{,}41 + 0{,}0032\frac{b_f}{t_f} + \left(0{,}73 - 0{,}016\frac{b_f}{t_f}\right)\frac{b_f}{h}\right]\sqrt{E/R_y}, \tag{7.14}$$

где t_f — толщина сжатого пояса; h — расстояние (высота) между осями поясных листов;

$$\delta = 1 - 0{,}7\frac{(c_1 - 1)}{(c - 1)}$$

(для сечений балок, работающих упруго, $\delta = 1$).

При недостаточном закреплении сжатого пояса балки ее общую устойчивость проверяют по формуле (см. подразд. 2.4.8)

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx}} \le R_y\gamma_c, \tag{7.15}$$

где $\gamma_c = 0{,}95$ — коэффициент условий работы при проверке общей устойчивости балок; W_{cx} — момент сопротивления для сжатого пояса.

Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии $\varphi_b = \varphi_1$ при $\varphi_1 \le 0{,}85$ и $\varphi_b = 0{,}68 + 0{,}21\varphi_1$, но не более 1 при $\varphi_1 \ge 0{,}85$, так как в этом случае критические напряжения потери устойчивости находятся в зоне упругопластической работы материала.

Здесь

$$\varphi_1 = \psi\frac{I_y}{I_x}\left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2\frac{E}{R_y}, \tag{7.16}$$

где коэффициент ψ принимают по прил. 7 в зависимости от способа закрепления балки, вида нагрузки и места ее приложения и параметра α, характеризующего сечение [см. формулы (2.58) и (2.59)].

Для двутавровых балок с двумя осями симметрии при двух и более закреплениях сжатого пояса в пролете, делящих пролет на равные части, при любом виде нагрузки, приложенной к любому из поясов, при $0{,}1 \le \alpha \le 40$ коэффициент $\psi = 2{,}25 + 0{,}07\alpha$.

Для прокатных двутавров [см. формулу (2.59)]

$$\alpha = 1{,}54 \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2, \qquad (7.17)$$

где I_t — момент инерции сечения при кручении.

Проверка устойчивости балок швеллерного и других типов сечений имеет свои особенности и должна проводиться в соответствии с указаниями СНиПа. Если при проверке выясняется, что общая устойчивость балки не обеспечена, то следует уменьшить расчетную длину сжатого пояса, изменив схему связей.

Проверка местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, так как она обеспечивается их толщинами, принятыми из условий проката.

7.2.2. Проверка жесткости балок. Проверка второго предельного состояния (обеспечение условий для нормальной эксплуатации сооружения) ведется путем органичения прогиба балки от действия нормативных нагрузок при допущении упругой работы материала. Полученный относительный прогиб является мерой жесткости балки; он не должен превышать нормативного, зависящего от назначения балки, т.е.

$$f/l \le [f/l].$$

Для однопролетной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, проверку прогиба следует проводить по формуле

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_n l^4}{EI} \le [f]. \qquad (7.18)$$

Если условие (7.18) не удовлетворяется, то следует увеличить сечение балки, взяв менее прочный материал, или допустить неполное использование расчетного сопротивления материала балки, что менее выгодно.

Пример 7.2. Требуется запроектировать конструкцию балочной площадки размером 54×18 м с металлическим настилом и размером ячейки 18×6 м (главные балки в этом примере не рассматриваются).

Дано: временная нормативная равномерно распределенная по площади нагрузка $p_n = 20$ кН/м^2, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_p = 1{,}2$. Материал балок — сталь С235, имеющая $R_y = 23$ кН/см^2, коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$, предельные прогибы балок $[f/l] = 1/250$. Принимаем балки с учетом упругопластической работы сечения, так как нагрузка статическая. Толщина настила $t_н = 10$ мм.

Рассмотрим два варианта компоновки балочной площадки: первый — нормальный тип (рис. 7.8, *а*) и второй — усложненный тип (рис. 7.8, *б*).

Первый вариант. При расчете настила (см. пример 7.1) определено возможное отношение пролета настила к его толщине $(l/t) = 108$; $l_н = 108$ см. Пролет главной балки делим на 16 равных промежутков по 112,5 см (расстояние между балками настила). Фактический пролет настила — расстояние между краями полок соседних балок — будет меньше и не превышает 108 см. Массу настила определяем зная, что 1 м^2 стального листа толщиной 10 мм весит 78,5 кг:

$$g = 1{,}0 \cdot 78{,}5 = 78{,}5 \text{ кг/м}^2 \approx 0{,}77 \text{ кН/м}^2.$$

Нормативная нагрузка на балку настила $q_n = (p_n + g_n)a = (20 + 0{,}77)1{,}125 = 23{,}37$ кН/м = = 0,2337 кН/см.

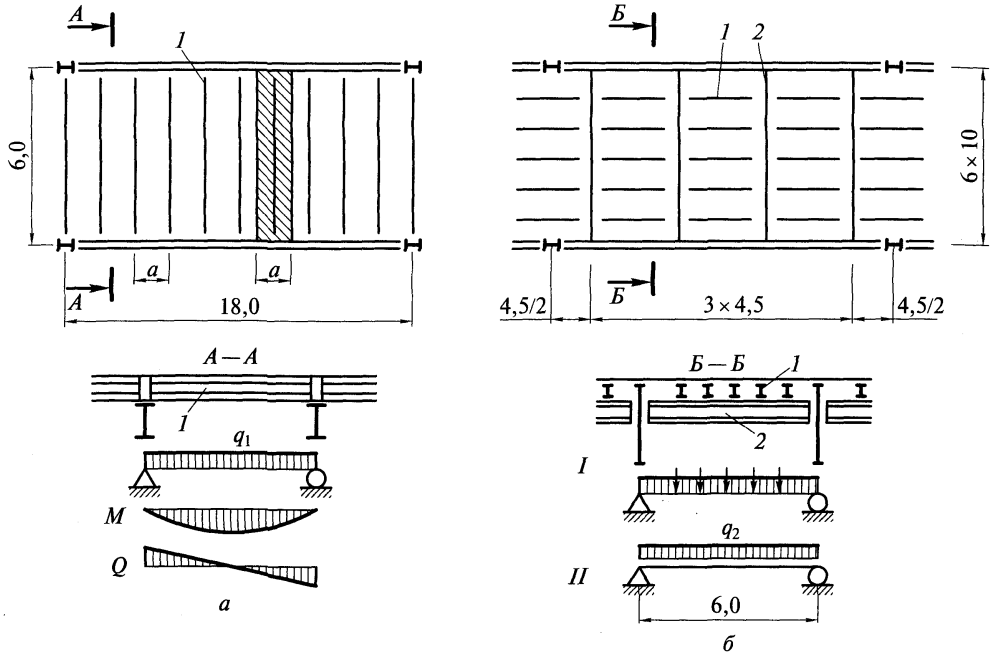


Рис. 7.8. Варианты компоновки балочной площадки:

а — нормальнй тип; *б* — усложненный тип; *1* — балка настила; *2* — вспомогательная балка; *I* — нагрузка; *II* — расчетная схема

Расчетная нагрузка на балку настила $q = (\gamma_p p_n + \gamma_g g_n)a = (1{,}2 \cdot 20 + 1{,}05 \cdot 0{,}77)1{,}125 = 27{,}9$ кН/м. Расчетный изгибающий момент (пролет балки 6 м) $M = ql^2/8 = 27{,}9 \cdot 6^2/8 = 125{,}55$ кН·м. Требуемый момент сопротивления балки определяем по формуле (7.13), первоначально задаваясь[1] $c_x = 1{,}1$; $W_{n,\text{треб}} = M/(c_x R_y \gamma_c) = 12\,555/(1{,}1 \cdot 23 \cdot 1) = 496$ см^3.

Принимаем двутавр № 33 по ГОСТ 8239—89, имеющий ближайший больший $W_x = 597$ см^3; $I_x = 9840$ см^4; $g = 42{,}2$ кг/м; $b = 140$ мм. Так как принято $W_x > W_{n,\text{треб}}$, то прочность *проверять не нужно (фактический пролет настила* $l_н = 112{,}5 - 14/2 = 105{,}5 < 108$ *см).* Проверяем прогиб балки по формуле (7.18):

$$f = 5q_n l^4/(384EI) = 5 \cdot 0{,}2337 \cdot 600^4/(384 \cdot 2{,}06 \cdot 10^4 \cdot 9840) = 1{,}94 \text{ см} < 2{,}4 \text{ см} = [1/250].$$

Принятое сечение балки удовлетворяет условиям прочности и прогиба. Проверку касательных напряжений в прокатных балках при отсутствии ослабления опорных сечений обычно не производят из-за относительно большой толщины стенок балок.

Общую устойчивость балок настила проверять не надо, поскольку их сжатые пояса надежно закреплены в горизонтальном направлении приваренным к ним настилом.

Определяем расход металла на 1 м^2 перекрытия: настил $1{,}0 \cdot 78{,}5 = 78{,}5$ кг/м^2, балки настила $(g/a) = 42{,}2/1{,}125 = 37{,}5$ кг/м^2. Всего расход металла составляет $78{,}5 + 37{,}5 = 116$ кг/м^2.

Второй вариант. Настил принимаем таким же, как в первом варианте, расстояние между балками настила $a = 600/6 = 100$ см < 108 см. Пролет балки настила $l = 4{,}5$ м, нормативная и расчетная нагрузки на нее равны:

[1] В курсовом проекте для двутавровых балок по ГОСТ 8239—89 можно принимать $c_x = 1{,}1$ и в дальнейшем не уточнять.

$$q_n = (20 + 0{,}77)1{,}0 = 20{,}77 \text{ кН/м} = 0{,}2077 \text{ кН/см};$$

$$q = (1{,}2 \cdot 20 + 1{,}05 \cdot 0{,}77)1{,}0 = 24{,}8 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент и требуемый момент сопротивления балки:

$$M = 24{,}8 \cdot 4{,}5^2/8 = 62{,}78 \text{ кН} \cdot \text{м} = 6278 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$W_{\text{тр}} = 6278/(1{,}1 \cdot 23) = 248 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр № 24, где $W = 289$ см$^3 > W_{\text{треб}}$; $I = 3460$ см^4; $g = 27{,}3$ кг/м. Проверяем прогиб балки, так как условие прочности удовлетворено:

$$f = 5 \cdot 0{,}2077 \cdot 450^4/(384 \cdot 2{,}06 \cdot 10^4 \cdot 3460) = 1{,}56 < 1{,}80 \text{ см} = [l/250].$$

Принятое сечение удовлетворяет условиям прочности и прогиба. Нагрузку на вспомогательную балку от балок настила считаем равномерно распределенной, так как число балок настила больше пяти. Определяем нормативную и расчетную нагрузку на нее:

$$q_n = (20 + 0{,}77 + 27{,}3/102/1)4{,}5 = 94{,}67 \text{ кН/м} = 0{,}95 \text{ кН/см};$$

$$q = [1{,}2 \cdot 20 + 1{,}05(0{,}77 + 27{,}3/102/1)]4{,}5 = 113{,}0 \text{ кН/м}.$$

Определяем расчетный изгибающий момент и требуемый момент сопротивления:

$$M = 113 \cdot 6^2/8 = 508{,}5 \text{ кН м} = 50\,850 \text{кН см};$$

$$W_{\text{треб}} = 50\,850/(1{,}1 \cdot 23) = 2010 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр № 55, где $I = 55\,962$ см^4, $W = 2035$ см, ширину и толщину полки $b_f = 18$ см, $t_f = 1{,}65$ см, массу $g = 92{,}6$ кг/м.

Проверяем прогиб балки:

$$f = \frac{5 \cdot 0{,}95 \cdot 600^4}{384 \cdot 2{,}06 \cdot 10^4 \cdot 55\,962} = 1{,}39 \text{ см} < 2{,}4 \text{ см} = [l/250].$$

Проверяем общую устойчивость вспомогательных балок в сечении с наибольшими нормальными напряжениями — в середине пролета. Их сжатый пояс закреплен от поперечных смещений балками настила, которые вместе с приваренным к ним настилом образуют жесткий диск, и за расчетный пролет следует принимать расстояние между балками настила $l_{ef} = 100$ см. Условия применения формулы (7.14) $h/b_f = 55/18 = 3{,}05 < 6$ и $b_f/t_f = 18/1{,}65 = 10{,}9 < 35$; в сечении $l/2$ $\tau = 0$, следовательно, $c_1 = c$ и

$$\delta = 1 - 0{,}7\frac{(c_1 - 1)}{(c - 1)} = 0{,}3.$$

По формуле (7.14) определяем отношение (l_{ef}/b_f), при котором можно не проверять устойчивость:

$$\frac{l_{ef}}{b_f} = \delta\left[0{,}41 + 0{,}0032\frac{b_f}{t_f} + \left(0{,}73 - 0{,}016\frac{b_f}{t_f}\right)\frac{b_f}{h}\right]\sqrt{E/R_y} =$$

$$= 0{,}3\left[0{,}41 + 0{,}0032\frac{18}{1{,}65} + \left(0{,}73 - 0{,}016\frac{18}{1{,}65}\right)\frac{18}{55}\right]\sqrt{\frac{2{,}06 \cdot 10^4}{23}} =$$

$$= 5{,}63 > 5{,}55 = 100/18.$$

Принятое сечение удовлетворяет требованиям прочности, устойчивости и прогиба. Расход металла составляет $78{,}5 + 27{,}3/1{,}0 + 92{,}6/4{,}5 = 126{,}38$ кг/м^2. По расходу металла первый вариант выгоднее.

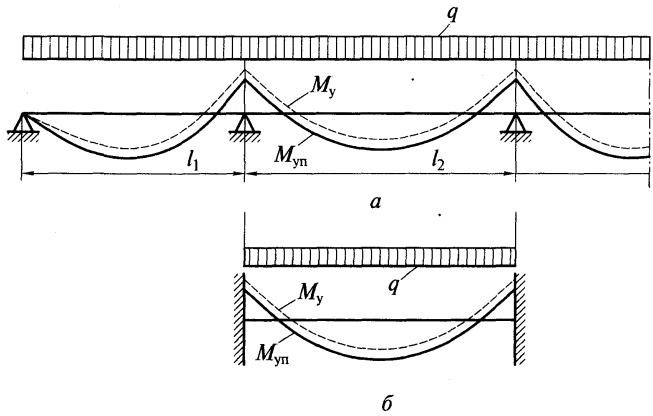


Рис. 7.9. Эпюры расчетных моментов в балках, использующих упругую M_y и упругопластическую $M_{уп}$ стадии работы материала:

а — неразрезная балка; *б* — защемленная балка

7.2.3. Учет пластической работы материала в неразрезных и защемленных балках. В неразрезных и защемленных балках упругопластическую работу материала часто можно доводить до состояния, близкого к образованию шарнира пластичности в пролете или на опоре, при этом система продолжает сохранять свою геометрическую неизменяемость и может воспринимать дальнейшее увеличение нагрузки при плавном возрастании прогибов. Однако при увеличении нагрузки момент в шарнире пластичности остается постоянным (растет лишь деформация системы), в то время как моменты в сечениях балки, работающих упруго, будут постепенно увеличиваться. Происходит выравнивание моментов в различных сечениях в процессе нагружения балки (рис. 7.9). Такая работа системы продолжается вплоть до образования трех шарниров в одном пролете балки, когда система становится изменяемой и ее деформации начинают недопустимо быстро расти.

Рассмотрим неразрезные балки постоянного двутаврового сечения (прокатные и сварные), несущие статическую нагрузку, со смежными пролетами, отличающимися не более чем на 20 %. В таких балках, обеспеченных от потери общей и местной устойчивости, изгибаемых в плоскости наибольшей жесткости и имеющих касательные напряжения, не превышающие $0{,}9R_s$ в месте наибольших изгибающих моментов, нормы разрешают определять расчетный изгибающий момент из условия перераспределения опорных и пролетных моментов.

Прочность таких балок проверяют по формуле (7.11), считая, что их сечения выполняют упругопластическую работу, а расчетный изгибающий момент вычисляют с учетом перераспределения по формуле

$$M = 0{,}5(M_{max} + M_{ef}), \tag{7.19}$$

где M_{max} — наибольший изгибающий момент в пролете или на опоре, определяемый из расчета неразрезной балки в предположении упругой работы ее материала; M_{ef} — условный изгибающий момент, для неразрезных балок со свободно опертыми концами

$$M_{ef} = \max\left[\frac{M_1}{1+(a/l)}\right], \quad \text{или } M_{ef} = 0{,}5M_2,$$

где M_1 и M_2 — изгибающие моменты соответственно в крайнем и среднем пролетах, вычисленные как в свободно опертой однопролетной балке; a — расстояние от крайней опоры до сечения с M_1; l — длина крайнего пролета.

В однопролетных и неразрезных балках с защемленными концами $M_{ef} = 0{,}5\ M_3$, где M_3 — наибольший из моментов, вычисленных как в балках с шарнирами на опорах.

7.3. Составные балки. Компоновка и подбор сечения

Балки составного сечения применяют в случаях, когда прокатные балки не удовлетворяют хотя бы одному из условий: прочности, жесткости, общей устойчивости, т.е. при больших пролетах и больших изгибающих моментах, а также если они более экономичны. Основные типы сечений составных балок показаны на рис. 7.2, *в*, *г*.

Составные балки, как правило, выполняют сварными. Их сечение обычно состоит из трех листов: вертикального (стенки) и двух горизонтальных (полок), которые сваривают на заводе автоматической сваркой.

Для балок под тяжелую подвижную нагрузку (большие подкрановые балки, «хребтовые» балки ТЭЦ) иногда применяют балки с фрикционными болтовыми соединениями поясов, состоящие из вертикальной стенки и одного — трех горизонтальных листов. Балки с фрикционными соединениями более трудоемки в изготовлении, но их применение оправдывает относительная легкость образования мощных поясов. Для экономии материала в составных балках часто изменяют сечение по длине в соответствии с изменением эпюры изгибающих моментов. Изменение сечения можно осуществлять несколькими способами: изменением высоты сечения балки, изменением сечения поясов (их ширины или толщины) или применением более прочной стали в местах наибольших изгибающих моментов (бистальные балки).

В составных балках из однородного материала можно также использовать упругопластическую работу материала стенки балки с теми же ограничениями, что и для прокатных балок. Однако в составных балках гибкость стенки (отношение ее высоты к толщине) всегда больше, чем в прокатных; эффект увеличения несущей способности получается меньше, чем в прокатных. Ухудшение местной устойчивости стенки при увеличении ее гибкости часто требует дополнительных конструктивных мероприятий по ее обеспечению, что еще больше уменьшает положительный эффект от использования упругопластической работы материала балки.

Задача компоновки сечений составных балок вариантна, и от ее правильного решения во многом зависит экономичность и технологичность балок. Начинать компоновку сечений надо с определения высоты балки, от которой зависят все остальные параметры балок.

7.3.1. Высота балок. Высота балки определяется экономическими соображениями, максимально допустимым прогибом балки и в ряде случаев строительной высотой конструкции перекрытия, т.е. разностью отметок верха настила и верха помещения под перекрытием. Обычно строительная высота задается технологами или архитекторами. Оптимальная рекомендуемая высота в большинстве случаев диктуется экономическими соображениями.

Масса балки состоит из массы ее поясов, стенки и некоторых дополнительных элементов (стыковых накладок, ребер жесткости и др.), учитываемых конструктивным коэффициентом, причем с увеличением высоты балки масса поясов уменьшается, а масса стенки возрастает (рис. 7.10). Поскольку, как видно из рис. 7.10, функции массы поясов и стенки с изменением высоты балки изменяются неодинаково: одна убывает, а другая возрастает, то существует наименьшее значение суммы обеих функций, т.е. должна быть высота, при которой суммарная масса поясов и стенки будет наименьшей. Эта высота называется оптимальной высотой $h_{опт}$ по металлоемкости, так как она определяет наименьший расход материала на балку. Можно приближенно определить оптимальную высоту балки, пользуясь функцией массы балки.

Масса 1 м длины балки равна массе поясов и стенки:

$$g_б = g_п + g_{ст} = 2\frac{cM\psi_n\rho}{hR_y} + ht_w\psi_{ст}\rho,$$

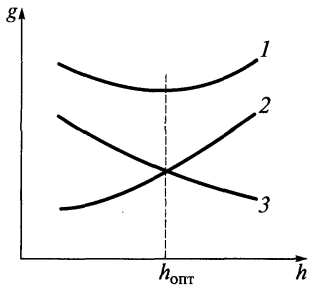


Рис. 7.10. Зависимость массы балки от высоты ее сечения: *1* — балка; *2* — стенка; *3* — пояса

где c — доля момента, воспринимаемого поясами балки; M — расчетный момент, действующий на балку; ρ — плотность металла; h — высота балки; R_y — расчетное сопротивление материала балки; t_w — толщина стенки балки; ψ_n — конструктивный коэффициент поясов (отношение фактической площади пояса к теоретической); $\psi_{ст}$ — конструктивный коэффициент стенки.

Определяя минимум массы балки, берем производную от выражения массы балки по ее высоте и приравниваем ее нулю:

$$\frac{dg_б}{dh} = -2\frac{cM\psi_n\rho}{h^2R_y} + t_w\psi_{ст}\rho = 0.$$

Отсюда, введя замену $M/R_y = W$, получим

$$h_{опт} = \sqrt{2c\psi_n\psi_{ст}}\sqrt{W/t_w} = k\sqrt{W/t_w}. \qquad (7.20)$$

Коэффициент k зависит от конструктивного оформления балки — конструктивных коэффициентов поясов и стенки. Для балок с фрикционными соединениями из-за ослабления сечения отверстиями эти коэффициенты больше, для сварных меньше. Кроме того, конструктивный коэффициент поясов в балках переменного по длине сечения получается меньше, чем в балках постоянного сечения, так как он является средним коэффициентом, отнесенным к наиболее напряженному сечению балки. С учетом этого рекомендуется принимать $k = 1{,}2...1{,}15$ для сварных балок и $k = 1{,}25...1{,}2$ для балок с фрикционными соединениями.

Приведенный вывод оптимальной высоты балки не является строгим, так как он не учитывает изменения соотношений между высотой и толщиной стенки в балках различной высоты, а следовательно, и изменения коэффициента k от распределения момента между стенкой и поясами балки[1].

Между тем из формулы (7.20) ясно, что соотношение между высотой балки и толщиной стенки оказывает большое влияние на экономичность сечения; при этом чем относительно тоньше стенка, тем больше высота и выгоднее сечение балки.

В. М. Вахуркин[2] вывел зависимость оптимальной высоты балки от заданной гибкости стенки:

$$h_{опт} = \sqrt[3]{(3/2)\lambda_w W} = 1{,}15\sqrt[3]{\lambda_w W}. \qquad (7.21)$$

Эту формулу можно легко получить из формулы (7.20). Возводя обе части равенства в квадрат и умножая их на h, получим

$$(h^2)h = (k\sqrt{W/t_w})^2 h \to h^3 = k^2(W/t_w)h = k^2\lambda_w W,$$

откуда

$$h = (\sqrt[3]{k^2})\sqrt[3]{\lambda_w W} = k_1\sqrt[3]{\lambda_w W},$$

что соответствует (7.21). Здесь $\lambda_w = h_w/t_w$ — гибкость стенки.

---

[1] *Вахуркин В. М.* Форма двутавровых балок в условиях наименьшего расхода материала и в условиях наименьшей стоимости // Вестник инженеров и техников. — 1951. — № 5.

[2] *Вахуркин В. М.* Наивыгоднейшая форма двутавровых балок // Бюллетень строительной техники. — 1949. — № 21.

Однако практическое значение гибкости стенки ограничивается необходимостью обеспечить ее устойчивость и прочность на действие касательных напряжений.

На основе практики проектирования установлены рекомендуемые соотношения высоты балки и толщины стенки, приведенные в табл. 7.2.

Полученная оптимальная высота балки является наиболее рациональной, так как отступление в ту или другую стороны от высоты $h_{опт}$ вызовет увеличение расхода материала на балку.

Можно отметить, что в балке оптимальной высоты масса стенки равна массе поясов балки. При выборе высоты балки следует помнить, что функция массы балки в области своего минимума (определяющего $h_{опт}$) меняется мало, а потому отступления от $h_{опт}$ возможны. Так, отступление действительной высоты от оптимальной на 20 % приводит к изменению массы балки примерно на 4 % (см. рис. 7.10).

Наряду с приведенной методикой определения оптимальной высоты балки существует методика, учитывающая не только металлоемкость самой балки, но и изменения стоимости как самой балки, так и сопряженных с ней несущих и ограждающих конструкций (колонн, стен) и эксплуатационных расходов в зависимости от высоты балки (см. уравнение (1.3) в книге [4]). Полученная по этой методике высота балки будет меньше, чем вычисленная по формуле (7.20).

Наименьшая рекомендуемая высота балки h_{min} определяется жесткостью балки — ее предельным прогибом (второе предельное состояние).

Минимальную высоту балки можно получить из формулы прогиба. Для равномерно распределенной по длине балки нагрузки

$$f = \frac{5}{384}\frac{(p_n + g_n)l^4}{EI},$$

где p_n и g_n — временная (с учетом в необходимых случаях динамического коэффициента) и постоянная нормативные нагрузки на единицу длины балки (без коэффициента надежности по нагрузке); l — пролет балки; EI — жесткость балки на изгиб.

Поскольку момент $M = (p_n + g_n)l^2/8$, то, подставляя его в формулу прогиба, получим

$$f = (5/48)(Ml^2)/(EI).$$

С другой стороны, известно, что $M = W\sigma_{(p+g)}$ и $I = W(h/2)$, где $\sigma_{(p+g)}$ — напряжения в балке от суммы нагрузок. Поэтому после подстановки этих выражений в формулу прогиба получим

$$f = (5/24)(\sigma_{(p+g)}l^2)/Eh$$

или

$$h = (5/24)(\sigma_{(p+g)}l)(l/f)/E.$$

Пользуясь законом независимости действия сил, получаем напряжение от действия нормативных нагрузок при достижении в балке напряжениями расчетного сопротивления от действия расчетных нагрузок:

Таблица 7.2

Рекомендуемые соотношения высоты балки и толщины стенки

$h_б$, м	1	1,5	2	3	4	5
t_w, мм	8—10	10—12	12—14	16—18	20—22	22—24
$\lambda_w = h_б/t_w$	100—125	125—150	145—165	165—185	185—200	210—230

Примечание. Меньшие значения λ_w характерны для балок из сталей повышенной прочности.

$$\sigma_{(p+g)} = R_y(p_n + g_n)/(\gamma_p p_n + \gamma_g g_n),$$

где R_y — расчетное сопротивление материала балки; γ_p и γ_g — соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке.

Отношение прогиба балок к их пролету (f/l) регламентируется нормами в зависимости от назначения балки. Используя это, получаем для балки, равномерно нагруженной по длине,

$$h_{\min} = \frac{5}{24}\frac{R_y l}{E}\left[\frac{l}{f}\right]\frac{p_n + g_n}{(\gamma_p p_n + \gamma_g g_n)}. \qquad (7.22)$$

Для балок, рассчитываемых с учетом упругопластической работы материала, минимальная высота

$$h_{\min} = \frac{5}{24}\frac{cR_y l}{E}\left[\frac{l}{f}\right]\frac{p_n + g_n}{(\gamma_p p_n + \gamma_g g_n)}.$$

Использование формулы прогиба, выведенной для упругой работы материала, в данном случае возможно, так как прогиб определяется от действия нормативной нагрузки, а сечение балки подбирается от действия расчетной нагрузки, причем коэффициент надежности по нагрузке γ_f обычно больше c — коэффициента учета упругопластической работы материала и, следовательно, материал балки при нормальной эксплуатации всегда работает упруго.

Минимальная высота балки обеспечивает необходимую жесткость при полном использовании несущей способности материала. При других видах нагрузки на балку (кроме подкрановых балок) $h_{\min}$ можно приближенно определять по формуле (7.22). Из формулы (7.22) видно, что необходимая высота балки увеличивается с ростом прочности материала и уменьшением допустимого прогиба.

Если полученную по формуле (7.22) высоту балки по каким-либо соображениям нельзя принять, то требуемую норму прогиба можно соблюсти лишь снижая расчетное сопротивление материала, принимая менее прочный материал или неполностью используя его несущую способность.

Закономерности изменения высоты балки показывают, что наиболее целесообразно принимать высоту балки близкой к $h_{\text{опт}}$, определенной из экономических соображений, и не меньшей $h_{\min}$, установленной из условия допустимого прогиба балки. Естественно, что во всех случаях принятая высота балки в сумме с толщиной настила не должна превышать заданную строительную высоту перекрытия.

Высоту балки также следует согласовывать с размерами ширины листов по сортаменту. Желательно также, чтобы стенка по высоте выполнялась из одного листа шириной не более 2000—2200 мм. Если необходима стенка большей высоты, приходится усложнять конструкцию балки устройством продольного стыка стенки. Во всех случаях высоту составной балки в целях унификации конструкций рационально принимать кратной 100 мм.

7.3.2. Толщина стенки. После высоты балки толщина стенки является вторым основным параметром сечения, так как она сильно влияет на экономичность сечения составной балки. Для определения наименьшей толщины стенки из условия ее работы на касательные напряжения можно воспользоваться формулой Н. Г. Журавского:

$$\tau = \frac{QS}{It_w} \le R_s\gamma_c, \qquad (7.23)$$

где Q — максимальная поперечная сила вблизи от опоры балки; S — статический момент полусечения балки относительно нейтральной оси; I — момент инерции сечения балки; t_w — толщина стенки; R_s — расчетное сопротивление материала стенки на срез.

В балке оптимального сечения с площадью поясов, равной площади стенки, плечо внутренней пары $I/S \approx 0{,}85h$.

Подставляя соотношение I/S в формулу Н. Г. Журавского и делая преобразования, получаем

$$t_w = \frac{QS}{IR_s\gamma_c} \approx 1,2Q/(hR_s\gamma_c). \qquad (7.24)$$

Чтобы обеспечить местную устойчивость стенки без дополнительного укрепления ее продольным ребром (см. подразд. 7.4.3), необходимо иметь $\bar{\lambda}_w < 5,5\sqrt{R/\sigma}$, тогда

$$t_w \geq (h_w/5,5)\sqrt{\sigma/E}, \qquad (7.25)$$

где σ — напряжение в сжатом поясе балки.

В балках высотой более 2 м это упрощение конструктивной формы экономически не оправдано, так как стенки получаются чрезмерно толстыми. В высоких балках толщина стенки берется меньшей и доходит до $^1/_{200}$—$^1/_{250}$ высоты, что требует укрепления стенки продольными ребрами для обеспечения ее устойчивости.

Толщину стенки следует принимать минимально необходимой исходя из заданной при определении $h_{опт}$ по формуле (7.20), а также (7.24) и (7.25).

Таким образом, задача назначения толщины стенки оказывается вариантной, влияющей на экономичность сечения балки и требующей очень внимательного к себе отношения.

Толщина стенки должна быть согласована с имеющимися толщинами проката листовой стали. Обычно минимальную толщину стенки принимают не менее 8 мм (очень редко 6 мм) и назначают при толщине до 12 мм кратной 1 мм, а более 12 мм — кратной 2 мм. Если принятая в формуле (7.20) толщина стенки отличается от полученной по формулам (7.24) или (7.25) на 2 мм и более, следует в формулу (7.20) подставить большую, определенную из условия среза и устойчивости толщину стенки и вновь вычислить $h_{опт}$.

7.3.3. Горизонтальные листы поясов. В сварных балках пояса обычно принимают из одиночных листов универсальной стали. Изготовлять пояса из двух и более листов в сварных балках нерационально, так как, скрепляя между собой листы по краям фланговыми швами, мы увеличиваем неравномерность работы листов из-за увеличения длины пути передачи усилий от стенки к наружным листам (рис. 7.11). Резко увеличивается при этом и число сварных швов. Кроме того, неизбежно образование щелей между свариваемыми только по краям листами.

Толщина поясного листа сварной балки не должна превышать трех толщин стенки t_w исходя из технологических условий сварки листов разной толщины. Применение поясных листов толщиной более 30 мм не рационально еще и потому, что толстые листы имеют пониженные расчетные сопротивления (см. прил. 5).

В клепаных балках и в балках на высокопрочных болтах в отличие от сварных часто применяют пакеты из двух-трех поясных листов, так как в многолистовом пакете, стянутом по всей ширине заклепками или болтам листы работают достаточно слитно. Толщину отдельных поясных листов из условия удобства конструирования монтажного стыка обычно принимают равной толщине поясных уголков.

Ширину поясных листов обычно принимают равной $^1/_3$—$^1/_5$ высоты балки из условий обеспечения ее общей устойчивости и равномерного распределения продольных напряжений по ширине листа (см. рис. 7.11). По конструктивным соображениям ширину пояса не следует принимать меньше 180 мм или $h/10$. Наибольшую

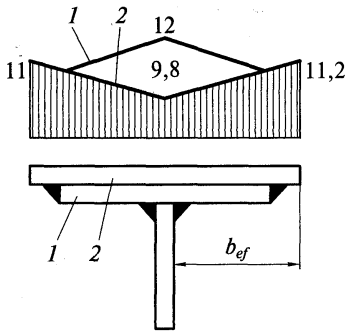


Рис. 7.11. Распределение нормальных напряжений по ширине пакета пояса сварной балки:

1 — нижний лист; *2* — верхний лист

ширину поясных листов в сварных балках определяет их местная устойчивость.

В балках отношение ширины свеса сжатого пояса (см. подразд. 2.4.9 и 7.4.3) b_{ef} к его толщине t_f не должно превышать в сечениях, работающих упруго, и в бистальных балках:

$$b_{ef}/t_f \le 0,5\sqrt{E/R_y}. \qquad (7.26)$$

Для растянутых поясов балок не рекомендуется принимать ширину поясов более 30 толщин из условия равномерного распределения напряжений по ширине пояса.

7.3.4. Подбор сечения балки. Подбор сечения состоит в определении размеров поясов и стенки балки на основе заданных технологическим заданием условий, экономичности, прочности, устойчивости, жесткости и технологичности изготовления. Процесс подбора сечений сварной балки рассмотрим на примере.

Пример 7.3. Требуется подобрать сечение сварной главной балки (см. пример 7.2, первый вариант компоновки), имеющей прогиб $f \le (1/400)l$. Масса настила и балок настила $g_1 = 1,16$ кН/м^2, временная нагрузка $p = 20$ кН/м^2, $\gamma_c = 1$. Балку проектируем из стали С255. По прил. 5 эта сталь имеет при $t > 20$ мм $R_y = 23$ кН/см^2, $R_s = 0,58 \cdot 23 = 13,3$ кН/см^2. Собственную массу балки принимаем ориентировочно равной 1—2 % нагрузки на нее. Максимально возможная строительная высота перекрытия — 2,2 м.

Расчетная схема балки дана на рис. 7.12, *б*. Определяем нормативную и расчетную нагрузку на балку:

$$q_n = 1,02(p_n + g_n)b = 1,02(20 + 1,16)6 = 129,5 \text{ кН/м};$$

$$q = 1,02(\gamma_p p_n + \gamma_g g_n)b = 1,02(1,2 \cdot 20 + 1,05 \cdot 1,16)6 = 154,19 \text{ кН/м}.$$

Определяем расчетный изгибающий момент в середине пролета: $M_{max} = ql^2/8 = 154,19 \times \times 18^2/8 = 6245$ кН/м $= 624\,500$ кН/см.

Определяем поперечную силу на опоре: $Q_{max} = ql/2 = 154,19 \cdot 18/2 = 1388$ кН.

Главную балку рассчитываем в упругой стадии работы. По формуле (7.9) определяем требуемый момент сопротивления балки:

$$W_{треб} = M_{max}/(R_y\gamma_c) = 624\,500/(23 \cdot 1) = 27\,152 \text{ см}^3.$$

Определяем высоту сечения балки.

1. Оптимальную высоту балки определяем по формуле (7.20), предварительно задав толщину стенки $t_w = 12$ мм.

Тогда $h_{опт} = 1,15\sqrt{W_{тр}/t_w} = 1,15\sqrt{27152/1,2} = 173$ см.

2. Минимальную высоту определяем по формуле (7.22), см:

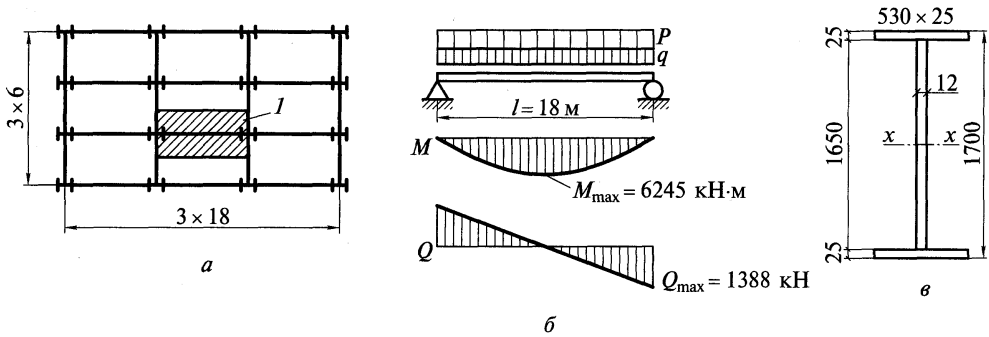


Рис. 7.12. Расчетные схемы к примеру 7.3:

а — план перекрытия; *б* — расчетная схема главной балки; *в* — сечение балки; *1* — грузовая площадь

$$h_{\min} = \frac{5}{24}\frac{R_y l}{E}\left[\frac{l}{f}\right]\frac{q_n}{q} = \frac{5 \cdot 23 \cdot 1800 \cdot 400}{24 \cdot 2{,}06 \cdot 10^4}\frac{129{,}5}{154{,}19} = 141.$$

3. Строительную высоту балки определяем исходя из максимально возможной заданной высоты перекрытия и его конструкции, см:

$$h_{\text{стр}} = h_{\text{стр}}^{\text{перекр}} - h_{\text{наст}}^{\text{б}} - t_{\text{наст}} - \Delta = 220 - 33 - 1 - 10 = 176.$$

Сравнивая полученные данные, принимаем высоту балки, близкую к оптимальной $h_б = 170$ см, и толщину поясов балки $t_f = 2{,}5$ см. Определяем высоту стенки: $h_w = h - 2t_f = 170 - 2 \cdot 2{,}5 = 165$ см.

Из условия работы стенки на срез от касательных напряжений у опоры по формуле (7.24) $t_w = 1{,}2Q_{\max}/(hR_s\gamma_c) = 1{,}2 \cdot 1388/(170 \cdot 13{,}3) = 0{,}74$ см, где $R_s = 13{,}3$ кН/см^2.

Проверку необходимости постановки продольных ребер жесткости проводим по формуле (7.25), см:

$$t_w = (h_w/5{,}5)\sqrt{R_y/E} = (165/5{,}5)\sqrt{\frac{23}{2{,}06 \cdot 10^4}} = 1{,}01.$$

Сравнивая полученные толщины стенки, видим, что принятая толщина ее 12 мм может быть оставлена без изменений, так как она удовлетворяет условию прочности на действие касательных напряжений и не требует укрепления ее продольным ребром жесткости для обеспечения местной устойчивости. Размеры горизонтальных поясных листов находим исходя из необходимой несущей способности балки. Для этого вычисляем требуемый момент инерции сечения балки: $I = Wh/2 = 27\,152(170/2) = 2\,307\,920$ см^4.

Находим момент инерции стенки балки: $I_w = t_w h_w^3/12 = 1{,}2 \cdot 165^3/12 = 449\,212$ см^4.

Момент инерции, приходящейся на поясные листы: $I_f = I - I_w = 2\,307\,920 - 449\,212 = 1\,858\,708$ см^4.

Момент инерции поясных листов балки относительно ее нейтральной оси: $I_f = 2A_f \times (h_{ef}/2)^2$, где A_f — площадь сечения пояса (моментом инерции поясов относительно их собственной оси ввиду его малости пренебрегаем).

Отсюда получаем требуемую площадь сечения поясов балки, см^2:

$$A_f = 2I_f/h_{ef}^2 = 2 \cdot 1858708/167{,}5^2 = 132{,}5.$$

где $h_{ef} = h - t_f = 170 - 2{,}5 = 167{,}5$ см.

Принимаем пояса из универсальной стали 530×25 мм, что составляет $b_f/h = 530/1700 = 1/3{,}2$ и находится в пределах рекомендуемого отношения.

Проверяем принятую ширину (свес) поясов по формуле (7.26) исходя из его местной устойчивости:

$$b_{ef}/t_f = (53 - 1{,}2)/2/2{,}0 = 12{,}95 < 0{,}5\sqrt{E/R_y} = 14{,}6.$$

Принятое соотношение размеров пояса удовлетворяет условию его местной устойчивости.

Подобранное сечение балки проверяем на прочность. Определяем момент инерции и момент сопротивления балки:

$$I = I_w + I_f = 449\,212 + 2b_f t_f(h_{ef}/2)^2 = 449\,212 + 2 \cdot 53 \cdot 2{,}5(167{,}5/2)^2 = 2\,307\,939 \text{ см}^4;$$

$$W = 2I/h = 2\,307\,939 \cdot 2/170 = 27\,152 \text{ см}^3.$$

Наибольшее нормальное напряжение в балке по формуле (7.8)

$$\sigma = M_{\max}/W = 624\,500/27\,152 = 23 \text{ кН/см}^2 = \gamma_c R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Подобранное сечение балки удовлетворяет проверке прочности. Проверку прогиба балки делать не нужно, так как принятая высота сечения больше минимальной и регламентированный прогиб будет обеспечен.

7.3.5. Изменение сечения балки по длине. Сечение составной балки, подобранное по максимальному изгибающему моменту, можно уменьшить в местах снижения моментов (в разрезных балках — у опор). Однако каждое изменение сечения, дающее экономию материала, несколько увеличивает трудоемкость изготовления балки, и потому оно экономически целесообразно только для балок пролетов 10—12 м и более.

Изменить сечение балки можно, уменьшив ее высоту или сечение поясов (рис. 7.13). Изменение сечения уменьшением высоты стенки балки (рис. 7.13, *а*) конструктивно более сложно, может потребовать увеличения толщины стенки для восприятия касательных напряжений, а потому применяется редко.

Сечение балки можно изменить уменьшением ширины или толщины пояса. В сварных балках распространено изменение ширины пояса (рис. 7.13, *б*), так как высота балки при этом сохраняется постоянной (верхний пояс гладкий, и возможны как поэтажное опирание балок, поддерживающих настил, так и укладка рельса подкрановой балки). Менее удобно изменять толщину пояса, так как балка оказывается неодинаковой высоты (рис. 7.13, *в*), причем одновременно усложняется и заказ стали.

В клепаных балках и балках с фрикционными поясными соединениями на высокопрочных болтах сечения изменяют уменьшением или увеличением числа поясных листов (рис. 7.13, *г*).

В разрезных сварных балках пролетом до 30 м обычно принимается только одно изменение сечения пояса (по одну сторону от оси симметрии балки по длине), так как введение второго изменения сечения поясов дает дополнительную экономию материала лишь на 3—4 % и экономически нецелесообразно. Более значительную экономию стали может дать непрерывное изменение ширины поясов (рис. 7.13, *д*), получаемое диагональным раскроем широкополосной стали кислородной резкой. Однако оно связано с увеличением трудоемкости изготовления балки и применяется редко.

При равномерной нагрузке наивыгоднейшее по расходу стали место изменения сечения поясов однопролетной сварной балки можно определить по уравнению $x = (l/6)(2 - \sqrt{4 - 3/c})$, где $c = R_y/R_{y1}$; R_y — расчетное сопротивление пояса на среднем участке балки; R_{y1} — то же, на крайнем участке балки.

Действующий в этом месте момент может быть найден графически по эпюре моментов или по формуле

$$M_1(x) = qx(l - x)/2. \qquad (7.27)$$

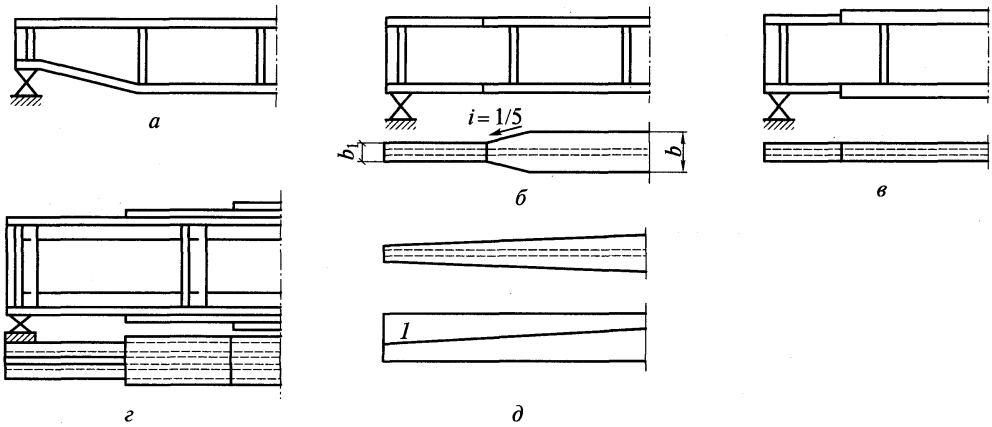


Рис. 7.13. Изменение сечения балок по длине:

а — изменением высоты балки; *б* — ширины поясов; *в* — толщины поясов; *г* — обрывом поясных листов в клепаных балках; *д* — плавное изменение ширины поясов; *1* — линия реза

В балках переменного сечения учет развития пластических деформаций следует выполнять только в одном сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием M и Q, в остальных сечениях учет развития пластических деформаций не допускается.

По моменту определяют необходимый момент сопротивления сечения балки исходя из упругой работы материала и обычным способом подбирают новое сечение поясов. Ширина поясов при этом должна отвечать условиям:

$$b_1 \geq h/10;\ b_1 \geq 180 \text{ мм};\ b_1 \geq b/2. \qquad (7.28)$$

Возможен и другой подход. Задают ширину поясного листа b_1 уменьшенного сечения и определяют изгибающий момент, который может воспринять сечение:

$$I_1 = I_w + 2b_1t_f(h_w/2 + t_f/2)^2;\ W_1 = 2I_1/h;\ M_1 = W_1R_y\gamma_c.$$

Затем, приравнивая $M(x) = M_1$, находят расстояние x от опоры, где изменяется сечение пояса.

Стык различных сечений пояса может быть прямым или косым. Прямой шов удобнее, но он будет равнопрочен основному металлу в растянутом поясе только при обязательном выводе концов шва на подкладки и полуавтоматической или ручной сварке с применением физических методов контроля. В этом случае изменение сечения пояса следует делать на расстоянии $x = l/6$ от опоры. Иногда, желая упростить стык растянутого пояса балки, делают его прямым с заваркой ручной или полуавтоматической сваркой без применения сложных методов контроля шва. В этом случае уменьшенное сечение пояса балки принимают из условия прочности стыкового шва на растяжение, т.е. $R_{y1} = 0{,}85R_y$, место изменения сечения следует делать на расстоянии $x = l/7{,}5$ от опоры.

В балках с поясными соединениями на заклепках или болтах сечения изменяют путем изменения числа поясных листов (см. рис. 7.13, *г*).

Пример 7.4. Требуется изменить сечение сварной балки, подобранной в примере 7.3, по длине. Место изменения сечения принимаем на расстоянии $^1/_6$ пролета от опоры (рис. 7.14). Сечение изменяем уменьшением ширины поясов. Разные сечения поясов соединяем сварным швом встык электродами Э42 с применением физических методов контроля, т.е. для растянутого пояса $R_{wy} = R_y$.

Определяем расчетный момент и перерезывающую силу в сечении:

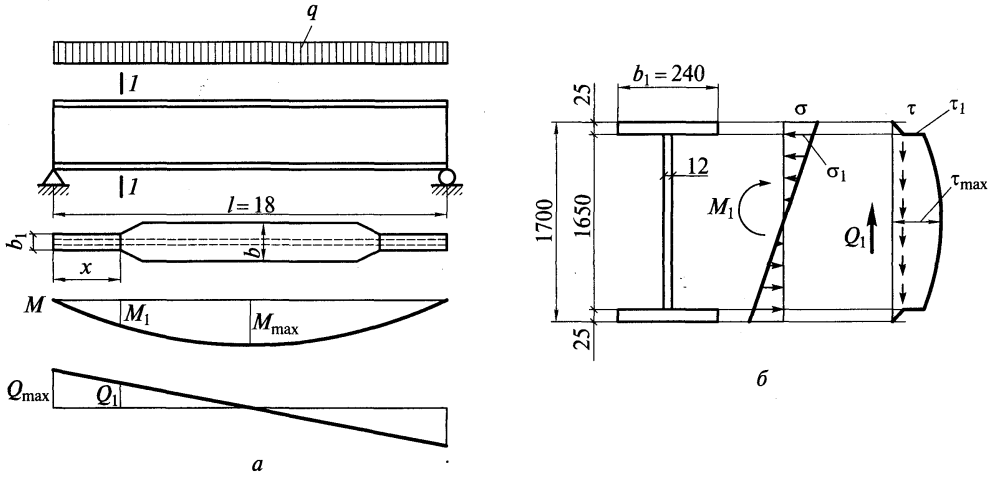


Рис. 7.14. Расчетные схемы к примерам 7.4 и 7.5:

а — место изменения сечения; *б* — место проверки приведенных напряжений в сечении *1—1*

$$x = l/6 = 18/6 = 3 \text{ м};$$

$$M_1 = qx(l - x)/2 = 154{,}19 \cdot 3(18 - 3)/2 = 3469{,}28 \text{ кН/м} = 346\,928 \text{ кН/см};$$

$$Q_1 = q(l/2 - x) = 154{,}19(18/2 - 3) = 925 \text{ кН}.$$

Подбор измененного сечения ведем по упругой стадии работы материала по формуле (7.9) аналогично примеру 7.3.

Определяем требуемый момент сопротивления и момент инерции измененного сечения исходя из прочности сварного стыкового шва, работающего на растяжение:

$$W_1 = M_1/R_{wy} = 346\,928/23 = 15\,084 \text{ см}^3;\ I_1 = W_1 h/2 = 15\,084(170/2) = 1\,282\,140 \text{ см}^4.$$

Определяем требуемый момент инерции поясов ($I_w = 449\,212$ см^4, см. пример 7.3):

$$I_{f1} = I_1 - I_w = 1\,282\,140 - 449\,212 = 832\,928 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь сечения поясов: $A_{f1} = 2I_{f1}/h_{ef}^2 = 2 \cdot 832\,928/167{,}5^2 = 59{,}4$ см^2. Принимаем пояс 240×25 мм, $A_{f1} = 60$ см^2. Принятый пояс удовлетворяет рекомендациям $b_{f1} > 18$ см и $b_{f1} > h/10 = 17$ см. Определяем момент инерции и момент сопротивления уменьшенного сечения:

$$I_1 = I_w + 2b_{f1}t_f(h_{ef}/2)^2 = 449\,212 + 2 \cdot 24 \cdot 2{,}5(167{,}5/2)^2 = 1\,290\,900 \text{ см}^4;$$

$$W_1 = 2I_1/h = 2 \cdot 1\,290\,900/170 = 15\,187 \text{ см}^3;$$

$$\sigma_1 = M_1/W_1 = 346\,928/15\,187 = 22{,}8 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_{wy} = 23 \text{ кН/см}^2.$$

7.4. Проверка прочности, прогибов и устойчивости составных балок

7.4.1. Проверка прочности и прогиба балки. Проверка прочности сводится к проверке наибольших нормальных и касательных напряжений и их совместного действия.

В разрезных балках места наибольших нормальных и касательных напряжений обычно не совпадают; их проверяют раздельно по формулам (7.8) и (7.10) или (7.11) при упругопластической работе балки.

Однако по всей длине балки (за исключением особых сечений, в которых M и Q равны нулю) изгибающие моменты и поперечная сила действуют совместно. Поэтому в дополнение к раздельным проверкам σ и τ необходима проверка совместного действия нормальных и касательных напряжений, при которой определяются приведенные напряжения (см. подразд. 2.4.1). Эту проверку делают в сечениях наиболее неблагоприятного сочетания изгибающих моментов и поперечных сил, в месте изменения сечения разрезной составной балки, на опоре неразрезной балки, причем на уровне поясных швов (рис. 7.14, *б*) по высоте.

Приведенные напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \le 1{,}15 R_y \gamma_c, \tag{7.29}$$

где $\sigma_1 = (M_1/W_1)(h_w/h)$ и $\tau_1 = (Q_1 S_f)/(I_1 t_w)$ — расчетные нормальные и касательные напряжения в краевом участке стенки балки на уровне поясных швов (или заклепок) в рассматриваемом сечении балки.

По формуле (7.29) проверяют прочность материала в данной точке от совместного действия нормальных и касательных напряжений.

При опирании на верхний пояс балки конструкции, передающей неподвижную сосредоточенную нагрузку, необходима дополнительная проверка стенки балки на местные сминающие стенку напряжения (рис. 7.15):

$$\sigma_{loc} = F/(t_w l_{loc}) \le R_y \gamma_c, \qquad (7.30)$$

где σ_{loc} — напряжения смятия в стенке под грузом; F — расчетная сосредоточенная нагрузка; $l_{loc} = b + 2t_f$, t_w и t_f — толщина стенки и пояса балки; b — длина передачи местной нагрузки на балку (в примере — ширина полки балки настила).

Прочность стенки в этом случае проверяют в сечении под грузом:

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_1 \sigma_{loc} + 3\tau_1^2} \le 1{,}15 R_y \gamma_c. \qquad (7.31)$$

Если эта проверка не выполняется, то стенку балки необходимо укрепить ребром жесткости, верхний конец которого пригоняется к нагруженному поясу балки. Это ребро через свой пригнанный торец воспринимает сосредоточенное давление и, будучи прикрепленным к стенке балки сварными швами или заклепками, плавно распределяет его на всю высоту стенки балки. При наличии таких ребер стенки балок на действие местных напряжений не проверяют.

Прогиб балок определяют от действия нормативной нагрузки методами строительной механики. Прогиб не должен превышать значений, указанных в нормах. Прогиб составных балок можно не проверять, если фактическая высота балки больше минимальной, определяемой по формуле (7.22).

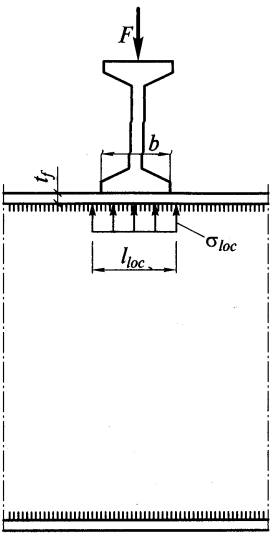


Рис. 7.15. Поэтажное *опирание балок*

7.4.2. Проверка и обеспечение общей устойчивости балок (см. подразд. 2.4.8). Общую устойчивость составных балок проверяют по формуле (7.15): $M/(\varphi_b W) \le R_y \gamma_c$, где φ_b для двутавровых составных балок, имеющих две оси симметрии так же, как в прокатных балках, вычисляют по формуле (7.16):

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}.$$

При $\varphi_1 \le 0{,}85$ принимают $\varphi_b = \varphi_1$, при $\varphi_1 > 0{,}85$ принимают $\varphi_b = 0{,}68 + 0{,}21\varphi_1$.

Значение коэффициента ψ практически определяют по таблице в прил. 7 в зависимости от параметра α:

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_f}{h b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t_w^3}{b_f t_f^3} \right), \qquad (7.32)$$

где l_{ef} — расчетная длина сжатого пояса балки, закрепленного от поперечных смещений; $a = 0{,}5h$; h — расстояние (высота) между осями поясных листов; b_f и t_f — соответственно ширина и толщина сжатого пояса; t_w — толщина стенки балки.

Для балок, сечение которых отличается от двутавра, имеющего две оси симметрии, проверка устойчивости имеет свои особенности и должна проводиться в соответствии с указаниями норм. Общую устойчивость балок можно не проверять при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, а также при удовлетворении условий формулы (7.14) об отношении расчетной длины к ширине сжатого пояса.

Для составных главных балок, находящихся в системе балочной площадки и связанных между собой поперечными балками, на которых лежит настил, за расчетную длину сжатого пояса следует принимать расстояние между поперечными балками.

Пример 7.5. Требуется проверить прочность, общую устойчивость и прогиб сварной балки из примеров 7.3 и 7.4 (значения усилий и статические характеристики сечений берем из этих же примеров).

1. Проводим проверку прочности балки.

Проверка максимального нормального напряжения в поясах в середине балки в сечении, где действует максимальный изгибающий момент, была выполнена в примере 7.3 по формуле (7.8).

Проверяем максимальное касательное напряжение в стенке на нейтральной оси сечения около опоры балки по формуле (7.10)

$$\tau = (Q_{\max}S)/(I_1 t_w) = 1388 \cdot 9109/(1\,290\,900 \cdot 1{,}2) = 8{,}16 \text{ кН/см}^2 < R_s\gamma_c = 13{,}3 \text{ кН/см}^2,$$

где статический момент полусечения балки

$$S = b_1 t_f h_{ef}/2 + t_w h_w^2/8 = 24 \cdot 2{,}5 \cdot 167{,}5/2 + 1{,}2 \cdot 165^2/8 = 9109 \text{ см}^3.$$

Проверяем местные напряжения в стенке под балками настила по формуле (7.30):

$$\sigma_{loc} = F/(t_w l_{loc}) = 170/(1{,}2 \cdot 19) = 7{,}57 \text{ кН/см}^2 < R_y\gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2,$$

где $F = (20 \cdot 1{,}2 + 116 \cdot 1{,}05/102)1{,}125 \cdot 3 \cdot 2 = 170$ кН (опорные реакции балок настила); $l_{loc} = b + 2t_f = 14 + 2 \cdot 2{,}5 = 19$ см (длина передачи нагрузки на стенку балки).

Наличие местных напряжений, действующих на стенку балки, требует проверки совместного действия нормальных, касательных и местных напряжений по формуле (7.31) на уровне поясного шва (см. рис. 7.14, *б* и 7.15) и под балкой настила по уменьшенному сечению вблизи места изменения сечения пояса. В рассматриваемом примере такого места нет, так как под ближайшей балкой настила будет стоять ребро жесткости, которое воспримет давление балок настила, и передачи локального давления на стенку в этом месте не будет. Поэтому проверяем приведенные напряжения по формуле (7.29) в сечении *1—1* — месте изменения сечения балки (где они будут максимальны):

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_1 + 3\tau_1^2} = \sqrt{22{,}2^2 + 3 \cdot 3^2} = 22{,}8 \text{ кН/см}^2 < 1{,}15\ R_y\gamma_c = 27{,}6 \text{ кН/см}^2,$$

где $\sigma_1 = M_1 h_w/W_1 h = 346\,928 \cdot 165/(15\,187 \cdot 170) = 22{,}2$ кН/см^2; $\tau_1 = Q_1 S_f/(I_1 t_w) = 925 \cdot 5025/(1\,290\,900 \cdot 1{,}2) = 3$ кН/см^2; $S_f = b_f t_f h_{ef}/2 = 24 \cdot 2{,}5 \cdot 167{,}5/2 = 5025$ см^3.

Проверки показали, что прочность балки обеспечена.

2. Проверяем необходимость проверки общей устойчивости балки по формуле (7.14) в месте действия максимальных нормальных напряжений, принимая за расчетный пролет $l_{ef} = 112{,}5$ см — расстояние между балками настила:

а) в середине пролета балки

$$1 < h/b_f = 170/53 = 3{,}2 < 6 \text{ и } 15 < b_f/t_f = 53/2{,}5 < 35;$$

$$l_{ef}/b_f = \frac{112{,}5}{53} = 2{,}12 < \delta\left[0{,}41 + 0{,}0032\left(\frac{b_f}{t_f}\right) + \left(0{,}73 - 0{,}016\frac{b_f}{t_f}\right)\frac{b_f}{h_{ef}}\right]\sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= 1{,}0\left[0{,}41 + 0{,}0032\frac{53}{2{,}5} + \left(0{,}73 - 0{,}016\frac{53}{2{,}5}\right)\frac{53}{167{,}5}\right]\sqrt{\frac{2{,}06 \cdot 10^4}{23}} = 18,$$

где $\delta = 1$, так как $\tau = 0$ и балка работает упруго;

б) в месте уменьшенного сечения балки (балка работает упруго и $\delta = 1$)

$$\frac{l_{ef}}{b_{f1}} = \frac{112{,}5}{24} = 4{,}7 < 1\left[0{,}41 + 0{,}0032\frac{24}{2{,}5} + \left(0{,}73 - 0{,}016\frac{24}{2{,}5}\right)\frac{24}{167{,}5}\right]\sqrt{\frac{2{,}06 \cdot 10^4}{23}} = 15{,}66.$$

Обе проверки показали, что общая устойчивость балки обеспечена.

3. Проверку прогиба (второе предельное состояние) балки можно не производить, так как принятая высота балки больше минимальной: $h = 170$ см > 141 см $= h_{\min}$ (см. пример 7.3).

7.4.3. Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов балок. Потеря местной устойчивости отдельных элементов конструкций под действием сжимающих нор-

мальных или касательных напряжений сопровождается их местным выпучиванием из плоскости элементов.

В балках потерять устойчивость могут сжатый пояс от действия нормальных напряжений и стенка от действия касательных или нормальных напряжений, а также от их совместного действия. Потеря устойчивости одним из элементов балки полностью или частично выводит его из работы, рабочее сечение балки уменьшается, часто становится несимметричным, центр изгиба смещается, что может привести к преждевременной потере несущей способности всей балки.

Общее выражение для критического напряжения потери устойчивости пластинки было получено в подразд. 2.4.9 [см. формулу (2.64)]:

$$\sigma_{cr} = N_{cr}/t = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 = 0,9kE\left(\frac{t}{b}\right)^2.$$

Элементы балки могут потерять устойчивость только в том случае, если действующие в балке напряжения или их совместное воздействие больше критических напряжений потери устойчивости. Поэтому нежелательно, чтобы значения σ_{cr} были меньше расчетных значений материала по прочности и потеря устойчивости происходила раньше потери несущей способности балки по прочности, так как при этом недоиспользовалась бы прочность материала, что неэкономично.

Рассмотрим отдельно устойчивость пояса и стенки балки.

Устойчивость сжатого пояса. Сжатый пояс представляет собой длинную пластину, шарнирно прикрепленную своей длинной стороной к стенке балки и нагруженную равномерно распределенным по сечению пластины нормальным напряжением, действующим вдоль длинной стороны пластины. Потеря устойчивости такой пластины происходит путем волнообразного выпучивания ее свободного края. Шарнирное закрепление пояса стенкой принимается в запас несущей способности потому, что гибкая стенка не способна оказать сильное противодействие повороту пояса при потере устойчивости (рис. 7.16).

Условие обеспечения устойчивости пояса после подстановки в формулу (2.64) постоянных, соответствующих упругой работе материала пояса, т.е. для упругоработающих балок и бистальных, согласно формуле (2.66) имеет вид

$$\bar{\lambda}_f = \bar{\lambda}_{uf}, \tag{7.33}$$

где $\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y/E}$ и $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5\sqrt{R_y/\sigma}$.

Приравнивая $\sigma = R_y$ и производя преобразования, получаем

$$b_{ef}/t_f \le 0,5\sqrt{E/R_y}, \tag{7.34}$$

где b_{ef} — неокаймленный свес пояса (половина ширины пояса); t_f — толщина пояса; σ — напряжение в сжатом поясе от внешних воздействий.

Отсюда видно, что для обеспечения устойчивости пояса при его упругой работе необходимо соблюдать отношение свеса пояса к его толщине, не превышающее значений, полученных по формуле (7.34), что для малоуглеродистых сталей составляет около 15.

При работе пояса в балках с учетом развития пластических деформаций, его устойчивость ухудшается. В этом случае нормы учитывают подкрепляющее действие стенки, при $2,2 < \bar{\lambda}_{uw} < 5,5$ значение предельной условной гибкости неокаймленного свеса по формуле (2.67)

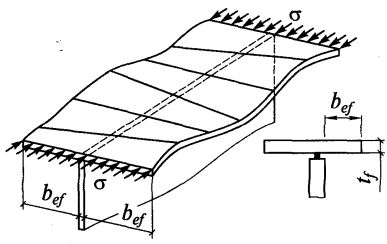


Рис. 7.16. Потеря местной устойчивости поясом балки

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06\bar{\lambda}_{uw}, \qquad (7.35)$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ — предельная условная гибкость стенки.

Рекомендуемые из условия устойчивости размеры пояса для малоуглеродистых сталей близки к рекомендуемым размерам из условия его равномерной работы по ширине, а потому специальные конструктивные мероприятия по обеспечению устойчивости свеса нецелесообразны.

Устойчивость стенки. Стенка представляет собой длинную тонкую пластину, испытывающую действие касательных и нормальных напряжений, которые могут вызвать потерю ее устойчивости. Но устойчивости стенки обычно добиваются не увеличением ее толщины (из-за больших размеров стенки этот путь привел бы к большому перерасходу материала), а укреплением ее специальными ребрами жесткости, расположенными нормально к поверхности выпучивания листа и повышающими жесткость стенки.

Ребра жесткости делят стенку на отсеки (панели), которые могут потерять устойчивость практически независимо один от другого (рис. 7.17). Рассмотрим отдельно потерю устойчивости стенки от действия касательных и нормальных напряжений.

Потеря устойчивости стенки от действия касательных напряжений. Вблизи опоры балки стенка подвергается воздействию значительных касательных напряжений, под влиянием которых она перекашивается (рис. 7.18, *а*) и по направлению траекторий главных сжимающих напряжений сжимается (рис. 7.18, *б*). В направлении сжатия стенка может выпучиться, образуя волны, наклоненные к оси балки под углом, близким к 45° (см. рис. 2.34, *а* и 2.38).

Для балки, стенка которой не укреплена ребрами жесткости, критическое касательное напряжение, полученное с учетом упругого защемления стенки в поясах, выражается формулой

$$\tau_{cr} = 10,3(R_s / \bar{\lambda}_w^2). \qquad (7.36)$$

Из равенства $\tau_{cr} = R_s$ получаем предельную условную гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w) \times \sqrt{R_y / E} = 3,2$, при которой потеря устойчивости стенки от действия одних касательных напряжений не может произойти раньше потери прочности. Поэтому СНиП требует укреплять стенку балки поперечными ребрами жесткости при следующих условиях:

а) отсутствие местной нагрузки на пояс балки при

$$\bar{\lambda}_w > 3,2; \qquad (7.37)$$

б) действие местной нагрузки на пояс балки при

$$\bar{\lambda}_w > 2,2; \qquad (7.38)$$

в) при действии больших сосредоточенных грузов и в зоне развития пластических деформаций от изгиба в балке местные напряжения не допускаются, ребра жесткости надо ставить под каждым грузом.

Длина зоны пластических деформаций в стенке балки $l_{пласт}$ может быть определена из равенства моментов, которые могут быть восприняты балкой при ее работе с учетом

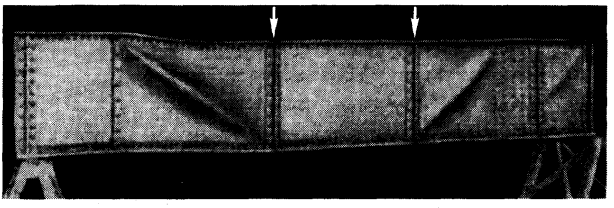


Рис. 7.17. Вид потери устойчивости стенки балки

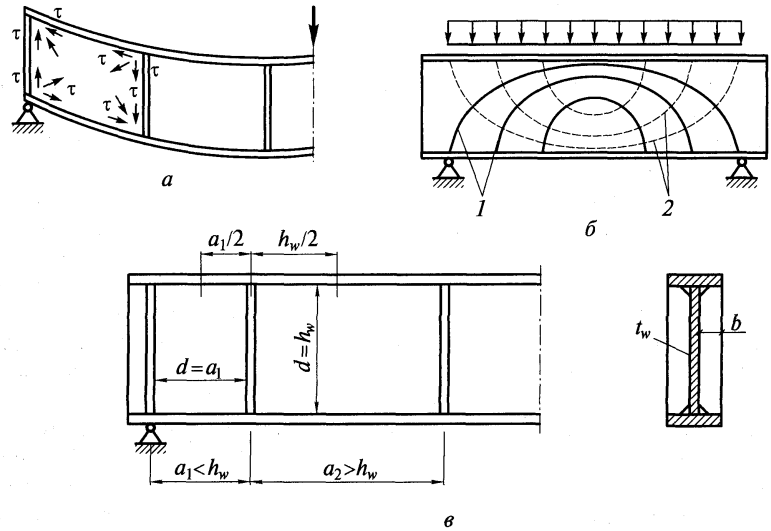


Рис. 7.18. Потеря местной устойчивости стенки балки:

а — действие касательных напряжений; *б* — траектории главных сжимающих (*1*) и растягивающих (*2*) напряжений; *в* — места определения напряжений для проверки устойчивости стенки

пластических деформаций и при упругой работе стенки по всей ее высоте (см. рис. 2.9). При равномерной нагрузке на балку эта область может быть определена зависимостью

$$l_{\text{пласт}} = l\sqrt{1-(1/c)(h/h_w)}, \qquad (7.39)$$

где c — коэффициент учета пластических деформаций (см. прил. 6).

Расстояние между поперечными ребрами жесткости не должно превышать $2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \le 3,2$. Допускается увеличивать указанные расстояния до $3h_{ef}$ при условии проверки общей устойчивости балки и местной устойчивости стенки по соответствующим формулам. Как правило, следует применять односторонние ребра жесткости шириной не менее $b_r = h_w/24 + 50$ мм, располагая их с одной стороны балки.

Односторонние ребра жесткости, расположенные в месте приложения к верхнему поясу сосредоточенной нагрузки (например, поэтажное сопряжение балок), следует рассчитывать как стойку, сжатую с эксцентриситетом, равным расстоянию от срединной плоскости стенки до центра тяжести расчетного сечения стойки. В расчетное сечение этой стойки необходимо включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной до $0,65t_w\sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра. Расчетную длину стойки следует принимать равной высоте стенки. В отдельных случаях допускается применение парных ребер жесткости (например, при примыкании второстепенных балок к главной сбоку). В этом случае стойка рассчитывается как центрально сжатая и ширина каждого из парных симметричных ребер жесткости должна быть не менее $b_r = h_w/(30 + 40)$ мм. Толщина ребер должна быть не менее $t_r = 2b_r\sqrt{R_y/E}$.

Ребра жесткости следует приваривать в стенке сплошными односторонними швами минимальной толщины, не доводя их на 40—50 мм до поясных швов в целях уменьшения воздействия зон термического влияния швов.

Укрепление стенки балки поперечными ребрами жесткости, пересекающими возможные волны выпучивания стенки, увеличивает критическое касательное напряжение, определяемое теперь формулой (2.78):

$$\tau_{cr} = 10,3(1 + 0,76/\mu^2)(R_s/\bar{\lambda}_d^2), \qquad (7.40)$$

где μ — отношение большей стороны a или h_w (рис. 7.18, *в*) к меньшей d; $\bar{\lambda}_d = (d/t_w)\sqrt{R_y/E}$; t_w — толщина стенки.

При постановке поперечных ребер жесткости на максимально допустимых нормами расстояниях $a_{\max} = 2h_{ef}$, т.е. при $\mu = 2$ критическое напряжение увеличивается до $\tau_{cr} = 12,26(R_s/\bar{\lambda}_w^2)$, а условная гибкость стенки не опасна, — до $\bar{\lambda}_w = 3,5$. С учетом этого нормы разрешают не проверять устойчивость стенок балок с поперечными ребрами жесткости в следующих случаях:

а) для балок с двусторонними поясными швами при отсутствии местной нагрузки на пояс балки и при

$$\bar{\lambda}_w \le 3,5; \qquad (7.41)$$

б) для таких же балок, но с односторонними поясными швами при

$$\bar{\lambda}_w \le 3,2; \qquad (7.42)$$

в) для балок с двусторонними поясными швами и местной нагрузкой на пояс при

$$\bar{\lambda}_w \le 2,5. \qquad (7.43)$$

При определении гибкости стенки h_{ef}/t_w в балках с поясными соединениями на заклепках или болтах за расчетную высоту стенки h_{ef} следует принимать расстояние между внутренними рисками поясных уголков.

Устойчивость стенки упруго работающих балок симметричного двутаврового сечения от действия нормальных напряжений. Ближе к середине балки влияние касательных напряжений на стенку невелико. Здесь стенка подвергается главным образом воздействию нормальных напряжений от изгиба балки, которые могут вызвать потерю ее устойчивости. Выпучиваясь, стенка образует в сжатой зоне балки волны, перпендикулярные ее плоскости. Поперечные ребра не могут оказать существенного влияния на выпучивание стенки, так как длина волн выпучивания небольшая (длина полуволны $\approx 0,67h$), а их направление параллельно поперечным ребрам жесткости, стенка все равно будет выпучиваться между ними (см. рис. 2.34, *а*). Поэтому для обеспечения устойчивости очень гибкой стенки от действия нормальных напряжений в сжатой части стенки ставят продольные ребра жесткости, уменьшающие расчетную ширину пластинки и увеличивающие критические напряжения.

Значение критических нормальных напряжений зависит также от закона распределения приложенных к кромкам прямоугольной пластинки-стенки нормальных напряжений (см. подразд. 2.4.9), характеризуемого коэффициентом α, степени защемления стенки в поясах балки, характеризуемой коэффициентом δ, а также случайных погибей стенки:

$$\alpha = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})/\sigma_{\max},$$

где $\sigma_{\max}$ — наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки; $\sigma_{\min}$ — краевое напряжение на противоположной стороне стенки, взятое со своим знаком.

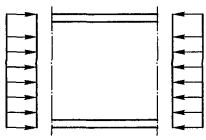
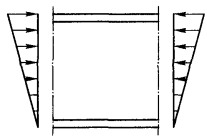
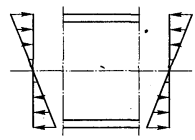
Влияние «полноты» эпюры сжимающих напряжений, выражаемое коэффициентом α, хорошо видно по изменению коэффициента k в формуле (2.64), значения которого приведены в табл. 7.3, и чем больше «полнота», тем меньше критические напряжения, т.е. изменение вида эпюры нормальных напряжений может изменять устойчивость стенки почти в 6 раз.

Степень упругого защемления стенки в поясах учитывается коэффициентом δ:

$$\delta = \frac{\beta b_f}{h_{ef}}\left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3, \qquad (7.44)$$

Таблица 7.3

Значение коэффициента *k* в формуле (2.64) для стенки балки

Коэффициент	Схемы эпюр σ в стенке балки, свободно опертой на пояса		
	сжатие	сжатие + изгиб	изгиб
			
α	0	1	2
$k_{\min}$	4	7,8	23,9

где для всех балок, кроме подкрановых, при непрерывном опирании жестких плит на пояс балки $\beta = \infty$; для подкрановых балок $\beta = 2$; в прочих случаях $\beta = 0{,}8$; b_f и t_f — соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки.

После подстановки в формулу (2.64) всех параметров критическое нормальное напряжение в стенке изгибаемой балки определяется по формуле (2.74):

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}_w^2 \qquad (7.45)$$

где c_{cr} — для сварных упруго работающих балок симметричного сечения следует принимать по табл. 7.4, а для балок с поясными соединениями на заклепках и высокопрочных болтах $c_{cr} = 35{,}2$.

Приравнивая критическое напряжение, полученное по формуле (7.45) при минимальном коэффициенте защемления стенки поясами $\delta = 0{,}8$, расчетному сопротивлению, получим $\bar{\lambda}_w = 5{,}5$ — условную гибкость стенки, при которой потеря устойчивости стенки от действия только нормальных напряжений (в зоне чистого изгиба балки) будет происходить одновременно с расчетной потерей прочности балки.

Таким образом, только при условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w \geq 5{,}5\sqrt{R_y/\sigma}$ (где σ — напряжение в сжатом поясе балки) потеря устойчивости от действия одних нормальных напряжений становится возможной. Стенки таких балок наряду с поперечными ребрами жесткости рекомендуется укреплять дополнительными продольными ребрами жесткости, располагая их в сжатой зоне стенки.

Устойчивость стенки балки от совместного действия нормальных и касательных напряжений. В балках нормальные и касательные напряжения обычно действуют одновременно, поэтому потеря устойчивости может произойти от их совместного действия. Очевидно, что критические напряжения при совместном действии нормальных и касательных напряжений будут меньше, чем от действия одного из них. Рассмотрим несколько случаев проверки устойчивости стенок балок.

1. Устойчивость стенок упруго работающих балок симметричного двутаврового сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, при отсутствии местного

Таблица 7.4

Значение коэффициента c_{cr} для стенок балок в зависимости от коэффициента δ

δ	≤ 0,8	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	≥ 30
c_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

сминающего стенку напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) и $\bar{\lambda}_w < 6$. Такая проверка производится при $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$ в балках с односторонними поясными швами и $\bar{\lambda}_w \geq 3,5$ в балках с двусторонними швами.

Фактические напряжения σ и τ в целях обеспечения необходимой безопасности не должны превышать критических, т.е. $\sigma \leq \sigma_{cr}^{\tau}$ и $\tau \leq \tau_{cr}^{\sigma}$.

Отсюда получим формулу (см. подразд. 2.4.9) проверки устойчивости стенки:

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \tag{7.46}$$

где σ_{cr} и τ_{cr} — критические нормальные и касательные напряжения, получаемые по формулам (7.45) и (7.40); σ и τ —действующие нормальные и касательные напряжения, вычисляемые по формулам $\sigma = (M/W)(h_w/h)$ и $\tau = Q/(h_w t_w)$; здесь M и Q — средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека больше его расчетной высоты, то M и Q следует вычислять как средние для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека (см. рис. 7.18, *в*). Если в проверяемом отсеке находится место изменения сечения балки, то значения M, Q и W берут по уменьшенному сечению.

2. Устойчивость стенок упруго работающих балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, при наличии местного напряжения $\sigma_{loc} \neq 0$. В этом случае проверку устойчивости стенки балки следует производить при условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w > 2,5$.

Сама проверка производится по формуле, аналогичной формуле (7.46):

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c. \tag{7.47}$$

Здесь значения нормальных σ, касательных τ и соответствующих критических напряжений, а также коэффициент условий работы γ_c определяют так же, как в формуле (7.46), а местное напряжение σ_{loc} — по формуле (7.30). Потеря устойчивости от действия местных напряжений весьма похожа на потерю устойчивости от действия нормальных напряжений (рис. 7.19).

Критическое напряжение потери устойчивости от действия местных напряжений определяется по формуле (2.79):

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2. \tag{7.48}$$

Однако взаимное влияние перпендикулярных друг другу нормальных и местных напряжений, а также сильное влияние на устойчивость пластины расстояния между ребрами жесткости и относительной длины загружения пластины местной нагрузкой приводит к необходимости рассматривать три возможных случая потери устойчивости стенки балки.

А. При частом расположении ребер жесткости $a/h_{ef} \leq 0,8$ стенка между ребрами жесткости может выпучиваться только по одной полуволне (см. рис. 7.19). В этом случае для проверки устойчивости по формуле (7.47) σ_{cr} определяют по формуле (7.45) так же, как и при отсутствии местных напряжений.

Критическое напряжение потери устойчивости от действия местных напряжений определяют по формуле (7.48), где c_1 — коэффициент, принимаемый по табл. 7.5 в зависимости от a/h_{ef} — соотношения сторон проверяемой пластины и $\rho = 1,04 l_{ef}/h_{ef}$ — относительной длины загружения пластины местной нагрузкой; $l_{ef} = l_{loc}$ следует определять по формуле (7.30).

Коэффициент c_2 принимается по табл. 7.6 в зависимости от отношения a/h_{ef} и зна-

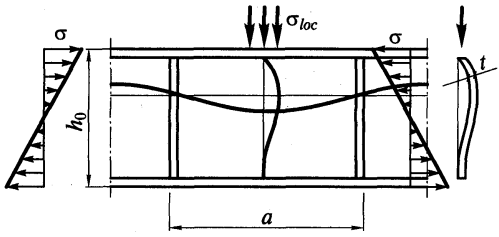


Рис. 7.19. Потеря устойчивости стенки от действия местной нагрузки

Таблица 7.5

Значения коэффициента c_1

ρ	При a/h_{ef} или a_1/h_{ef}									
	≤ 0,50	0,60	0,67	0,80	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥ 2,0
0,10	56,7	46,6	41,8	34,9	28,5	24,5	21,7	19,5	17,7	16,2
0,15	38,9	31,3	27,9	23,0	18,6	16,2	14,6	13,6	12,7	12,0
0,20	33,9	26,7	23,5	19,2	15,4	13,3	12,1	11,3	10,7	10,2
0,25	30,6	24,9	20,3	16,2	12,9	11,1	10,0	9,4	9,0	8,7
0,30	28,9	21,6	18,5	14,5	11,3	9,6	8,7	8,1	7,8	7,6
0,35	28,0	20,6	18,1	13,4	10,2	8,6	7,7	7,2	6,9	6,7
0,40	27,4	20,0	16,8	12,7	9,5	7,9	7,0	6,6	6,3	6,1

Таблица 7.6

Значения коэффициента c_2

δ	При a/h_{ef} или a_1/h_{ef}							
	0,50	0,60	0,67	0,80	1,00	1,20	1,40	≥ 1,60
1	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
2	1,64	1,64	1,64	1,67	1,76	1,82	1,84	1,85
4	1,66	1,67	1,69	1,75	1,88	2,01	2,09	2,12
6	1,67	1,68	1,70	1,77	1,92	2,08	2,19	2,26
10	1,68	1,69	1,71	1,78	1,96	2,14	2,28	2,38
≥ 30	1,68	1,70	1,72	1,80	1,99	2,20	2,38	2,52

чения δ — степени упругого защемления стенки в поясах, определяемого по формуле (7.44).

При расположении ребер жесткости на расстоянии, большем $a/h_{ef} > 0{,}8$, проверку устойчивости по формуле (7.47) делают дважды.

Б. Вычисляют σ_{cr} по формуле (7.45) так же, как и при отсутствии местных напряжений, а для вычисления $\sigma_{loc,cr}$ по формуле (7.48) для определения коэффициентов c_1 и c_2 по табл. 7.5 и 7.6 принимают вместо a значение $a_1 = 0{,}5a$ при $0{,}8 \le a/h_{ef} \le 1{,}33$ или $a_1 = 0{,}67h_{ef}$ при $a/h_{ef} > 1{,}33$.

В. Вычисляют $\sigma_{loc,cr}$ для формулы (7.47) по формуле (7.48) по фактическому отношению сторон a/h_{ef}, а для определения σ_{cr} по (7.45) берут значение c_{cr} по табл. 7.7.

Во всех случаях τ_{cr} следует вычислять по действительным размерам отсека.

3. Устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных поперечными и одним продольным ребрами жесткости.

В балках большой высоты с тонкой стенкой при соотношении $\bar{\lambda}_w > 5{,}5$ для обеспечения устойчивости стенки рационально помимо поперечных ребер жесткости ставить

Таблица 7.7

Значения коэффициента c_{cr} для балок в зависимости от отношения a/h_{ef}

a/h_{ef}	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥ 2,0
c_{cr}	По табл. 7.4	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

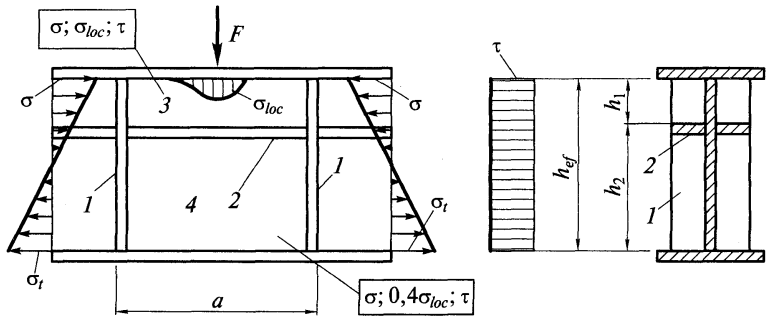


Рис. 7.20. Схема балки, укрепленной основными поперечными и продольными ребрами жесткости:

1 — поперечные ребра; *2* — продольное ребро; *3* — пластина у сжатого пояса; *4* — пластина у растянутого пояса

продольное ребро, опирающееся на поперечные и располагаемое на расстоянии $h_1 = (0{,}2...0{,}3)h_{ef}$ от сжатой кромки отсека (рис. 7.20). Наличие продольного ребра, разбивающего стенку по высоте на две части, устойчивость которых проверяется раздельно, существенно улучшает устойчивость стенки за счет уменьшения гибкости отдельных ее частей. Это ребро, так же как и поперечные ребра, может состоять из одного или двух ребер, располагаемых по обе стороны стенки. Продольное ребро ставят обычно в средних отсеках балки, в зоне больших значений изгибающих моментов и соответственно больших нормальных напряжений. Размеры поперечных ребер назначают такими же, как и в балках без продольного ребра, но при этом их моменты инерции должны удовлетворять следующим условиям:

а) для поперечных ребер $I_s \geq 3h_{ef}t_r^3$;

б) для продольного ребра при $h_1/h_{ef} = 0{,}3$; $I_s \geq 1{,}5h_{ef}t_r^3$.

Продольное ребро делит стенку на верхнюю и нижнюю пластинки, устойчивость которых проверяют раздельно.

Верхняя пластинка, имеющая размер по высоте $(0{,}2...0{,}3)h_{ef}$ расположена между сжатым поясом и продольным ребром и находится в условиях неравномерного сжатия, очень неблагоприятного для местной устойчивости (см. табл. 7.3), но благодаря малой высоте имеет малую гибкость стенки и за счет этого достаточно большие критические напряжения.

Нижняя пластинка, имеющая размер по высоте $(0{,}8...0{,}7)h_{ef}$ расположена между продольным ребром и растянутым поясом. Эпюра нормальных напряжений в ней соответствует изгибу с растяжением, а местные напряжения составляют лишь 40 % напряжений, действующих у верхнего пояса балки, за счет распределения их по высоте стенки балки. Уменьшенная высота пластины по сравнению с полной высотой стенки балки, увеличенная зона растягивающих напряжений и уменьшенные местные напряжения создают благоприятные условия для ее местной устойчивости.

При наличии часто расположенных местных нагрузок на сжатом поясе балки, а также при необходимости местной устойчивости верхней пластины сварной балки, имеющей продольное ребро жесткости, возможно укрепление сжатой зоны стенки балки постановкой коротких промежуточных вертикальных ребер жесткости, привариваемых к продольному ребру (рис. 7.21). В этом случае при проверке верхней сжатой пластинки расстояние a заменяют на a_1 — расстояние между осями соседних ребер; все расчеты устойчивости для верхней и нижней пластин следует вести по тем же формулам, что и для балок без коротких ребер.

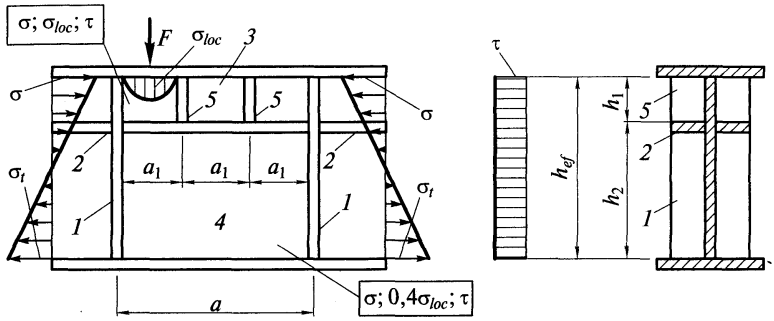


Рис. 7.21. Схема балки, укрепленной основными поперечными ребрами жесткости (*1*), продольным ребром жесткости (*2*), разделяющим отсек стенки на пластину (*3*) у сжатого пояса и пластину (*4*) у растянутого пояса, а также короткими ребрами жесткости (*5*)

В балках, работающих с использованием пластических деформаций и бистальных, в области ограниченных пластических деформаций местные напряжения не допускаются, а устойчивость стенки двоякосимметричного двутаврового сечения считается обеспеченной, если условная гибкость стенки не превышает ее критической величины [см. формулу (2.82)]:

$$\bar{\lambda}_w \le \bar{\lambda}_{uw}, \tag{7.49}$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется по табл. 7.8 в зависимости от относительной деформации пояса балки $\bar{\varepsilon}$ и относительной напряженности стенки касательными напряжениями τ/R_s.

Здесь среднее касательное напряжение $\tau = Q/A_w$, а параметр $\bar{\varepsilon}$ для балок из одинаковой стали для стенки и пояса определяется выражением

$$\bar{\varepsilon} = \varepsilon E/R_y = \frac{0,29}{\sqrt{0,0833-(c_{1x}-1)(\alpha_f+0,167)}},$$

где $\alpha_f = A_f/A_w$; $c_{1x} = M/(W_n R_y \gamma_c)$ или β_{cx}; $1 < c_{1x} < c_x$;

$$\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25}(\tau_x/R_y)^4;$$

c_x принимается по прил. 6.

Таблица 7.8

Предельные значения $\bar{\lambda}_{uw}$

τ/R_s	При $\bar{\varepsilon}$								
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	≥ 5,0
0	5,50	4,00	3,42	3,00	2,72	2,52	2,37	2,27	2,20
0,5	4,50	3,70	3,13	2,75	2,51	2,35	2,26	2,20	2,20
0,6	4,25	3,52	2,98	2,64	2,42	2,28	2,20	2,20	2,20
0,7	4,00	3,34	2,84	2,53	2,34	2,20	2,20	2,20	2,20
0,8	3,75	3,04	2,62	2,37	2,26	2,20	2,20	2,20	2,20
0,9	3,50	2,73	2,39	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20

Для бистальных балок

$$\bar{\varepsilon} = 1 + (1,3 - 0,2\alpha_f)(c_{1r} - 1), \qquad (7.50)$$

где $c_{1r} = M/(W_n R_{yw}\gamma_c)$ или $\beta_r c_{rx}$; $1 \le c_{1x} \le c_{rx}$;

$$\beta_r = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25}(\tau_x / R_{sw})^4;\ c_{rx} = \frac{(\alpha_{1r} + 0,25 - 0,0833/r^2)}{\alpha_f + 0,167};\ r = R_{yf}/R_{yw}.$$

Проверка местной устойчивости стенок балок в других случаях имеет свои особенности и проводится по СНиПу.

Пример 7.6. Требуется проверить местную устойчивость сжатого пояса и стенки сварной балки из примеров 7.3 и 7.4.

1. *Проверка устойчивости сжатого пояса.* Производится в месте максимальных нормальных напряжений в нем — в середине пролета балки — по формуле (7.33):

$$\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y/E} = (25,9/2,5)\sqrt{23/2,06\cdot 10^4} = 0,346,$$

где $b_{ef} = (b - t_w)/2 = (53 - 1,2)/2 = 25,9$ см — свес пояса, кН/см^2:

$$\lambda_{uf} = 0,5\sqrt{R_y/\sigma} = 0,5\sqrt{23/23} = 0,5;\ \sigma = 23$$

(см. пример 7.3). Поскольку $\bar{\lambda}_f < \bar{\lambda}_{uf}$, то можно считать, что местная устойчивость пояса обеспечена.

2. *Проверка устойчивости стенки.* Осуществляется следующим образом. Первоначально определяем по формуле (7.38) необходимость укрепления стенки поперечными ребрами жесткости:

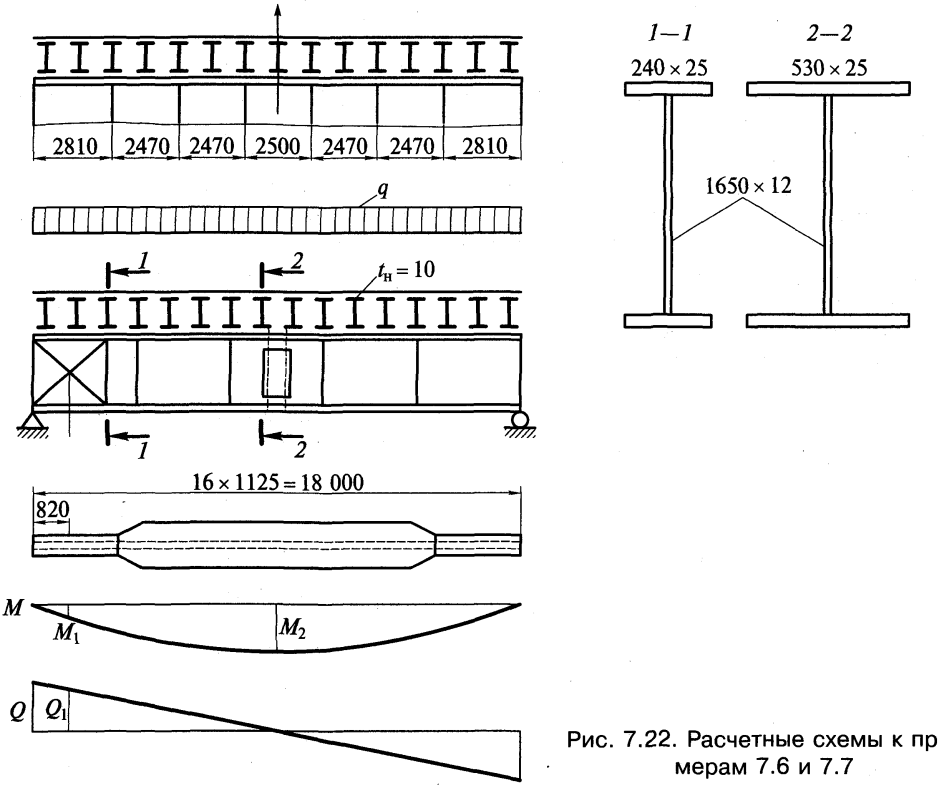


Рис. 7.22. Расчетные схемы к примерам 7.6 и 7.7

$$\bar{\lambda}_w = (h_w / t_w)\sqrt{R_y / E} = (165/1,2)\sqrt{24/2,06 \cdot 10^4} = 4,7 > 2,2;$$

следовательно, поперечные ребра жесткости необходимы.

Расстановку ребер жесткости принимаем по рис. 7.22. Устойчивость стенки надо проверять, так как $\bar{\lambda}_w = 4,7 > 2,5$. Проверяем устойчивость стенки в середине балки по формуле (7.47), где действуют $\sigma_{\max}$ и σ_{loc}, а $\tau = 0$. Пользуясь данными из примеров 7.3 и 7.5, определяем значения этих напряжений на уровне поясных швов (из примера 7.3), кН/см^2:

$$\sigma = (M/W)(h_w/h) = 23(165/170) = 22,3; \ \sigma_{loc} = 7,5 \text{ (из примера 7.5).}$$

Так как расстояние между ребрами жесткости $a/h_{ef} = 250/165 = 1,52 > 0,8$, то проверку устойчивости по формуле (7.47) делаем дважды (см. п. Б и п. В).

3. *Проверка по п. Б.* Определяем критические нормальные напряжения по формуле (7.45): $\sigma_{cr} = c_{cr}R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 33,5 \cdot 24/4,7^2 = 36,4$ кН/см^2.

По формуле (7.44) определяем $\delta = \beta(b_f/h_f)(t_f/t_w)^3 = 0,8(53/165)(2,5/1,2)^3 = 2,3$. По табл. 7.4 при $\delta = 2,3$ находим $c_{cr} = 33,5$.

Определяем местные критические напряжения по формуле (7.48): $\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 36,24 \cdot 1,65 \cdot 24/4,7^2 = 65$ кН/см^2, где при $a/h_{ef} > 1,33$ принимаем $a_1 = 0,67h_{ef}$ и $a_1/h_{ef} = 0,67$; $\rho = 1,04 l_{ef}/h_w = 1,04 \cdot 19/165 = 0,12$ (где $l_{ef} = l_{loc} = 19$ см, см. пример 7.5); по табл. 7.5 при $a_1/h_{ef} = 0,67$ и $\rho = 0,12$ находим $c_1 = 36,24$; по табл. 7.6 при $a_1/h_{ef} = 0,67$ и $\delta = 2,3$ находим $c_2 = 1,65$.

Полученные значения подставляем в формулу (7.47):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \frac{22,3}{36,4} + \frac{7,5}{65} = 0,728 < \gamma_c = 1.$$

4. *Проверка по п. В.* При $a/h_{ef} = 1,52$ осуществляется следующим образом. Определяем σ_{cr} при фактическом отношении $a/h_{ef} = 1,52$. По табл. 7.7 находим $c_{cr} = 58,3$, тогда $\sigma_{cr} = 58,3 \cdot 24/4,7^2 = 63,34$ кН/см^2.

Для определения $\sigma_{loc,cr}$ также используем фактическое соотношение сторон пластинки $a/h_{ef} = 1,52$, $\rho = 0,12$ и $\delta = 2,3$, тогда по табл. 7.5 находим $c_1 = 19,8$ и по табл. 7.6 — $c_2 = 1,88$; следовательно, $\sigma_{loc,cr} = 19,8 \cdot 1,88 \cdot 24/4,7^2 = 40,44$ кН/см^2.

По формуле (7.47) при $\tau = 0$; $22,3/63,34 + 7,5/40,44 = 0,537 < \gamma_c = 1$.

Обе проверки показали, что стенка в середине пролета устойчива.

Однако помимо проверки устойчивости стенки в области больших нормальных напряжений необходимо также проверить ее устойчивость и в области больших касательных напряжений — вблизи от опоры балки. Проверку на устойчивость стенки от совместного действия σ, σ_{loc} и τ производим в опорной панели длиной $a = 281$ см (см. рис. 7.22).

Расчетные момент M_1 и поперечную силу Q_1 определяем в среднем сечении квадрата со стороной, равной высоте стенки $h_w = 165$ см, примыкающего к опоре, т.е. в сечении $x = h_w/2 = 165/2 \cong 82$ см.:

$$M_1 = (qx/2)(l - x) = (154,19 \cdot 0,82/2)(18 - 0,82) = 1086 \text{ кН·м};$$

$$\sigma_1 = (M_1/W_1)(h_w/h) = (108\,600 \cdot 165)/(15\,187 \cdot 170) = 6,94 \text{ кН/см}^2;$$

$$Q_1 = q(l/2 - x) = 154,19(18/2 - 0,82) = 1261,3 \text{ кН};$$

$$\tau_1 = Q_1/(h_w t_w) = 1261,3/(165 \cdot 1,2) = 6,37 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{loc} = 7,5 \text{ кН/см}^2 \text{ (см. пример 7.5).}$$

Так как расстояние между ребрами жесткости большое ($a/h_{ef} = 1,7 > 0,8$), то проверку устойчивости по формуле (7.47) делаем опять два раза: по п. Б и п. В.

5. *Проверка по п. Б.* При $a_1/h_{ef} = 0{,}67$: критические нормальные напряжения по (7.45):

$$\sigma_{cr} = c_{cr}R_y/\bar{\lambda}_w^2 = 31{,}59 \cdot 24/4{,}7^2 = 34{,}32 \text{ кН/см}^2,$$

где по формуле (7.44) $\delta = \beta(b_f/h_f)(t_f/t_w)^3 = 0{,}8(24/165)(2{,}5/1{,}2)^3 = 1{,}05$. По табл. 7.4 при $\delta = 1{,}05$ получается $c_{cr} = 31{,}59$.

Критические местные напряжения по формуле (7.48):

$$\sigma_{loc,cr} = c_1c_2R_y/\bar{\lambda}_w^2 = 36{,}24 \cdot 1{,}56 \cdot 24/4{,}7^2 = 61{,}4 \text{ кН/см}^2,$$

где $a_1/h_{ef} = 0{,}67$, $\rho = 0{,}12$ и $c_1 = 36{,}24$ (по табл. 7.5).

По табл. 7.6 при $a_1/h_{ef} = 0{,}67$ и $\delta = 1{,}05$ получается $c_2 = 1{,}56$. Критические касательные напряжения по формуле (7.40):

$$\tau_{cr} = 10{,}3(1 + 0{,}76/\mu^2)(R_s/\bar{\lambda}_d^2) = 10{,}3(1 + 0{,}76/1{,}7^2)(14/4{,}69^2) = 8{,}28 \text{ кН/см}^2,$$

где $\mu = a/h_w = 281/165 = 1{,}7$; $R_s = 0{,}58R_y = 14$ кН/см^2; $\bar{\lambda}_d = (d/t_w)\sqrt{R_y/E} = (165/1{,}2)\times$ $\times\sqrt{24/2{,}06 \cdot 10^4} = 4{,}69$.

Полученные значения напряжений подставляем в (7.47):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{6{,}94}{34{,}32} + \frac{7{,}5}{61{,}4}\right)^2 + \left(\frac{6{,}37}{8{,}28}\right)^2} = 0{,}83 < \gamma_c = 1.$$

6. *Проверка по п. В.* При $a/h_{ef} = 1{,}7$ по табл. 7.7 имеем $c_{cr} = 67{,}3$. Тогда критическое нормальное напряжение $\sigma_{cr} = 67{,}3 \cdot 24/4{,}7^2 = 73{,}1$ кН/см^2.

Критическое местное напряжение, кН/см^2,

$$\sigma_{loc,cr} = c_1c_2R_y/\bar{\lambda}_w^2 = 16{,}42 \cdot 1{,}56 \cdot 24/4{,}7^2 = 27{,}83,$$

где при $a/h_{ef} = 1{,}7$, $\rho = 0{,}12$, $\delta = 1{,}05$ по табл. 7.5 находим значение $c_1 = 16{,}42$, а по табл. 7.6 — $c_2 = 1{,}56$.

Критическое касательное напряжение $\tau_{cr} = 8{,}28$ кН/см^2. Полученные значения подставляем в формулу (7.47):

$$\sqrt{\left(\frac{6{,}94}{73{,}1} + \frac{7{,}5}{27{,}83}\right)^2 + \left(\frac{6{,}37}{8{,}28}\right)^2} = 0{,}85 < \gamma_c = 1.$$

Проведенные проверки показали, что запроектированная балка удовлетворяет требованиям прочности, прогиба, общей и местной устойчивости.

7.5. Проектирование конструкций составных балок

7.5.1. Соединение поясов балки со стенкой. Соединение поясов составной балки со стенкой осуществляют в сварных балках поясными швами, в балках с фрикционными болтовыми соединениями нижний лист прикрепляют к стенке сваркой, а верхние — высокопрочными болтами (рис. 7.23).

Это соединение предотвращает при изгибе балки сдвиг поясов относительно стенки балки (рис. 7.23, *а*), который был бы при раздельной самостоятельной работе элементов балки на изгиб. Такое соединение поясов со стенкой превращает все сечение в монолитно работающее. Кроме работы на сдвиг поясные соединения передают на стенку балки местную нагрузку, действующую на пояса в местах, где нет поперечных ребер жесткости.

В сварных двутавровых балках, несущих статическую нагрузку, симметрично расположенную относительно поперечного сечения балки, допускаются односторонние поясные швы. Односторонние швы допускаются только в упруго работающих балках при

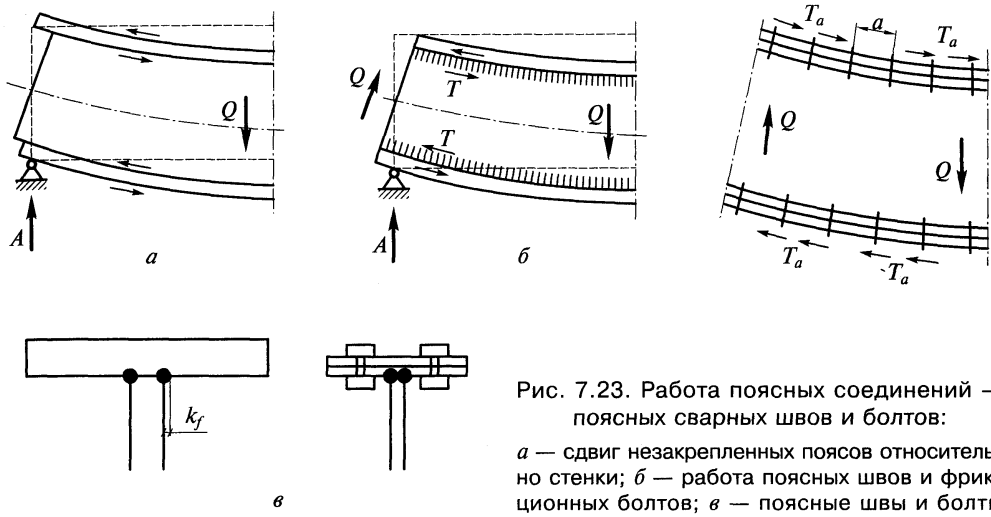


Рис. 7.23. Работа поясных соединений — поясных сварных швов и болтов:

а — сдвиг незакрепленных поясов относительно стенки; *б* — работа поясных швов и фрикционных болтов; *в* — поясные швы и болты

условии обеспечения устойчивости сжатых поясов и отсутствии местных сосредоточенных нагрузок, действующих на пояса. При этом односторонние поясные швы и односторонние поперечные ребра жесткости рекомендуется располагать с противоположных сторон балки.

Расчет соединений ведется на силу сдвига пояса относительно стенки (рис. 7.23, *б*) и местное давление от внешней нагрузки, приложенной к поясу балки.

В сварных балках сдвигающую силу T, приходящуюся на 1 см длины балки, определяют через касательные напряжения:

$$T = \tau t_w = QS_f / I,$$

где Q — расчетная поперечная сила; S_f — статический момент пояса относительно нейтральной оси сечения балки; I — момент инерции сечения балки.

Сдвигающая сила стремится срезать поясные швы, а потому сопротивление этих швов срезу должно быть не меньше силы

$$T \le n(\beta k_f R_w)_{\min}.$$

Отсюда определяют требуемую толщину шва (рис. 7.23, *в*):

$$k_f \ge \frac{QS_f}{In(\beta R_w)_{\min}}, \tag{7.51}$$

где Q — поперечная сила в опорном сечении балки; $n = 1$ при односторонних швах и $n = 2$ при двусторонних швах; $(\beta R_w)_{\min}$ — меньшее из произведений глубины проплавления на расчетное сопротивление, принимаемые по условному срезу шва или по срезу металла на границе сплавления шва (см. подразд. 4.5.2).

При приложении местной сосредоточенной нагрузки через пояс балки в месте, не укрепленном ребром жесткости (например, поэтажное опирание второстепенных балок на главную по рис. 7.15), поясные швы будут испытывать дополнительное местное давление, которое определяется по формуле, аналогичной (7.30), и проверка поясного шва должна производиться на равнодействующую сдвига и местного давления:

$$k_f = \frac{\sqrt{(QS_f / I)^2 + (F / l_{loc})^2}}{n(\beta R_w)_{\min}}. \tag{7.52}$$

Поясные швы следует делать сплошными, одинаковой наименьшей допустимой толщины по всей длине балки, применяя автоматическую сварку. Минимальные значения толщин поясных швов принимать по табл. 38 СНиП II-23-81* [7].

Пример 7.7. Требуется рассчитать поясные швы сварной балки из примера 7.3. Так как на балку опираются балки настила, то швы выполняем двусторонние, автоматической сваркой в лодочку, сварочной проволокой Св-08А. По формуле (7.52) определяем толщину шва в сечении $x = 112{,}5/2 \cong 56$ см (см. рис. 7.22), под первой от опоры балкой настила, где сдвигающая сила максимальна.

Из примеров 7.4 и 7.5 берем значения $I_1 = 1\,290\,900$ см^4; $S_f = 5025$ см^3; $F = 170$ кН; $l_{loc} = 19$ см. Определяем $Q = q(l/2 - x) = 154{,}19(18/2 - 0{,}56) = 1301{,}4$ кН.

По табл. 56 [7] для сварочной проволоки Св-0,8А имеем $R_{wf} = 18$ кН/см^2. По табл. 3 и 51 [7] для стали С255 имеем $R_{wz} = 0{,}45R_{un} = 0{,}45 \cdot 37 = 16{,}6$ кН/см^2. При толщине свариваемых деталей 25 мм минимальный катет шва равен 7 мм (табл. 38 [7]), при этом согласно табл. 34 [7] коэффициенты проплавления $\beta_f = 1{,}1$; $\beta_z = 1{,}15$ (сварка автоматическая). Тогда $\beta_f R_{wf} = 1{,}1 \cdot 18 = 19{,}8$ кН/см^2; $\beta_z R_{wz} = 1{,}15 \cdot 16{,}6 = 19{,}1$ кН/см^2. Отсюда выбираем минимальное значение 19.1 кН/см^2 и используем в формуле (7.52), см:

$$k_f = \sqrt{(1301{,}4 \cdot 5025/1\,290\,900)^2 + (170/19)^2}\,/(2 \cdot 19{,}1) = 0{,}54.$$

Значение $k_f = 7$ мм принимаем как минимально допустимое при толщине пояса $t_f = 25$ мм, что больше получившегося по расчету $k_f = 5{,}4$ мм.

В балках с поясными соединениями на высокопрочных болтах (см. рис. 7.23) сдвигу поясных листов сопротивляются поясные болты. Сдвигающая сила, действующая на каждый болт собирается с расстояния между ними a, называемого шагом болтов. Эта сила не должна превышать возможного сопротивления болта $Ta \le Q_{bh}$. Отсюда легко определить шаг поясных болтов

$$a = Q_{bh}/T = Q_{bh}I/(QS_f), \qquad (7.53)$$

где Q_{bh} — расчетное сдвигающее усилие, которое может быть воспринято одним болтом, имеющим одну плоскость трения, определяется по формуле (5.6); Q — расчетная поперечная сила балки; S_f — статистический момент прикрепляемых листов.

Шаг поясных болтов принимается по возможности максимальным, но не более $8d$ или $12t$ (из условия предотвращения расслоения соединяемого пакета). Сварные швы. прикрепляющие поясные листы к стенке рассчитываются по формуле (7.51) или (7.52) с подстановкой в них суммарного статического момента всех листов пояса.

7.5.2. Стыки балок. Различают два типа стыков балок: заводские и монтажные (укрупнительные).

Заводские стыки. Выполняются на заводе, представляют собой стыки отдельных частей какого-либо элемента балки (стенки, пояса). Их применяют при изменении сечения или недостаточной длине имеющегося проката. Расположение стыков также обусловлено имеющимися длинами проката или конструктивными соображениями (стык стенки не должен совпадать с местом примыкания вспомогательных балок, ребрами жесткости и т.п.). Чтобы ослабление сечения балки заводским стыком было не слишком велико, стыки отдельных элементов обычно располагают в разных местах по длине балки, т.е. вразбежку.

Монтажные стыки. Выполняются при монтаже, используются в тех случаях, когда масса или размеры балки не позволяют перевезти и смонтировать ее целиком. Расположение их должно предусматривать членение балки на отдельные отправочные элементы, по возможности одинаковые (в разрезной балке стык располагают в середине пролета или симметрично относительно середины балки), удовлетворяющие требованиям монтажа, транспортировки наиболее распространенными средствами.

В монтажных стыках удобно все элементы балки соединять в одном сечении. Такой стык называется *универсальным*.

Стыки прокатных балок, заводские и монтажные, выполняют, как правило, сварными; возможные конструктивные решения их показаны на рис. 7.24.

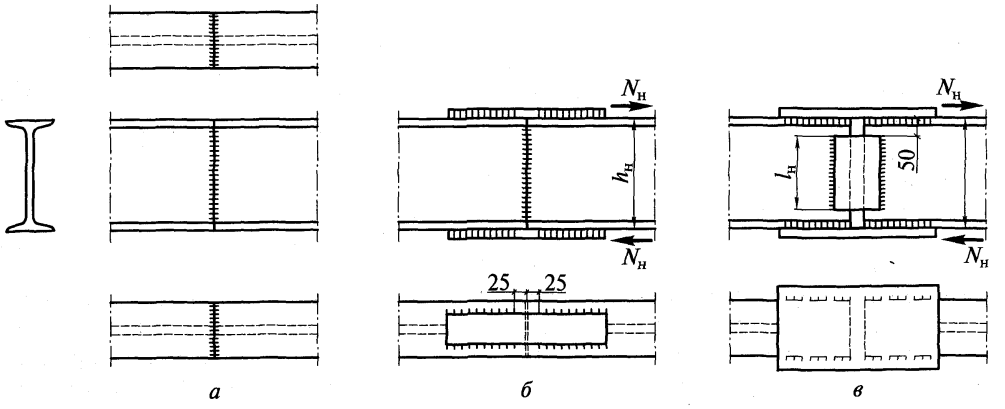


Рис. 7.24. Стыки прокатных балок:

а — встык; *б* — встык с накладками; *в* — только накладками

Наиболее просто и удобно непосредственное соединение балок встык (рис. 7.24, *а*). Для уменьшения усадочных сварочных напряжений необходимо варить стык быстрее, чтобы охлаждение шло более равномерно, и начинать варить с менее жесткого элемента — стенки. Однако при ручной сварке такого стыка с применением обычных способов контроля сварки растянутый пояс балки в стыке будет иметь меньшую прочность, чем вне стыка, так как расчетное сопротивление сварного шва встык на растяжение R_{wy} меньше расчетного сопротивления основного металла R_y:

$$M_{ст}^{св} = M(R_{wy}/R_y) \approx 0,85M.$$

При необходимости устройства стыка в сечении, где действует больший изгибающий момент, делают прямой стык балок встык, а полки усиливают накладками (рис. 7.24, *б*).

Изгибающий момент в таком стыке воспринимается стыковыми швами и накладками:

$$M = WR_{wy} + N_н h_н,$$

где W — момент сопротивления стенки балки; $N_н$ — усилие в накладке; $h_н$ — расстояния между осями накладок.

Отсюда определяем расчетное усилие в накладке

$$N_н = (M - WR_{wy})/h_н \tag{7.54}$$

и площадь ее поперечного сечения

$$A_н = N_н/R_{wy}. \tag{7.55}$$

Угловые швы, прикрепляющие накладку к балке, должны быть рассчитаны на усилие в накладке. Чтобы уменьшить сварочные напряжения, эти швы не доводят до оси стыка на 25 мм с каждой стороны.

При изготовлении конструкций в полевых мастерских, когда трудно обработать торцы балок под сварку, можно осуществить стык только с помощью накладок (рис. 7.24, *в*). Однако из-за большой концентрации напряжений в таком стыке применять его можно в конструкциях, работающих только на статическую нагрузку и при положительных температурах.

Почти весь изгибающий момент в этом стыке передается через поясные накладки, а поперечная сила — через парные накладки на стенке. Поэтому условно и несколько в запас прочности усилие в накладке и площадь ее поперечного сечения определяем по формулам

$$N_н = M/h_н \text{ и } A_н = N_н / R_y. \quad (7.56)$$

Накладки на стенку конструктивно принимают шириной 100—150 мм, толщиной, приблизительно равной толщине стенки, и высотой, равной высоте прямолинейного участка стенки (до закруглений около полок).

Швы, прикрепляющие накладки к стенке, следует проверять на действие поперечной силы

$$\tau = Q/(2\beta k_f l_w) \le R_w \gamma_c. \quad (7.57)$$

Стыки составных сварных балок. Заводские стыки поясов и стенки составных сварных балок осуществляют соединением листов до сборки их в балку (рис. 7.25, *а*). Основным типом сварных соединений листов является соединение встык. Соединения встык сжатых поясов, выполненные с применением сварочных материалов при полном проваре соединяемых элементов (для чего концы швов выводятся на специальные технологические планки), считаются равнопрочными основному металлу, их можно не рассчитывать. Стыки растянутых поясов можно считать также равнопрочными основному металлу только при выполнении указанных выше требований и дополнительной проверке физическими методами контроля. При отсутствии физического контроля качества растянутого шва можно считать его равнопрочным основному металлу, только удлинив его, т.е. сделав косым, под углом около 60° к оси балки. Такое усложнение производства часто делает более целесообразным перенос прямого заводского растянутого стыкового шва в то место балки, где напряжения в поясе не превышают расчетного сопротивления сварного шва на растяжение. Заводские стыки сжатого пояса и стенки балки всегда делают прямыми.

На монтаже сжатый пояс и стенку всегда соединяют прямым швом встык, а растянутый пояс — косым швом, под углом 60°, так как на монтаже физические способы контроля затруднены. Такой стык равнопрочен основному сечению балки и может не рассчитываться. Некоторым перенапряжением стенки против расчетного R_w вблизи растянутого пояса балки обычно пренебрегают, так как этот участок стенки расположен между двумя упруго работающими зонами балки, и его пластическое разрушение невозможно. Применявшееся раньше усиление этого участка накладками, как показали исследования, приводит лишь к дополнительным сварочным напряжениям и не увеличивает несущей способности балки.

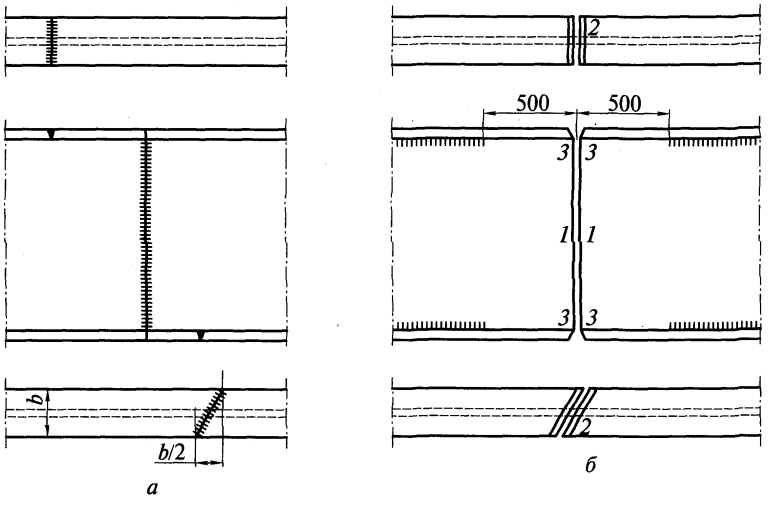


Рис. 7.25. Заводской (*а*) и монтажный (*б*) стыки составных балок

Чтобы уменьшить сварочные напряжения, сначала сваривают поперечные стыковые швы стенки *1* (рис. 7.25, *б*) и поясов 2, имеющие наибольшую поперечную усадку. Оставленные незаваренными на заводе участки поясных швов длиной около 500 мм дают возможность поясным листам несколько вытянуться при усадке швов *2*. Последними заваривают угловые швы *3*, имеющие небольшую продольную усадку.

Стыки составных балок на высокопрочных болтах. В последнее время монтажные стыки сварных балок во избежание сварки на монтаже иногда выполняют на высокопрочных болтах с накладками. В таких стыках накладки сильно прижимаются болтами к стыкуемому элементу и усилие в элементе силами трения передается на накладки (рис. 7.26).

Каждый пояс балки желательно перекрывать тремя накладками с двух сторон, а стенку — двумя вертикальными накладками, площади сечения которых должны быть не меньше площади сечения перекрываемого ими элемента. Ослабление сечения поясов балки учитывается следующим образом. При статических нагрузках, если площадь сечения нетто A_n составляет меньше 85 % площади брутто, т.е. $A_n \leq 0{,}85A$, принимается условная площадь сечения $A_c = 1{,}18A_n$. При динамических нагрузках принимается A_n независимо от величины ослабления. Ослабление сечения можно регулировать соответствующей расстановкой болтов.

Болты в стыке следует ставить на минимальных расстояниях друг от друга — 2,5—3 диаметра отверстия для болта, чтобы уменьшить размеры и массу стыковых накладок.

Расчет стыка каждого элемента балки ведут раздельно, а изгибающий момент распределяют между поясами и стенкой пропорционально их жесткости. Тогда расчетное усилие в поясе может быть определено по формулам:

$$M_f = M(I_f/I) \text{ и } N_f = M_f/h_{ef} \text{ или } N_f = A_f R_y \gamma_c, \qquad (7.58)$$

где M и I — соответственно полный расчетный изгибающий момент и момент инерции всего сечении в месте стыка балки; I_f — момент инерции поясов балки; $h_{ef} = h_w + t_f$ — расчетная высота поясов.

Число болтов для прикрепления стыковых накладок к поясу балки

$$n = N_f/Q_{bh}, \qquad (7.59)$$

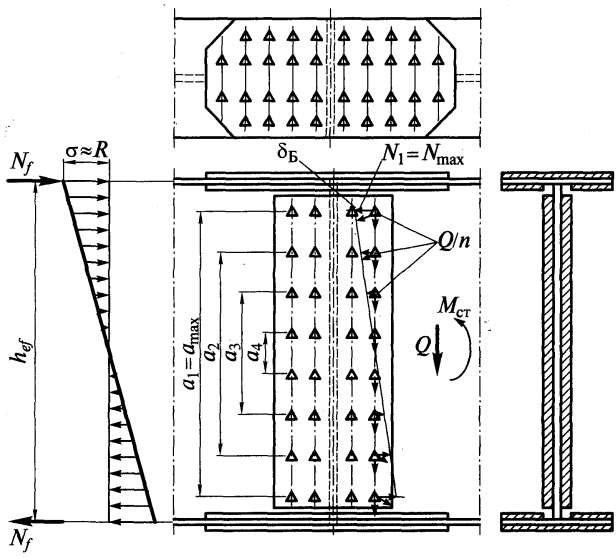


Рис. 7.26. Монтажный стык сварной балки на высокопрочных болтах

где Q_{bh} — расчетное сдвигающее усилие, которое может быть воспринято одним высокопрочным болтом [см. формулу (5.6)].

Это число болтов ставят по каждую сторону от центра стыка балки. Момент, приходящийся на стенку, может быть найден по формуле

$$M_w = M(I_w / I), \tag{7.60}$$

где I_w — момент инерции стенки балки.

Этот момент уравновешивается суммой внутренних пар усилий, действующих на болты, расположенные на стыковой полунакладке симметрично относительно нейтральной оси балки (см. рис. 7.26):

$$M_w = \sum N_i a_i = m(N_1 a_1 + N_2 a_2 + N_3 a_3 + \ldots),$$

где m — число вертикальных рядов болтов на полунакладке.

Выражая все усилия N_i через максимальное усилие N_1, т.е. $N_2 = N_1(a_2/a_1)$; $N_3 = N_1(a_3/a_1)$ и т.д., получим $M_w = m(N_1/a_1)(a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + \ldots)$.

Отсюда максимальное горизонтальное усилие от изгибающего момента, действующее на каждый крайний наиболее нагруженный болт,

$$N_{\max} = (M_w/m)\left(a_{\max}/\sum a_i^2\right) \le Q_{bh}. \tag{7.61}$$

Для упрощения расчета выражаем сумму $\sum a_i^2$ через $a_{\max}$ и число болтов в вертикальном ряду стыка k:

$$\sum a_i^2 = a_{\max}^2 \frac{k(k+1)}{6(k-1)} = \alpha a_{\max}^2.$$

Тогда формула (7.61) окончательно примет вид

$$N_{\max} = \frac{M_w}{m\alpha a_{\max}} \le Q_{bh}. \tag{7.62}$$

Значения коэффициента α приведены в табл. 7.9.

Кроме изгибающего балку момента в стыке может действовать поперечная сила Q, которая условно полностью передается на стенку и принимается равномерно распределенной на все болты, расположенные на полунакладке:

$$V = Q/n,$$

где n — число болтов на полунакладке.

Тогда на наиболее напряженные крайние болты будет действовать равнодействующая усилий от момента и поперечной силы и они будут определять прочность стыка стенки:

$$S = \sqrt{N_{\max}^2 + V^2} = \sqrt{\left(\frac{M_w a_{\max}}{m\sum a_i^2}\right)^2 + \left(\frac{Q}{n}\right)^2} \le Q_{bh}. \tag{7.63}$$

Пример 7.8. Требуется рассчитать монтажный стык сварной балки (см. пример 7.3) на высокопрочных болтах. Стык делаем в середине пролета балки, где $M = 6245$ кН·м и $Q = 0$. Конструкция стыка представлена на рис. 7.27.

Таблица 7.9

Коэффициенты стыка стенки балок α

Коэффициенты в формуле (7.62)	Число рядов по вертикали k									
	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
α	1,40	1,55	1,71	1,87	2,04	2,20	2,36	2,52	2,69	2,86

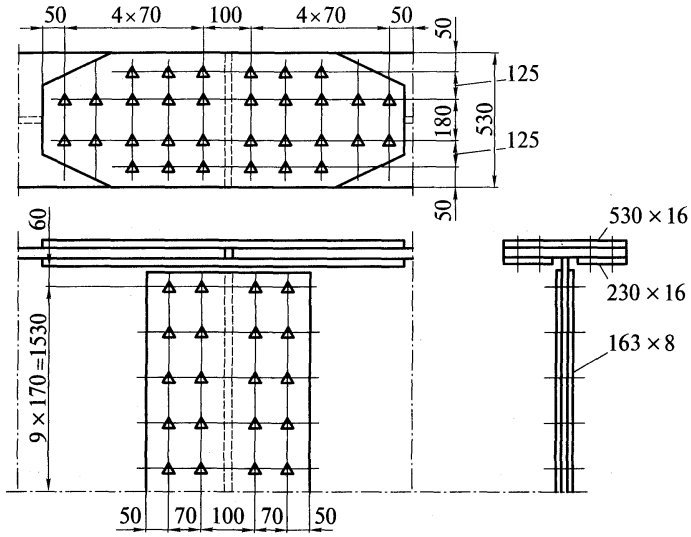


Рис. 7.27. Монтажный стык сварной балки (пояснение к примеру 7.8)

Стык осуществляем высокопрочными болтами d = 24 мм из стали 40Х «селект», имеющей R_{bun} = 110 кН/см^2. Обработка поверхности — газопламенная, μ = 0,42. Несущую способность одного болта, имеющего две плоскости трения, вычисляем по формуле (5.6), кН:

$$Q_{bh} = R_{bh}A_{bn}(\mu/\gamma_h)k_s = 77 \cdot 3{,}52(0{,}42/1{,}12)2 = 203,$$

где $R_{bh} = 0{,}7R_{bun} = 0{,}7 \cdot 110 = 77$ кН/см^2; A_{bn} = 3,52 см^2 (см. табл. 62* [7]); μ = 0,42 и γ_h = 1,12 (см. табл. 36* [7]), принимая способ регулирования натяжения болта по моменту закручивания и разницу в диаметрах отверстия и болта δ = 1...4 мм, k_s = 2 — две плоскости трения.

Стык *поясов*. Перекрываем тремя накладками каждый пояс балки сечением 530×16 мм и 2×230×16 мм; общая площадь сечения $A_н$ = 1,6(53 + 2 · 23) = 158,4 см^2 > 53 · 2,5 = 132,5 см^2. Усилие в поясе определяем по формуле (7.58), кН:

$$N_f = (M/h_{ef})(I_f/I) = (6245/1{,}675)(1\,858\,727/2\,307\,939) = 3003,$$

где I, I_f и h_{ef} взяты из примера 7.3.

Число болтов для прикрепления накладок находим по формуле (7.59)

$$n = N_f/Q_{bh} = 3003/203 = 14{,}8.$$

Принимаем 16 болтов и размещаем их согласно рис. 7.27.

Стык стенки. Стенку перекрываем двумя вертикальными накладками сечением 340×1630×8 мм.

Момент, действующий на стенку, определяем по формуле (7.60), кН·м:

$$M_w = M(I_w/I) = 6245(449\,212/2\,307\,939) = 1216.$$

Принимаем расстояние между крайними по высоте рядами болтов, мм:

$$a_{\max} = 1650 - 2 \cdot 60 = 1530.$$

По формуле (7.62) вычисляем коэффициент стыка α:

$$\alpha = \frac{M_w}{m a_{\max} Q_{bh}} = \frac{121600}{2 \cdot 153 \cdot 203} = 1,96.$$

Из табл. 7.9 находим число рядов болтов по вертикали k при $\alpha = 1,96$. Принимаем $k = 10$ и $\alpha = 2,04 > 1,94$. Окончательно принимаем 10 рядов болтов по высоте с шагом 170 мм, так как $9 \cdot 170 = 1530$ мм.

Проверяем стык стенки по формуле (7.61):

$$N_{\max} = M_w a_{\max} / \left(m \sum a_i^2\right) = 1216 \cdot 1,53 / (2 \cdot 4,77) = 195 < Q_{bh} = 203 \text{ кН},$$

где $\sum a_i^2 = 0,17^2 + 0,51^2 + 0,85^2 + 1,19^2 + 1,53^2 = 4,77$ м^2.

Проверяем ослабление нижнего растянутого пояса отверстиями под болты $d_0 = 26$ мм (на 2 мм больше диаметра болта). Пояс ослаблен двумя отверстиями по краю стыка: $A_{fn} = 2,5(53 - 2 \cdot 2,6) = 119,5$ см$^2 > 0,85A_f = 0,85 \cdot 132,5 = 112,6$ см^2. Ослабление пояса можно не учитывать. Проверяем ослабление накладок в середине стыка четырьмя отверстиями:

$$A_n^{\text{накл}} = 158,4 - 4 \cdot 2 \cdot 1,6 \cdot 2,6 = 125,12 \text{ см}^2 > 0,85A_f = 112,6 \text{ см}^2$$

Ослабление накладок также можно не учитывать.

Фланцевые стыки. Широкое применение высокопрочных болтов в монтажных соединениях привело к появлению фланцевых соединений в изгибаемых элементах, особенно в легких металлических конструкциях и жестких присоединениях балок к колоннам. Фланцевые соединения имеют ряд преимуществ по сравнению со сдвигоустойчивыми соединениями. Во фланцевых стыках уменьшаются расход металла на соединение, число болтов и трудоемкость соединения.

Конструкция фланцевого стыка показана на рис. 7.28. К торцам соединяемых балок привариваются фланцы — толстые листы, имеющие отверстия для болтов. В соединенных друг с другом фланцах в эти отверстия на монтаже вставляются высокопрочные болты и затягиваются гайки, после чего стык готов. Таким образом, процесс монтажа чрезвычайно прост и малотрудоемок.

Работа такого стыка определяется тем, что усилия сжатой зоны балок в стыке передаются путем непосредственного соприкосновения фланцев друг с другом, а усилия растянутой зоны балок передаются через фланцы на болты, растягивая их. В соответствии со спецификой работы стыка большинство болтов концентрируется у растянутого пояса балки, иногда располагаясь в два-три ряда, а в сжатой зоне балки болты ставят на максимальных расстояниях для сохранения плотности соединения. Распределение растягивающих усилий между болтами весьма неравномерно и зависит от места расположения болта и изгибной жесткости фланца. Так, соотношение усилий, приходящихся на один болт внутренней и наружной зон соединения, колеблется от 1,1 при толстых фланцах до 2,6 при тонких фланцах.

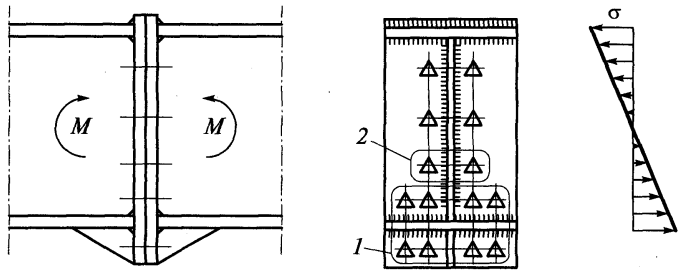


Рис. 7.28. Фланцевый стык сварной балки:

1 — болты внутренней зоны пояса; *2* — болты растянутой зоны стенки

Работа и расчет фланцевого стыка подробно изложены в книге [4] и Рекомендациях[1]. Там предлагается применять фланцевые стыки при суммарном растягивающем усилии в балке не более 3000 кН, болты диаметром d = 24 мм из стали 40Х «селект» и фланцы толщиной $t \geq 25$ мм из стали С375 или С390.

При расчете фланцевого соединения необходимо проверять:

прочность сварных швов, соединяющих фланец с основным элементом;

несущую способность болтового соединения;

прочность фланцев при изгибе;

несущую способность фрикционного соединения на действие поперечной силы.

7.5.3. Опирания и сопряжения балок. Сопряжение балок со стальными колоннами бывает в виде опирания балок сверху или примыкания балок сбоку к колонне. Такое примыкание может быть или шарнирным, передающим только опорную реакцию балки, или жестким, передающим на колонну кроме опорной реакции еще и момент защемления балки в колонне. Шарнирное опирание широко применяется в большинстве балочных конструкций, жесткое присоединение находит применение в каркасах многоэтажных зданий. Примеры опирания балок на колонны сверху и сбоку показаны на рис. 7.29 и 7.30. Конец балки в месте описания ее на опору укрепляют опорными ребрами, считая при этом, что вся опорная реакция передается с балки на опору через эти ребра жесткости.

В месте передачи касательных напряжений со стенки балки на опорное ребро закон распределения напряжений Журавского по высоте нарушается, они концентрируются в нижней части стенки, причем степень концентрации зависит от соотношения толщин стенки и площади поперечного сечения ребра. При относительно мощных ребрах и допущении местных пластических деформаций передачу касательных напряжений на опорное ребро можно принять равномерным по всей высоте стенки. Ребро жесткости для передачи опорной реакции надежно прикрепляют к стенке сварными швами, а торец ребер жесткости либо плотно пригоняют к нижнему поясу балки (рис. 7.29, *а*), либо строгают для непосредственной передачи опорного давления на стальную колонну (рис. 7.29, *б* и 7.30, *а*). Для правильной передачи давления на колонну (при конструктивном решении по рис. 7.29, *а*) центр опорной поверхности ребра надо совмещать с осью полки колонны.

Размеры опорных ребер жесткости определяют обычно из расчета на смятие торца ребра:

$$\sigma_{\text{р}} = F/A_{\text{р}} \leq R_{\text{р}}\gamma_c, \tag{7.64}$$

где F — опорная реакция балки; $A_{\text{р}}$ — площадь смятия опорного ребра, в сварных балках принимается равной всей пристроганной части площади ребра; $R_{\text{р}}$ — расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности.

Ширина выступающей части ребра из условий его местной устойчивости не должна превышать

$$b_{\text{ор}} \leq 0,5t_{\text{оп}}\sqrt{E/R_y}$$

Выступающая вниз часть опорного ребра (см. рис. 7.29, *б* и 7.30, *а*) не должна превышать $a \leq 1,5t_{\text{оп}}$ и обычно принимается равной 15—20 мм.

Помимо проверки на смятие торца опорного ребра производится также проверка опорного участка балки на устойчивость из плоскости балки как условного опорного стержня, включающего в площадь своего сечения опорные ребра и часть стенки балки шириной по $0,65t_w\sqrt{E/R_y}$ в каждую сторону (на рис. 7.29, *а* и *б* эта площадь заштрихована) и длиной, равной высоте стенки балки:

---

[1] Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций. — М.: Центральное бюро научно-техн. информации, 1989.

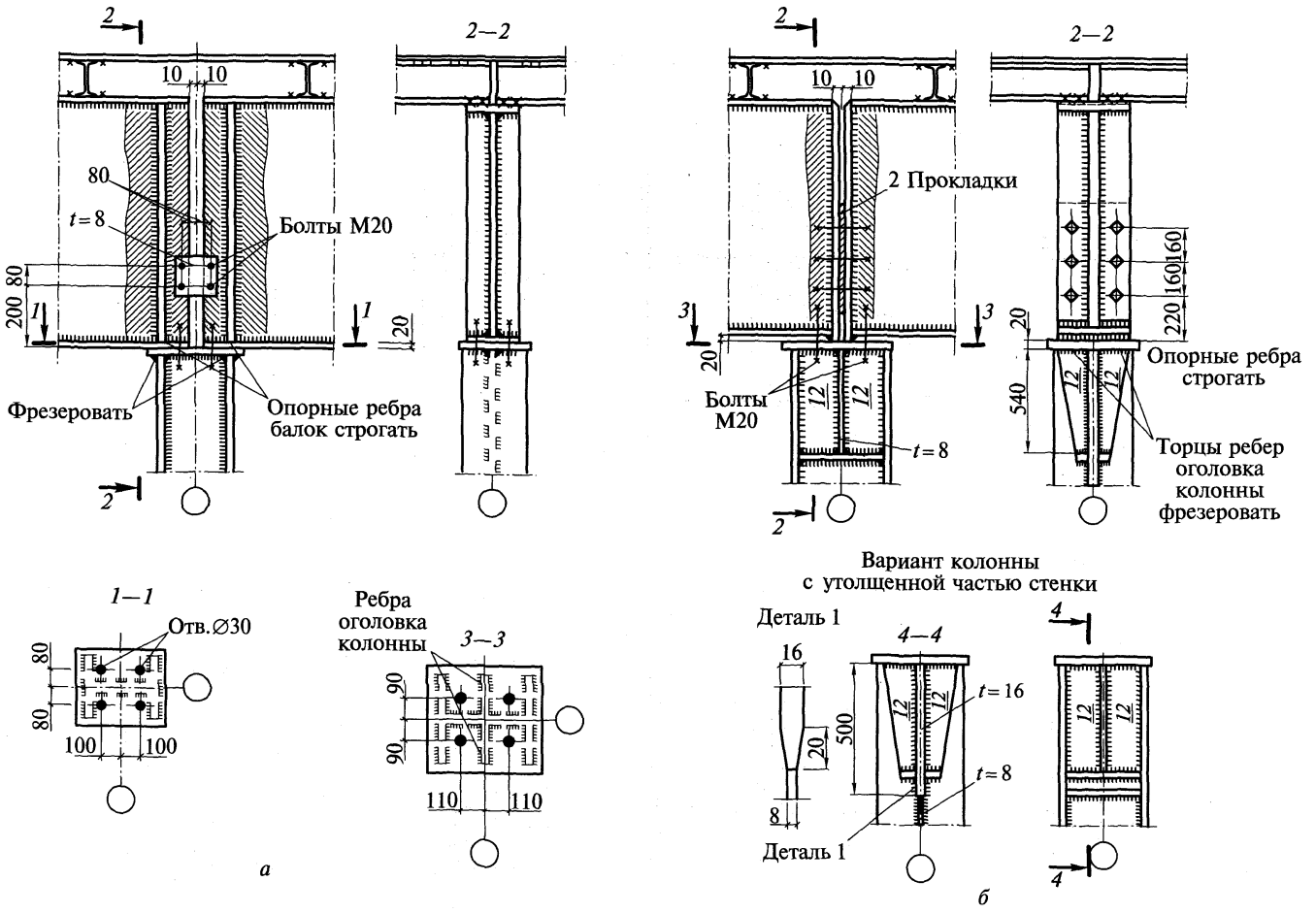


Рис. 7.29. Опирание балок на колонны сверху

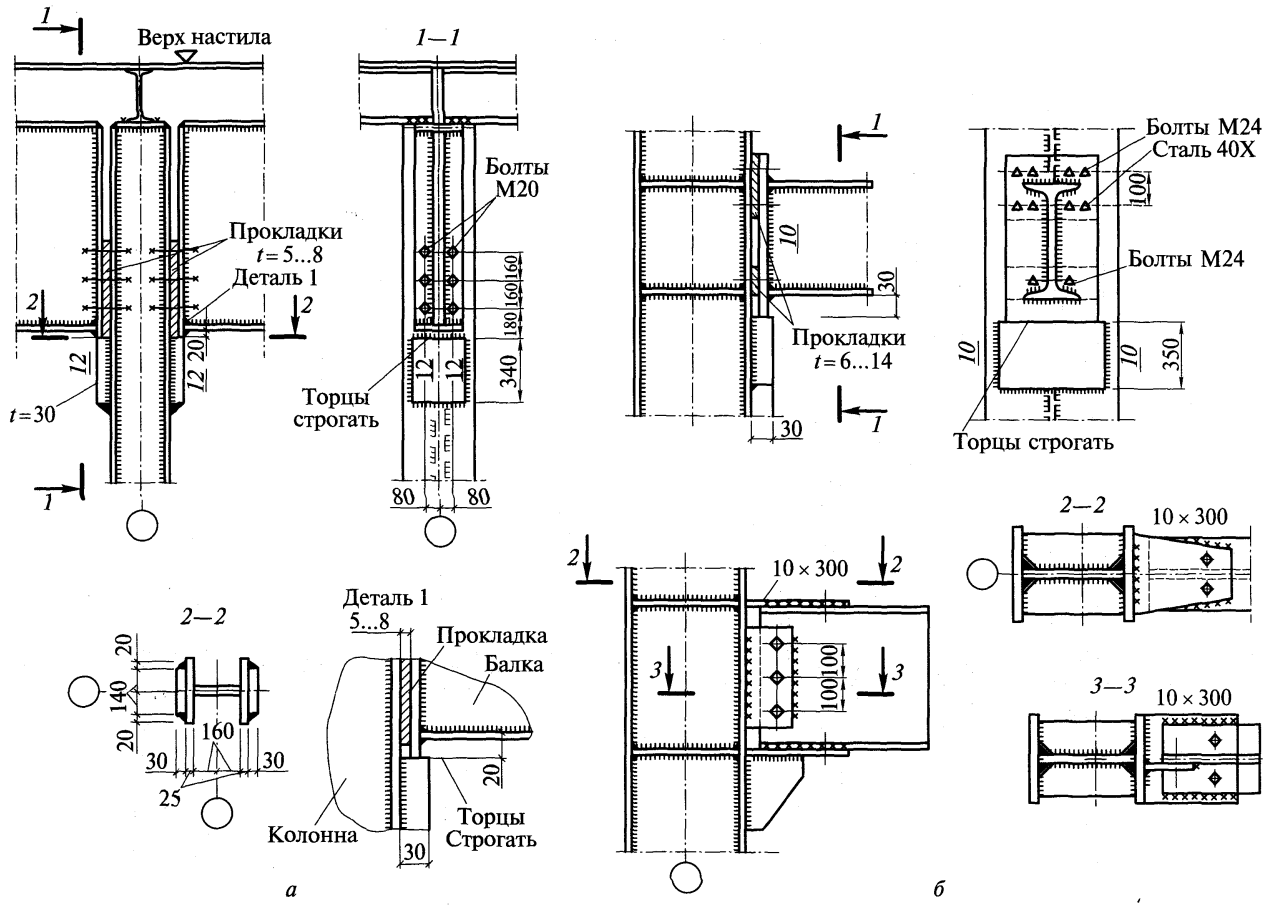


Рис. 7.30. Опирание балок на колонны сбоку

$$N/(\varphi A_{ст}) \le R_y\gamma_c,$$

где φ — коэффициент продольного изгиба стойки с гибкостью $\lambda = h_w/i_z$, определенной относительно оси $z—z$, направленной вдоль балки.

Прикрепление опорных ребер к стенке балки сварными швами должно быть рассчитано на полную опорную реакцию балки с учетом максимальной рабочей длины сварного шва. Шарнирное примыкание балок сбоку (см. рис. 7.30, *а*) по своему конструктивному оформлению, работе и расчету не отличается от опирания балок сверху показанного на рис. 7.29, *б*.

При жестком сопряжении балки с колонной (рис. 7.30, *б*) опорная реакция балки передается на колонну в болтовом варианте через столик или в сварном варианте — через специальное ребро, приваренное к колонне и стенке балки, а опорный момент балки передается аналогично фланцевым стыкам через болты и упор на колонну нижнего пояса балки или горизонтальные накладки, соединяющие пояса балки с колонной.

Пример 7.9. Требуется рассчитать опорное ребро сварной балки из примеров 7.3 и 7.4. Опорная реакция балки $N = 1388$ кН. Конструкцию опирания принимаем по рис. 7.29, *б*. Определяем площадь смятия торца ребра по формуле (7.64): $A_р = N/R_р = 1388/36 = 38{,}56$ см, где расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности (по прил. 5) $R_р = R_u = 36$ кН/см^2 для стали С255.

Принимаем ребро с поперечным сечением 250×16 мм; $A_р = 25 \cdot 1{,}6 = 40{,}0$ см$^2 > 38{,}56$ см^2. Проверяем опорную стойку балки на устойчивость относительно оси $z—z$. Ширина участка стенки, включенной в работу опорной стойки:

$$b_w = 0{,}65 t_w\sqrt{E/R_y} = 0{,}65 \cdot 1{,}2\sqrt{2{,}06 \cdot 10^4/23} = 23{,}3 \text{ см};$$

$$A_{ст} = A_р + t_w b_w = 40{,}0 + 1{,}2 \cdot 23{,}3 = 67{,}96 \text{ см}^2;$$

$$I_z = 1{,}6 \cdot 25^3/12 + 23{,}3 \cdot 1{,}2^3/12 = 2087 \text{ см}^2;$$

$$i_z = \sqrt{I_z/A_{ст}} = \sqrt{2087/67{,}96} = 5{,}54 \text{ см}^2;$$

$$\lambda = h_w/i_z = 165/5{,}54 = 29{,}78; \ \bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E} = 29{,}78\sqrt{23/(2{,}06 \cdot 10^4)} = 0{,}995.$$

По прил. 8 $\varphi = 0{,}948$;

$$N/(\varphi A_{ст}) = 1388/(0{,}948 \cdot 67{,}96) = 21{,}54 \text{ кН/см}^2 < R_y\gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Рассчитываем прикрепление опорного ребра к стенке балки двусторонними швами с помощью полуавтоматической сварки проволокой Св-08А.

Предварительно находим параметры сварных швов и определяем минимальное значение βR_w: $R_{wf} = 18{,}0$ кН/см^2 (по табл. 56 [7]); $R_{wz} = 0{,}45R_{un} = 0{,}45 \cdot 37 = 16{,}65$ кН/см^2 (по прил. 5); $\beta_f = 0{,}9$, $\beta_z = 1{,}05$ (по табл. 34* [7]); $\beta_f R_{wf} = 0{,}9 \cdot 18 = 16{,}2$ кН/см$^2 < \beta_z R_{wz} = 1{,}05 \cdot 16{,}65 = 17{,}48$ кН/см^2. Определяем катет сварных швов, исходя из его прочности и максимально допустимой длины $N/(2\beta_f k_f R_{wf}) = 85\beta_f k_f$:

$$k_f = \frac{1}{\beta_f}\sqrt{\frac{N}{2}\frac{1}{85R_{wf}}} = \frac{1}{0{,}9}\sqrt{\frac{1388}{2 \cdot 85 \cdot 18}} = 0{,}75 \text{ см}.$$

Принимаем шов $k_f = 8$ мм, что больше $k_{f\min}$ (по табл. 38* [7]). Проверяем длину расчетной части шва $l_w = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}8 = 61$ см $< h_w = 165$ см.

Ребро привариваем к стенке по всей высоте сплошными швами.

Опирание балок на стены и железобетонные подкладки. При опирании балок на каменные стены и железобетонные подкладки обычно применяют специальные стальные опорные части, которые служат для равномерного распределения давления балки на большую площадь менее прочного, чем сталь, материала опоры (камень, железобетон). Кроме того, опорные части должны обеспечить свободу деформации концов балки — поворот при прогибе балки, продольное смещение от температурных и силовых деформаций; в противном случае в опоре возникнут нежелательные дополнительные напряжения.

В соответствии с этими требованиями применяют неподвижные и подвижные опорные части следующих типов (рис. 7.31): при пролетах до 20 м — плоские опорные плиты (рис. 7.31, *а* и *б*); до 40 м — тангенциальные опорные плиты (рис. 7.31, *в*); более 40 м — катковые опорные части (рис. 7.31, *г*). Опорные части изготовляют из литой или толстолистовой стали.

Площадь опирания плоских и тангенциальных опорных плит должна быть достаточной для передачи опорного давления балки на кладку стены или на бетон. Отсюда определяют размеры плиты

$$A_{пл} = ab = F/R_{бет}. \qquad (7.65)$$

Толщину плиты определяют из условия ее прочности на изгиб (см. рис. 7.31, *в*).

Расчетный изгибающий момент в среднем сечении плиты

$$M = (F/2)(a/4) = Fa/8.$$

Момент сопротивления этого сечения плиты

$$W_{пл} = bt_{пл}^2/6 = M/(R_y\gamma_c).$$

Отсюда легко определить толщину плиты

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{3Fa}{4bR_y\gamma_c}}, \qquad (7.66)$$

где F — расчетное давление балки на опору.

Радиус поверхности тангенциальной опорной плиты определяют из условия местного смятия при свободном касании плоскости и цилиндрической поверхности по условной формуле «диаметрального сжатия», полученной путем преобразования формулы Герца $\sigma = 0{,}423\sqrt{FE/(rl)}$:

$$r = F/(2lR_{cd}\gamma_c), \qquad (7.67)$$

где l — длина соприкосновения цилиндрической поверхности катка или тангенциальной опорной плиты с верхней плитой; $R_{cd} = 0{,}025R_u$ — расчетное сопротивление «диаметральному сжатию катков» при свободном касании; оно получено из сопоставления формулы (7.67) с формулой Герца, причем для формулы Герца принято расчетное сопротивление местному смятию при свободном касании $R_{см.своб} = 17\sqrt{R_y}$ кН/см^2.

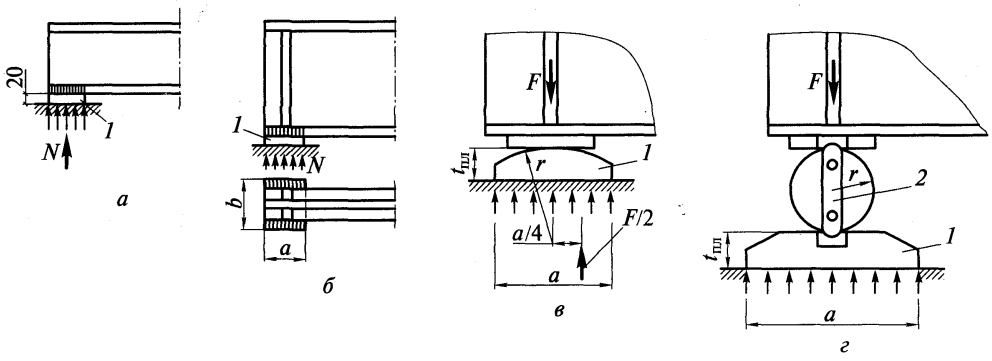


Рис. 7.31. Опирание балок на бетон:

а — опирание прокатных балок на плоскую опорную плиту; *б* — то же, составных балок; *в* — тангенциальное опирание балок; *г* — опирание балок на каток; *1* — опорная плита; *2* — противоугонная планка

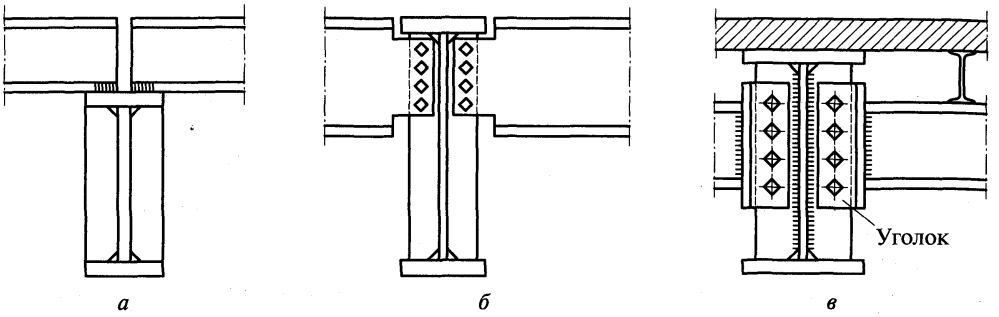


Рис. 7.32. Шарнирные сопряжения балок:
а — поэтажное; *б* — в одном уровне; *в* — пониженное

Простейшие однокатковые опоры (см. рис. 7.31, *г*) состоят из двух плит, между которыми помещают каток, часто срезанный по бокам.

Верхнюю плиту, являющуюся прокладкой между балкой и катком, обычно назначают толщиной около 30 мм. Нижняя плита работает подобно плите тангенциальной опоры, ее размеры определяют по формулам (7.65) и (7.66).

Чтобы уменьшить трение качения, диаметр катка назначают по приближенной формуле (не менее), мм,

$$d = 2r \geq 130 + l/1000, \qquad (7.68)$$

где l — пролет балки, мм, проверяют на местное смятие по формуле (7.67).

Для обеспечения правильного расположения катка в опорной части к нему с боков прикрепляют противоугонные планки, а в середине делают реборду, не дающую катку сдвинуться поперек.

Сопряжения балок. Сопряжения главных и второстепенных балок между собой бывают этажные, в одном уровне верхних поясов и с пониженным расположением верхних поясов второстепенных балок (рис. 7.32).

Этажное сопряжение (рис. 7.32, *а*) является простейшим, но из-за возможного отгиба пояса главной балки оно может передавать лишь небольшие опорные реакции. Это сопряжение можно усилить, поставив под вспомогательной балкой ребро жесткости и пригнав его верхний торец к верхнему поясу главной балки для предотвращения отгиба.

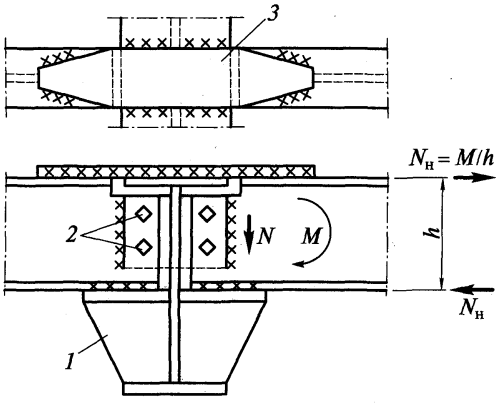


Рис. 7.33. Жесткое сопряжение балок:
1 — столик; *2* — сборочные болты; *3* — «рыбка»

Сопряжения в одном уровне и пониженное способны передавать большие опорные реакции. Неудобство сопряжения в одном уровне (рис. 7.32, *б*) заключается в необходимости выреза верхней полки и части стенки вспомогательной балки. Этот вырез ослабляет ее сечение и увеличивает трудоемкость сопряжения; кроме того, число болтов, которые можно разместить на стенке балки, ограничено. Можно избежать этих неудобств, приварив на заводе к торцу вспомогательной балки коротыш из уголка, и уже его сопрягать на монтаже болтами или сваркой с ребром жесткости главной балки (рис. 7.32, *в*).

В этих сопряжениях опорная реакция со стенки примыкающей вспомогательной балки передается через болты или монтажную сварку на специальное ребро, укрепляющее стенку главной балки. В качестве работающих применяют болты нормальной точности, а при больших опорных реакциях вспомогательных балок — высокопрочные болты.

Расчет сопряжения балок заключается в определении размеров сварных швов или числа болтов, работающих на срез и прикрепляющих балки друг к другу. Расчетной силой является опорная реакция вспомогательной балки, увеличенная на 20 % вследствие внецентренности передачи усилия на стенку главной балки.

Все рассмотренные сопряжения балок работают как шарнирные. При необходимости жесткого сопряжения балок (рис. 7.33) вводят «рыбки» (при одинаковой высоте балок) или «рыбку» и столик (при различной высоте балок). В таком сопряжении возникает не только поперечная сила, передающаяся на болты, прикрепляющие стенку вспомогательной балки к ребру главной балки или непосредственно на столик, но и опорный момент, передающийся через специальные накладки-рыбки или через рыбку и столик.

7.6. Пути усовершенствования балочных конструкций

Весьма широкое распространение балочных конструкций привело к появлению ряда конструктивных форм, которые в отдельных случаях более эффективны и экономичны, чем традиционные прокатные или составные балки. К таким конструктивным формам можно отнести балки с перфорированной стенкой, бистальные балки, предварительно напряженные балки, балки с гибкой стенкой и балки с гофрированной стенкой.

7.6.1. Балки с перфорированной стенкой. Одним из прогрессивных направлений повышения эффективности работы двутавровых профилей проката является создание балок с перфорированной стенкой (рис. 7.34). Такие балки образуются путем разрезки стенки прокатного двутавра по зигзагообразной линии с последующей раздвижкой и сваркой встык частей двутавров по выступам стенки (рис. 7.34, *а*). Несущая способность сквозных двутавров в 1,3 — 1,5 раза выше несущей способности исходного двутавра, что определяется их большей высотой.

Эти качества в сочетании с компактностью, хорошей транспортабельностью и приспособленностью к автоматизированному изготовлению делают их в ряде случаев конкурентоспособными с решетчатыми конструкциями и обеспечивают им достаточно широкое применение в качестве балок перекрытий, где отверстия в них используются для пропуска коммуникаций, и стропильных балок. Компоновка сквозных двутавров имеет свои особенности. В целях полного использования исходного двутавра при его роспуске по рис. 7.34, *а* желательно соблюдать следующие зависимости:

$$h_1 = (0{,}6 - 0{,}75)H;\ a \geq 90 \text{ мм};\ k \geq 250 \text{ мм};\ \alpha = (40 \ldots 70)^\circ.$$

В случае действия на балку сосредоточенных регулярно расположенных грузов необходимо, чтобы положение сплошных участков стенки сквозного двутавра совпадало с положением этих грузов. Исследования показывают, что для однопролетных балок более экономично применять сквозные двутавры из двух марок сталей: верхнюю часть из обычной малоуглеродистой стали, из двутавра с более толстой стенкой, а нижнюю часть — из более прочной стали, из двутавра с более тонкой стенкой. Действительная работа сквозного двутавра на поперечный изгиб достаточно сложна, так как система многократно статически неопределима, а жесткость элементов по длине переменна.

В качестве первого приближения ее рассматривают как безраскосную систему Виренделя, принимая, что в середине сплошных участков стенки и в середине участков поясов в местах вырезов стенки расположены шарниры — точки нулевых моментов, в которых действуют только поперечные и продольные силы (рис. 7.34, *в*). Напряжения в них определяют как в обычной балке, ослабленной отверстием, с учетом дополнительного изгиба

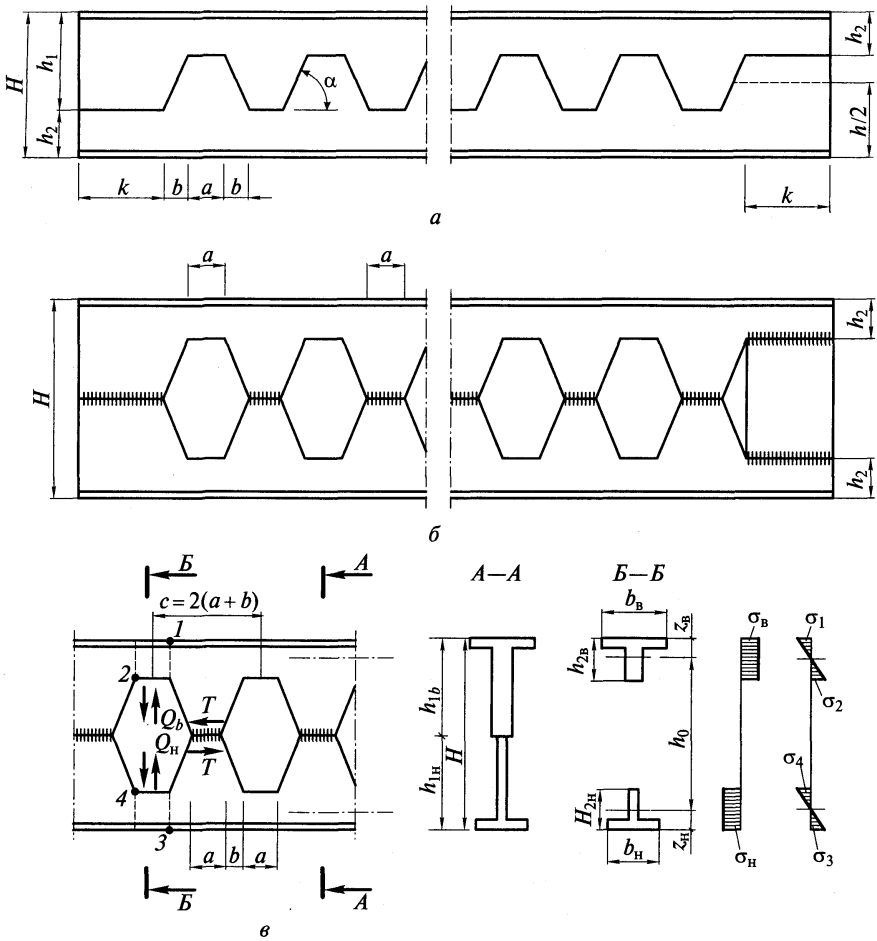


Рис. 7.34. Балки с перфорированной стенкой:

а — роспуск исходного двутавра; *б* — сварка сквозного двутавра; *в* — расчет сквозного двутавра

пояса поперечной силой, воспринимаемой этим поясом. Поперечная сила в балке при этом распределяется между поясами пропорционально их изгибной жесткости.

В угловых точках отверстий *2* и *4* вследствие концентрации напряжений прочность проверяется по временному сопротивлению R_u. Более подробно о балках с перфорированной стенкой см. в работах [3, 4, 7], а также в книге А.Я. Каплуна[1].

7.6.2. Бистальные балки. Одним из источников экономии металла в строительных конструкциях является применение вместо обычной малоуглеродистой стали сталей повышенной прочности. Однако в балках, изготовленных целиком из стали повышенной прочности, нельзя полностью использовать все преимущества этой стали, так как в стенке балки и в сечениях вблизи опор напряжения значительно меньше расчетных сопротивлений.

Кроме того, местная устойчивость элементов балки из высокопрочной стали относительно менее благоприятна по сравнению с устойчивостью этих же элементов, вы-

[1] *Каплун А.Я.* Стальные конструкции из широкополосочных двутавров и тавров. — М.: Стройиздат, 1981.

полненных из обычной малоуглеродистой стали. Поэтому часто целесообразно использовать балки из двух марок стали различной прочности — *бистальные*, в которых сталь повышенной прочности применяется только в наиболее напряженных участках поясов балок, а вся стенка и пояса вблизи опор балки, т.е. участки балки, испытывающие меньшие нормальные напряжения, выполняются из малоуглеродистой стали (рис. 7.35).

Работа такой балки отличается от работы обычных балок тем, что при действии расчетной нагрузки в крайних участках стенки, примыкающих к поясам из высокопрочной стали, может возникнуть текучесть материала стенки. Однако эти участки стенки работают в условиях ограниченной деформации, так как находятся между упруго работающими поясами и остальной частью стенки, текучесть в них не может быть опасной для всей балки.

Расчет бистальных балок учитывает возможное появление пластичности в крайних участках стенки. Принимая расчетную эпюру напряжений в бистальной балке по рис. 7.35, предполагаем, что крайние участки стенки текут, а напряжения по толщине пояса постоянны и равны расчетному сопротивлению материала и можно проверить прочность балки:

$$M \approx (R_y^{\text{вп}} A_f h_{ef} + R_y^{\text{му}} t_w h_w^2/4 - R_y^{\text{му}} t_w a^2/3)\gamma_c = R_y^{\text{вп}} W^{\text{прив}} \gamma_c,$$

где $R_y^{\text{вп}}$ — расчетное сопротивление высокопрочной стали; $R_y^{\text{му}}$ — расчетное сопротивление малоуглеродистой стали;

$$a = (R_y^{\text{му}}/R_y^{\text{вп}})(h/2).$$

Отсюда нетрудно получить приведенный момент сопротивления сечения бистальной балки

$$W^{\text{прив}} = A_f h_{ef} + W_w m, \tag{7.69}$$

где $W_w = t_w h_w^2/6$; $m = (3/2)(R_y^{\text{му}}/R_y^{\text{вп}})[1 - (1/3)(R_y^{\text{му}}/R_y^{\text{вп}})^2]$ — коэффициент использования эпюры напряжений в стенке балки.

Длина участка балки с поясами из высокопрочной стали определяется по эпюре моментов из условия несущей способности бистального и моностального сечения, т.е. по $M_{\max} = R_y^{\text{вп}} W^{\text{прив}} \gamma_c$ и $M_1 = R_y^{\text{му}} W \gamma_c$ (см. рис. 7.35), где $W^{\text{прив}}$ и W подсчитаны для сечений с одинаковыми геометрическими размерами. Подбор сечений и проверки прочности и устойчивости мало отличаются от аналогичных проверок составных балок с подстановкой в них соответствующих значений расчетных сопротивлений материала поясов и стенки (подробнее см. [4]).

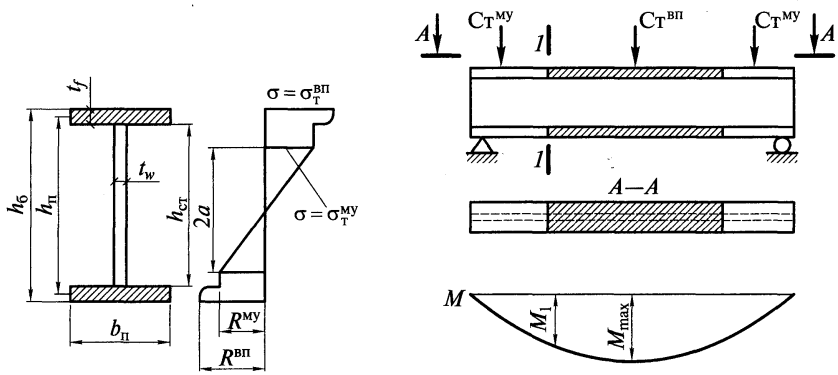


Рис. 7.35. Бистальная балка

7.6.3. Предварительно напряженные балки[1]. Предварительное напряжение — один из приемов увеличения эффективности использования материала конструкций. С его помощью удается уменьшить расход металла на балку на 10—20 %, а стоимость конструкции — на 5—12 %, понизить строительную высоту балки, добиться более рационального распределения материала по длине балки и т.п. Эффективность предварительного напряжения объясняется тем, что в конструкции во время ее возведения создаются предварительные напряжения, обратные по знаку напряжениям от нагрузки. Во время работы конструкции эти предварительные напряжения используются в первую очередь, и только после их исчерпания материал начинает воспринимать основные напряжения вплоть до значений расчетного сопротивления.

Таким образом, предварительное напряжение увеличивает протяженность упругой работы основного материала конструкции. Дополнительным источником экономии стоимости предварительно напряженных балок служит то, что применяемые для создания предварительного напряжения высокопрочные материалы, частично заменяющие основной материал конструкции, относительно дешевле обычной конструкционной стали.

Существует несколько приемов создания предварительного напряжения в балках, и каждый из них влияет на конструктивную форму балки.

Предварительное напряжение можно создать изгибом отдельных элементов в пределах их упругой работы в направлении, противоположном их прогибу под нагрузкой, с последующим соединением изогнутых элементов между собой продольными швами (рис. 7.36, *а*). После освобождения конструкции от принудительного изгиба в ней остаются предварительные напряжения, обратные по знаку напряжениям от нагрузки. Такой прием увеличивает область упругой работы балки, причем напряжения в ней достигают размера, соответствующего пластическому шарниру, минуя упругопластическую стадию работы.

Наиболее часто предварительное напряжение осуществляют высокопрочной затяжкой, помещаемой вблизи растянутого пояса балки, в разрезных балках — в средней части нижнего пояса, в неразрезных — в пролетной части у нижнего пояса и на участках верхнего пояса у промежуточных опор.

Затяжка превращает балку в статически неопределимую систему. Под действием внешней нагрузки несущая способность ее повышается, во-первых, потому, что сначала в ней исчерпываются предварительные напряжения, что увеличивает область упругой работы материала балки, а во-вторых, потому, что балка с затяжкой работает как статически неопределимая система и растягивающее усилие в затяжке, складывающееся из предварительного натяжения и самонапряжения под нагрузкой, уравновешивается усилиями от сжимающих напряжений в балке. В результате в такой балке образуется дополнительный момент внутренних сил, уравновешивающий часть внешнего изгибающего момента.

Значительное суммарное растягивающее усилие в затяжке от ее предварительного натяжения и от действия внешней нагрузки делают рациональным изготовление ее из высокопрочных материалов (стальных канатов, пучков проволоки и т.п.).

Наиболее полно разработаны вопросы предварительного напряжения однопролетных балок высокопрочной затяжкой. Пример конструктивного решения такой балки показан на рис. 7.36, *б*. В этих балках принимают несимметричное сечение с уменьшенным нижним поясом, так как напрягающая затяжка частично заменяет его работу. Сам нижний пояс изготовляют из листа или профильного металла — труб, уголков, швеллеров, что улучшает его работу на сжатие во время предварительного напряжения.

Затяжки имеют анкерные крепления на концах в виде колодки с пробкой, стаканов, заливаемых легкоплавким сплавом, стаканов с клиньями или стаканов с пластическим обжатием троса. Затяжки размещают вблизи нижнего пояса. Во всех случаях

---

[1] *Беленя Е.И.* Предварительно напряженные несущие металлические конструкции. — М.: Стройиздат, 1975.

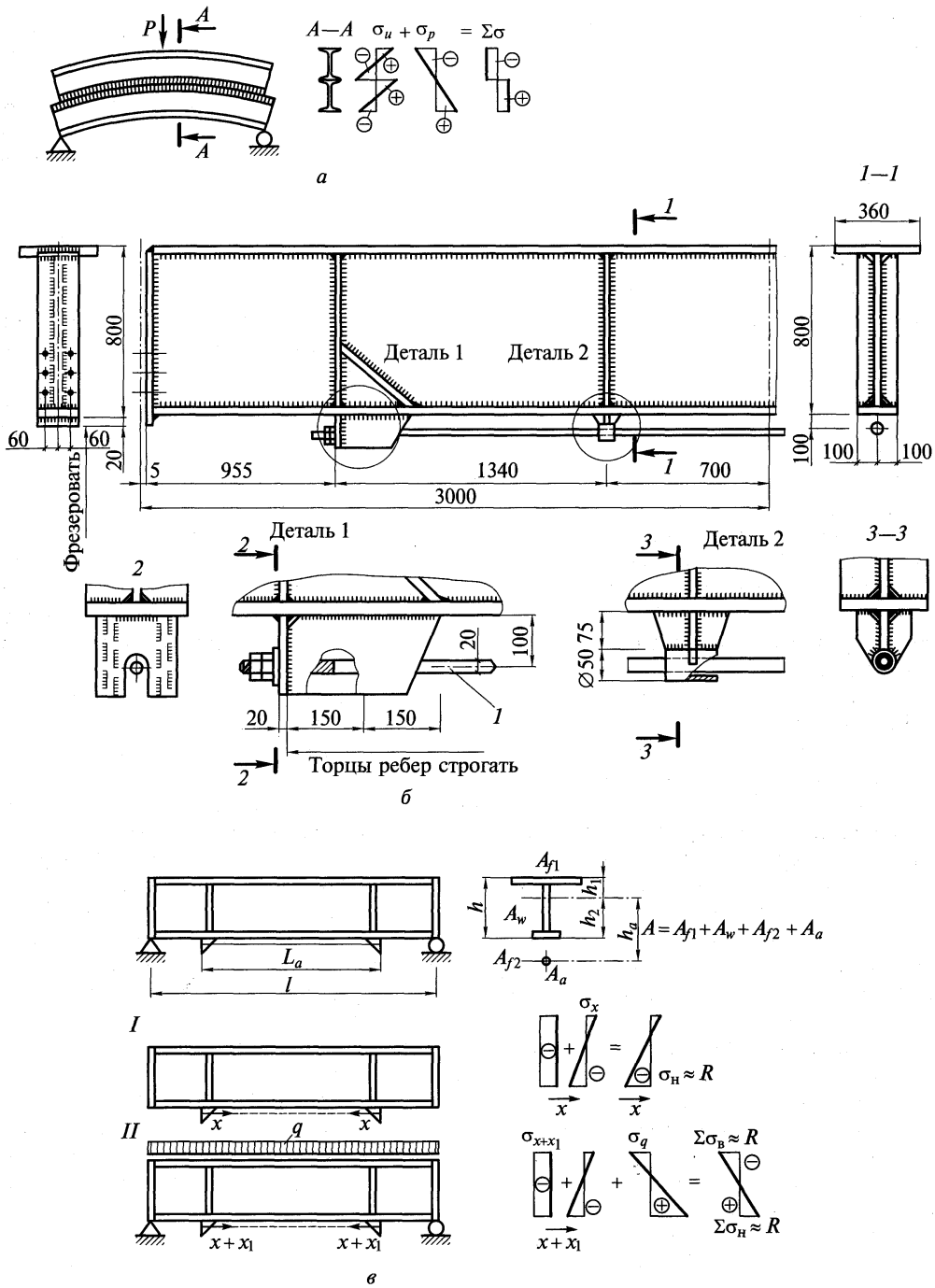


Рис. 7.36. Предварительно напряженные балки:

а — предварительное напряжение изгибом элементов с их последующей сваркой в изогнутом состоянии; *б* — пример балки, напряженной высокопрочной затяжкой; *в* — работа балки при ее предварительном напряжении (*I*) при нагружении внешней нагрузкой (*II*); *1* — напрягающий стержень

затяжку свободно пропускают через направляющие устройства, приваренные к поясу балки на расстояниях 1—2 м друг от друга. Эти направляющие устройства создают благоприятные условия для сжатого в процессе предварительного напряжения нижнего пояса и предохраняют его от возможной потери устойчивости из плоскости балки. Длину затяжки принимают меньше длины балки и располагают ее только под теми участками, где само сечение балки без предварительного напряжения не может воспринять действующий в этом месте расчетный момент от внешней нагрузки. В месте анкерного закрепления затяжки на балку передаются большие сосредоточенные силы, вызывающие значительные местные напряжения в стенке и поясе балки. Это место усиливают постановкой дополнительных ребер жесткости и специальных упорных пластин, усиливающих стенку балки.

Расчет балки в наиболее напряженном сечении, обычно в середине пролета, ведут в два этапа: проверяют прочность и устойчивость балки во время ее предварительного напряжения и выполняют окончательный расчет напряженной балки под нагрузкой. Эпюры возникающих при этом нормальных напряжений показаны на рис. 7.36, *в*.

Подробнее компоновку, работу и расчет предварительно напряженных балок см. в книгах [1, 2].

7.6.4. Балки с гибкой стенкой. Известно, что если в балке двутаврового сечения, работающей на изгиб, уменьшать толщину стенки (увеличивать ее гибкость), то часть момента, воспринимаемая поясами, увеличивается и суммарная площадь сечения поясов и стенки, найденная из условия прочности, уменьшается[1]. Препятствием значительному увеличению гибкости стенки обычно служит потеря местной устойчивости стенкой и нежелание усложнять конструкцию балки устройством продольных ребер жесткости. Однако наблюдения за работой тонкой стенки в балке, имеющей вертикальные ребра жесткости, показывают, что стенка, потеряв устойчивость, образует складки между ребрами, направленные вдоль главных растягивающих напряжений («закритическая» работа стенки), и балка продолжает нести действующую на нее нагрузку. Балка при этом как бы превращается в раскосную ферму, в которой роль растянутых раскосов выполняют растянутые участки стенки, а роль сжатых стоек — ребра жесткости (рис. 7.37).

Таким образом, используя закритическую работу стенки, можно делать балки более тонкостенными и, следовательно, достигнуть экономии металла.

Работа и расчет таких балок, где $6 \le \bar{\lambda}_w \le 13$, существенно отличается от традиционных балок с устойчивой стенкой. В тонкостенной балке ребра жесткости рекомендуется ставить на расстояниях $(1...1{,}5)h$ и каждый отсек проверять на действие M и Q. При действии на отсек сдвига и изгиба внешний изгибающий момент, вызывающий силы N_f в поясах (рис. 7.37, *б*), воспринимается поясами и работающей совместно с ними припоясной частью стенки. Поперечная сила воспринимается, как и при чистом сдвиге, стенкой и поясами, вызывая в стенке растяжение, а в поясах — местный изгиб M_f. Поэтому проверка несущей способности пояса ведется по внецентренному сжатию от действия сил N_f и M_f, а стенки — по приведенным напряжениям от действия растягивающих, сжимающих и касательных напряжений.

Полное исчерпание несущей способности отсека может произойти:

1) вследствие развития пластической деформации в диагональной полосе стенки с образованием пластических шарниров в пролетном и надопорном сечении пояса;

2) вследствие потери устойчивости сжато-изогнутым поясом в плоскости или перпендикулярно плоскости стенки балки;

3) вследствие местной потери устойчивости свеса сжато-изогнутого пояса. Промежуточные ребра жесткости работают и проверяются на действие внешней местной нагрузки и действие сжимающих или растягивающих сил, вызванных диагональными растягивающими и сжимающими напряжениями в примыкающих к ребру участках стенки.

---

[1] *Погадаев И. К.* К проверке предельных состояний тонкостенных стальных реберных балок при сдвиге и сдвиге с изгибом // Строительная механика и расчет сооружений. — 1982. — № 2.

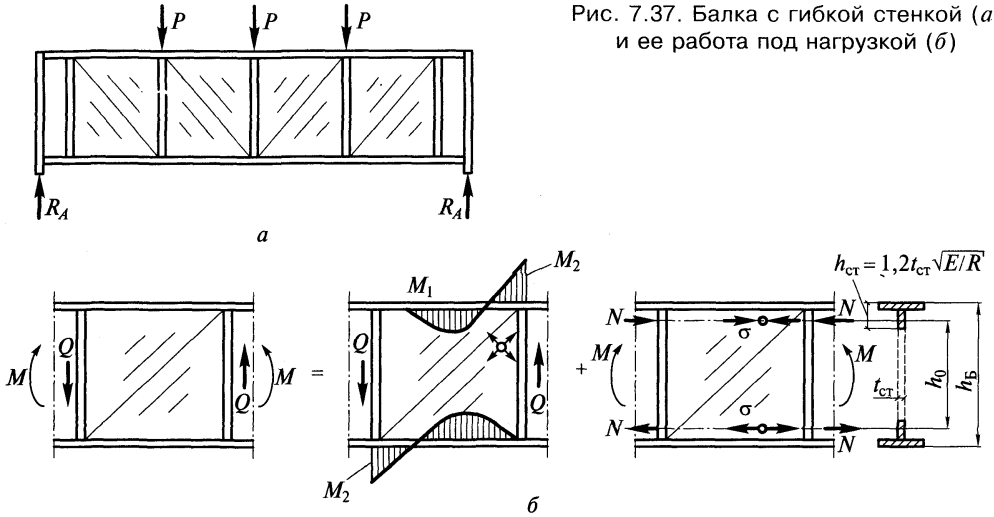


Рис. 7.37. Балка с гибкой стенкой (*а*) и ее работа под нагрузкой (*б*)

Опорные ребра работают и проверяются как внецентренно сжатые элементы, в которых изгибающий момент вызван диагональными растягивающими напряжениями в прилегающей к ребру стенке.

В связи с большой спецификой работы балки с гибкой стенкой рекомендуется применять при статической нагрузке до 50 кН/м из стали с пределом текучести до 34,5 кН/см. Более подробно о компоновке, работе и расчете таких балок см. в книге [4] и СНиПе [7].

7.6.5. Балки с гофрированной стенкой. Своеобразной разновидностью тонкостенных балок являются балки с гофрированной стенкой. При изготовлении таких балок стенка толщиной 2—8 мм гофрируется на специальном стане. Гофры могут быть треугольными, волнистыми, трапецеидальными и прямоугольными. К гофрированной стенке специальным автоматом привариваются пояса (рис. 7.38). Преимуществами таких балок являются их тонкостенность, отсутствие поперечных ребер жесткости и более выгодная работа поясов по сравнению с балками с плоской гибкой стенкой, а недостатком — усложнение их изготовления. Перспективной областью применения таких балок являются легкие покрытия производственных зданий пролетом до 30 м.

В этих балках изгибающий момент воспринимается почти исключительно поясами, так как стенка не способна воспринимать продольные нормальные напряжения, направленные поперек гофров, а воспринимает только поперечные силы. Местная устойчивость гофрированной стенки, работающей теперь как оболочка со значительно большей жесткостью на изгиб, лучше обеспечивается и не требует поперечных ребер жесткости. Несущая способность балок с гофрированной стенкой также повышается по сравнению с балками с плоской гибкой стенкой, так как ее пояса не испытывают дополнительного изгиба в плоскости балки.

Монтажные стыки таких балок — фланцевые, на высокопрочных болтах. Общепринятой методики расчета таких балок пока нет. В качестве возможных проверок прочности этих балок, работающих на поперечный изгиб, предлагаются следующие формулы:

$$\sigma = M/(A_f h_0) \le \gamma_c R_y;$$

$$\tau = Q/(t_w h_w) \le \gamma_c R_s;$$

$$\sigma_{loc} = F/(t_w l_{loc}) \le \gamma_c R_y.$$

Более подробно о балках с гофрированной стенкой см. в книге [4].

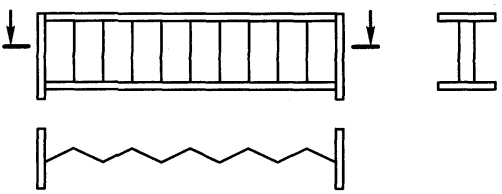


Рис. 7.38. Балка с гофрированной стенкой

ГЛАВА 8

КОЛОННЫ И СТЕРЖНИ, РАБОТАЮЩИЕ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ

8.1. Общая характеристика

В металлических конструкциях широко применяются работающие на центральное сжатие колонны или стержни, входящие в состав конструктивных комплексов.

Центрально-сжатые стержни (колонны) (рис. 8.1, *а*) применяются для поддержания междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, на рабочих площадках, путепроводах, эстакадах и т. п. Центрально-сжатые стержни также работают в составе конструктивных элементов и комплексов тяжелых решетчатых ферм и рам (рис. 8.1, *б*), сжатых элементов вантовых систем и т. п.

Колонны передают нагрузку от вышележащей конструкции на фундаменты и состоят из трех частей, определяемых их назначением:

оголовка, на который опирается вышележащая конструкция, нагружающая колонну;

стержня — основного конструктивного элемента, передающего нагрузку от оголовка к базе;

базы, передающей нагрузку от стержня на фундамент (см. рис. 8.1, *а*).

Расчет и конструирование основного элемента центрально-сжатых колонн и стержней производятся одинаково.

Узлы примыкания центрально-сжатых стержней к другим элементам конструктивного комплекса (см. рис. 8.1, *б*) зависят от вида конструкции и рассмотрены в соответствующих главах. Колонны и сжатые стержни проектируют почти исключительно стальными. Применять алюминиевые сплавы в сжатых стержнях, как правило, нерационально из-за плохой работы сплавов на продольный изгиб вследствие низкого модуля упругости. Однако в общем конструктивном комплексе, выполняемом из алюминиевого сплава, могут быть запроектированы и сжатые стержни из сплава на основе алюминия.

Хорошо работают на центральное сжатие и экономны по затрате металла трубобетонные колонны, стержень которых состоит из стальной трубы, заполненной бетоном. Однако большого распространения эти колонны не получили из-за сложности плотного заполнения труб бетоном.

По статической схеме и характеру нагружения колонны могут быть одноярусными и многоярусными. Колонны и сжатые стержни бывают сплошными или сквозными.

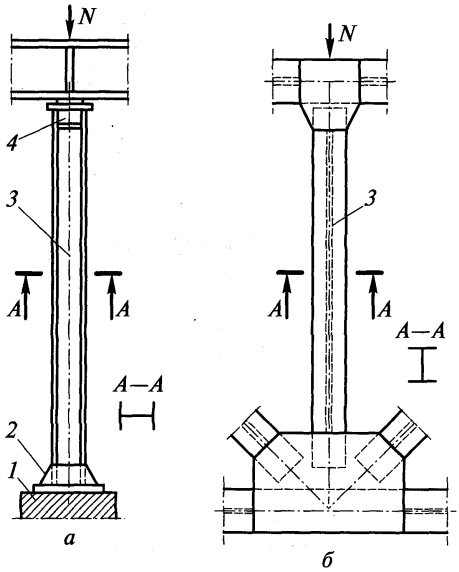


Рис. 8.1. Схемы стержней, работающих на центральное сжатие:

а — колонна; *б* — сжатый стержень тяжелой фермы; *1* — фундамент; *2* — база; *3* — стержень; *4* — оголовок

8.2. Сплошные колонны

Обычно сечение сплошной колонны проектируют в виде широкополочного двутавра, прокатного или сварного, наиболее удобного в изготовлении с помощью автоматической сварки и позволяющего просто осуществлять примыкание поддерживаемых конструкций. Различные типы сечений сплошных колонн показаны на рис. 8.2 и 8.3.

Чтобы колонна была равноустойчивой, гибкости ее относительно осей x и y должны быть равны, т. е. $\lambda_x = \lambda_y$ или $l_x / i_x = l_y / i_y$.

Однако в двутавровых сечениях при одинаковых расчетных длинах $l_x = l_y$ это условие не соблюдается, поскольку у них радиусы инерции получаются разными по величине. В двутавровом сечении (табл. 8.1) радиус инерции относительно оси x

$$i_x = 0{,}43h,$$

радиус инерции относительно оси y

$$i_y = 0{,}24b.$$

Следовательно, для получения равноустойчивого сечения необходимо, чтобы $0{,}43h = 0{,}24b$ или $b \approx 2h$, что приводит к весьма неудобным в конструктивном отношении сечениям, практически не применяемым.

Прокатный двутавр балочного типа при равных расчетных длинах вследствие незначительной ширины его полок не отвечает требованию равноустойчивости и поэтому применяется редко. У прокатного широкополочного двутавра колонного типа (рис. 8.2, *а*) $b = h$, что не удовлетворяет условию равноустойчивости, но все же дает сечение, вполне пригодное для колонн.

Сварные колонны, состоящие из трех листов (рис. 8.2, *б*), достаточно экономичны по затрате материала, так как могут иметь развитое сечение, обеспечивающее колонне необходимую жесткость. Сварной двутавр является основным типом сечения сжатых колонн. Автоматическая сварка обеспечивает дешевый индустриальный способ изготовления таких колонн.

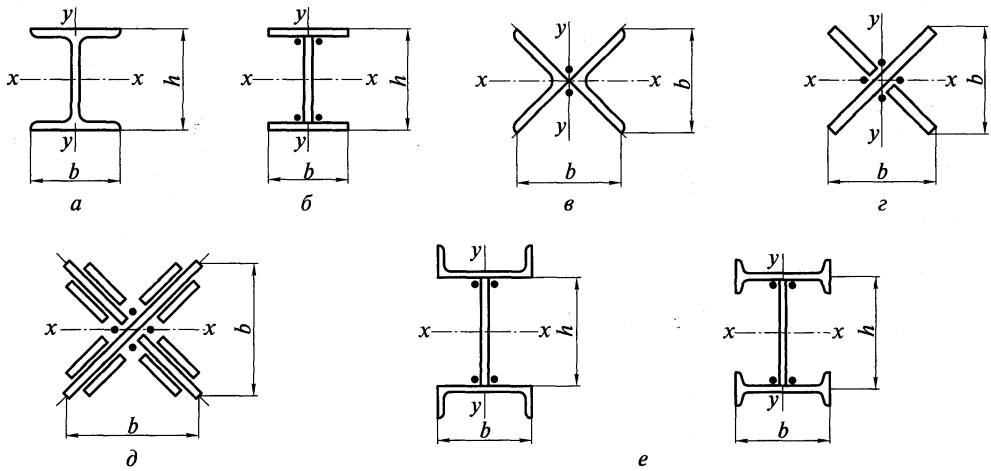


Рис. 8.2. Открытые сечения сплошных стержней:

а — прокатный двутавр; *б* — сварной составной двутавр; *в* — крестовое из прокатных уголков; *г* — то же, сварное из полос; *д* — то же, с усиливающими элементами; *е* — из швеллеров и двутавров

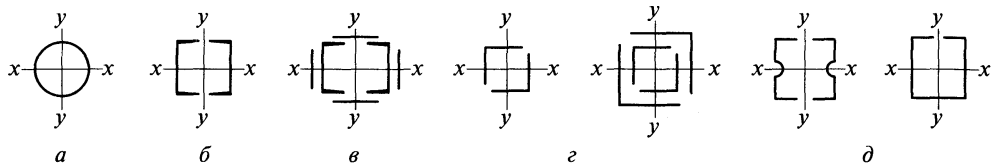


Рис. 8.3. Замкнутые сечения сплошных стержней:

а — трубчатое; *б* — составное из швеллеров; *в* — то же, с усилениями; *г* — из прокатных уголков без усиления и с усилением; *д* — гнуто-сварные профили (ГСП)

Равноустойчивыми в двух направлениях и также простыми в изготовлении являются колонны крестового сечения. При небольших нагрузках они могут состоять из двух уголков крупного калибра (рис. 8.2, *в*); из трех листов сваривают тяжелые колонны (рис. 8.2, *г*). Из условия местной устойчивости свободный выступ листа крестовой колонны не должен превышать 15—22 толщин листа (в зависимости от общей гибкости колонны). Крестовое сечение можно усилить дополнительными листами (рис. 8.2, *д*).

Простыми, но ограниченными по площади и менее экономичными по расходу стали получаются колонны из трех прокатных профилей (рис. 8.2, *е*). Весьма рациональны колонны трубчатого сечения (рис. 8.3, *а*) с радиусом инерции $i = 0{,}35d$, где d —диаметр окружности по оси листа, образующего колонну.

Сварка дает возможность получить колонны замкнутого сечения и других типов, например из двух швеллеров (рис. 8.3, *б*), которые при больших нагрузках могут быть усилены листами (рис. 8.3, *в*), или из уголков (рис. 8.3, *г*). Экономичное сечение легкой колонны может быть получено из тонкостенных гнутых профилей (рис. 8.3, *д*).

Преимуществами колонн замкнутого сечения являются равноустойчивость, компактность и хороший внешний вид. К недостаткам относятся недоступность внутренней полости для окраски. Чтобы избежать коррозии, такие колонны должны быть защищены от проникания внутрь влаги.

При заполнении стальной трубы бетоном получается эффективная комплексная конструкция (трубобетонная), в которой труба является оболочкой, стесняющей поперечные деформации заключенного внутри бетонного цилиндра. В этих условиях работы прочность бетона при сжатии значительно увеличивается, исключаются потери местной устойчивости трубы и коррозия ее внутренней поверхности.

Рационально применять достаточно тонкие трубы (толщина стенки $^1/_{50}$—$^1/_{150}$ диаметра трубы), но по условиям эксплуатации и возможности прикрепления примыкающих элементов стенки должны быть не тоньше 3—4 мм. В трубобетонном стержне бетон работает в основном на сжатие, а труба — на поперечное растяжение. Трубы могут быть как из низкоуглеродистой, так и из низколегированной стали; бетон применяют высокой прочности В25 и выше.

Таблица 8.1

Типы сечений центрально-сжатых колонн

Сечение							
$i_x = K_1 h$	0,21h	0,38h	0,38h	0,43h	0,43h	0,43h	0,47h
$i_y = K_2 b$	0,21b	0,44b	0,60b	0,43b	0,24b	0,50b	0,40b

8.3. Сквозные колонны

8.3.1. Типы сквозных колонн. Стержень сквозной центрально-сжатой колонны обычно состоит из двух ветвей (швеллеров или двутавров), связанных между собой решетками (рис. 8.4, *а—в*). Ось, пересекающая ветви, называется материальной; ось, параллельная ветвям, называется свободной. Расстояние между ветвями устанавливается из условия равноустойчивости стержня.

Швеллеры в сварных колоннах выгоднее ставить полками внутрь (см. рис. 8.4, *а*), так как в этом в случае лучше используется габарит колонны. Более мощные колонны могут иметь ветви из прокатных или сварных двутавров (см. рис. 8.4, *в*).

В сквозных колоннах из двух ветвей необходимо обеспечивать свободный зазор между ветвями (100—150 мм) для возможности окраски внутренних поверхностей.

Стержни большой длины, несущие небольшие нагрузки, должны иметь для обеспечения необходимой жесткости развитое сечение, поэтому их рационально проектировать из четырех уголков, соединенных решетками в четырех плоскостях (рис. 8.4, *г*). Такие стержни при небольшой площади сечения обладают значительной жесткостью, однако трудоемкость их изготовления больше трудоемкости изготовления двухветвевых стержней.

При трубчатом сечении ветвей возможны трехгранные стержни (рис. 8.4, *д*), достаточно жесткие и экономичные по затрате металла.

Решетки обеспечивают совместную работу ветвей стержня колонны и существенно влияют на устойчивость колонны в целом и ее ветвей. Применяются решетки разнообразных систем: из раскосов (рис. 8.5, *а*), раскосов и распорок (рис. 8.5, *б*) и безраскосного типа в виде планок (рис. 8.5, *в*).

В случае расположения решеток в четырех плоскостях (см. рис. 8.4, *г*) возможны обычная схема (рис. 8.6, *а*) и более экономичная треугольная схема «в елку» (рис. 8.6, *б*).

В колоннах, нагруженных центральной силой, возможен изгиб от случайных эксцентриситетов. От изгиба возникают поперечные силы, воспринимаемые решетками, которые препятствуют сдвигам ветвей колонны относительно ее продольной оси.

Треугольные решетки, состоящие из одних раскосов (см. рис. 8.5, *а*), или треугольные с дополнительные распорками (см. рис. 8.5, *б*) являются более жесткими, чем безраскосные, так как образуют в плоскости грани колонны ферму, все элементы которой работают на осевые усилия; однако они более трудоемки в изготовлении.

Планки (см. рис. 8.5, *в*) создают в плоскости грани колонны безраскосную систему с жесткими узлами и элементами, работающими на изгиб, вследствие чего безраскосная

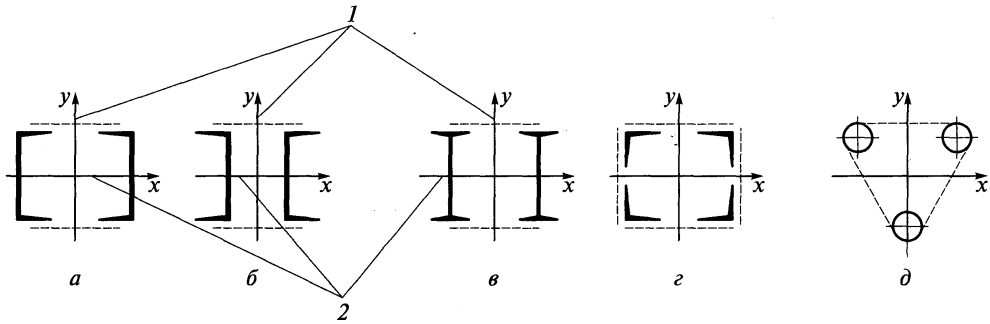


Рис. 8.4. Сечения сквозных стержней:

а — из швеллеров полками внутрь; *б* — то же, полками наружу; *в* — из двутавров; *г* — из уголков; *д* — из труб; *1* — свободная ось; *2* — материальная ось

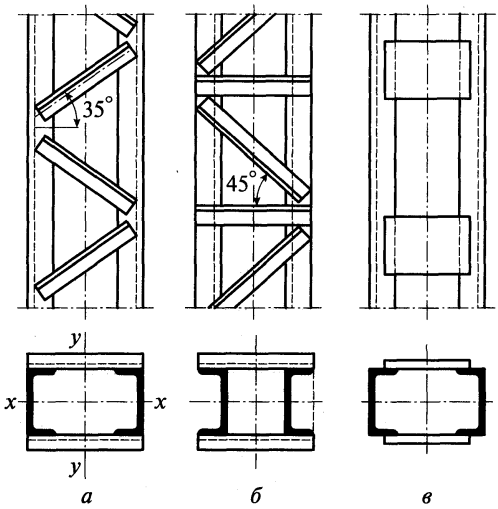


Рис. 8.5. Типы решеток стержней:
а — раскосная; *б* — то же, со стойками; *в* — с планками

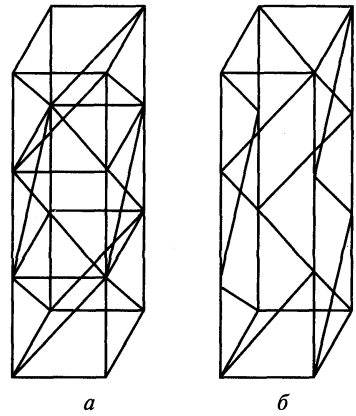


Рис. 8.6. Расположение решеток в четырех плоскостях:
а — со стойками; *б* — без стоек

решетка оказывается менее жесткой. Если расстояние между ветвями значительно (0,8—1 м и более), то элементы безраскосной решетки получаются тяжелыми; в этом случае следует отдавать предпочтение раскосной решетке.

Безраскосная решетка имеет привлекательный внешний вид и является более простой, ее часто применяют в колоннах и стойках сравнительно небольшой мощности (с расчетной нагрузкой до 2000—2500 кН). Чтобы сохранить неизменяемость контура поперечного сечения сквозной колонны, ветви колонн соединяют поперечными диафрагмами (рис. 8.7), которые ставят через 3—4 м по высоте колонны.

8.3.2. Влияние решеток на устойчивость стержня сквозной колонны. Решетки, связывая ветви колонны, обеспечивают их совместную работу и общую устойчивость стержня. Вследствие деформативности решеток гибкость стержня сквозной колонны относительно свободной оси (см. рис. 8.4, *а—в*) больше гибкости сплошной колонны $\lambda = l_{ef}/i$, где l_{ef} — расчетная длина колонны.

Критическую силу потери устойчивости составной колонны относительно свободной оси можно определить из общего условия потери устойчивости стержнем

$$\Delta A_i = \Delta A_e, \qquad (8.1)$$

где ΔA_i — приращение внутренней энергии стержня при его изгибе в момент потери устойчивости; ΔA_e — приращение работы внешних сил, приложенных к стержню, в результате изгиба.

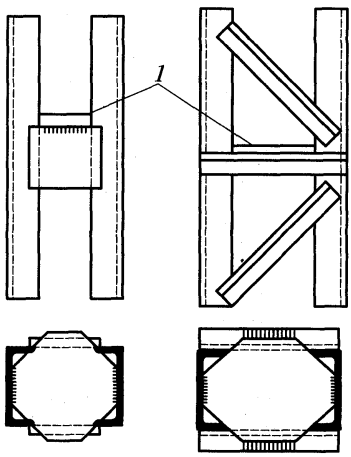


Рис. 8.7. Диафрагмы (*1*) сквозных стержней

В данном случае (рис. 8.8) приращение внутренней энергии состоит из приращения энергии изгиба

$$\Delta A_{iM} = \int_0^l \frac{M^2 dx}{2EI_y} = \frac{N^2}{2EI_y}\int_0^l y^2 dx \tag{8.2}$$

и приращения энергии сдвига

$$\Delta A_{iQ} = \int_0^l (Q\gamma/2)dx, \tag{8.3}$$

где N — продольная сила в колонне; I_y — момент инерции сечения колонны относительно свободной оси y; Q — поперечная сила изгиба; γ — угол сдвига.

Работа внешней силы при перемещении конца стержня в результате искривления оси определяется по формуле

$$\Delta A_e = N\Delta l = \int_0^l N(1-\cos\alpha)dx \approx \int_0^l \frac{N\mathrm{tg}^2\alpha}{2}dx = \frac{N}{2}\int_0^l \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx, \tag{8.4}$$

где α — угол между осью стержня и касательной к упругой линии в рассматриваемой точке. Отсюда условие потери устойчивости (8.1) выразится уравнением

$$\frac{N^2}{2EI_y}\int_0^l y^2 dx + \frac{N^2\gamma}{2}\int_0^l \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx = \frac{N}{2}\int_0^l \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx. \tag{8.5}$$

Здесь во втором члене левой части уравнения принято во внимание, что

$$M = Ny;\ Q = \frac{dM}{dx} = \frac{Ndy}{dx};\ \gamma = \gamma_1 Q = \gamma_1 \frac{Ndy}{dx},$$

где γ_1 — угол сдвига при $Q = 1$ — величина, постоянная при данном типе решетки.

Задавшись видом кривой изогнутой оси стержня

$$y = c\sin(\pi x/l)$$

и производя интегрирование в уравнении (8.5), получим критическую силу

$$N_{cr} = \pi^2 EI_y / l_{ef}\left(1 + \gamma_1 \frac{\pi^2 EI_y}{l^2}\right) = \pi^2 EI_y/(\mu l)^2. \tag{8.6}$$

Таким образом, коэффициент приведения длины составного стержня

$$\mu = \sqrt{1 + \gamma_1 \frac{\pi^2 EI_y}{l^2}} \tag{8.7}$$

зависит от угла сдвига γ_1, величина которого различна для разных систем решеток.

8.3.3. Колонны с бесраскосной решеткой. Сжатые колонны с бесраскосной решеткой представляют собой рамную систему, все элементы которой при общем прогибе колонны изгибаются по S-образным кривым (рис. 8.9, *а*).

При одинаковых расстояниях между планками и одинаковой их мощности приближенно можно принимать, что нулевые точки эпюры моментов расположены в се-

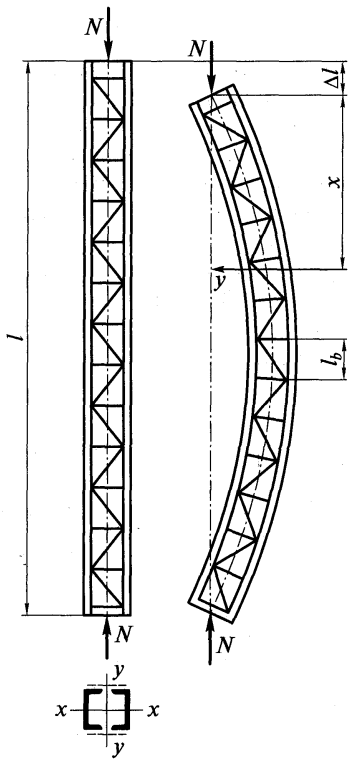


Рис. 8.8. Деформации стержней при продольном изгибе

редине планок по их длине и посередине расстояния между планками в ветвях колонны. В нулевых точках действуют поперечные силы, возникающие от изгиба стержня.

Пренебрегая деформацией планок, обычно весьма жестких по сравнению с ветвями (соотношение погонных жесткостей более 5), считая, что поперечная сила поровну распределяется между ветвями, получим, что угол сдвига γ_1 будет соответствовать прогибу δ ветви как консоли от силы, равной $^1/_2$ (рис. 8.9, *б*):

$$\gamma_1 = \frac{\delta}{l_b/2} = \frac{1}{2}\left(\frac{l_b}{2}\right)^3 \frac{1}{3EI_1}\frac{2}{l_b} = \frac{l_b^2}{24EI_1}. \qquad (8.8)$$

Подставляя значения γ_1 в формулу (8.7), получим коэффициент приведения длины

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 I_y}{24 I_1}\left(\frac{l_b}{l}\right)^2}.$$

Принимая во внимание, что $I_1 = A_b i_1^2$; $I_y = 2A_b i_y^2$; $l_b/i_1 = \lambda_1$ (гибкость ветви); $l/i_y = \lambda_y$ (гибкость стержня), где A_b и I_1 — площадь сечения и момент инерции ветви относительно собственной оси, параллельной свободной оси сечения колонны; i_1 — радиус инерции сечения одной ветви; i_y — радиус инерции сечения стержня в плоскости, параллельной плоскости планок (см. рис. 8.4, *а*), получим

$$\mu = \sqrt{1 + 2\pi^2/24(\lambda_1/\lambda_y)^2} \approx \sqrt{1 + (\lambda_1/\lambda_y)^2}. \qquad (8.9)$$

Отсюда приведенная гибкость стержня с планками в двух плоскостях:

$$\lambda_{ef} = \mu\lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}. \qquad (8.10)$$

Приведенная гибкость стержней с планками в четырех плоскостях определяется по условной формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}. \qquad (8.11)$$

Приведенная гибкость стержней треугольного сечения (см. рис. 8.4, *д*) определяется также по условной формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 1{,}3\lambda_3^2}. \qquad (8.12)$$

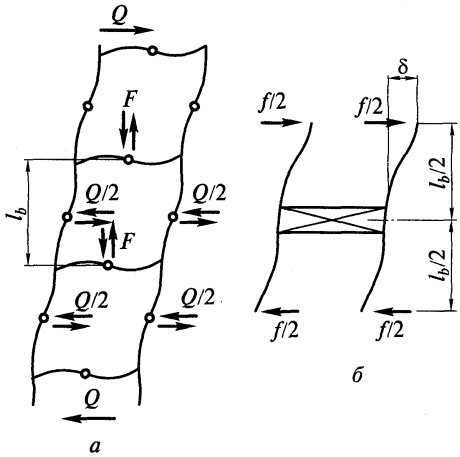


Рис. 8.9. Деформации стержней с планками при продольном изгибе:

а — деформированная схема колонны; *б* — расчетный фрагмент

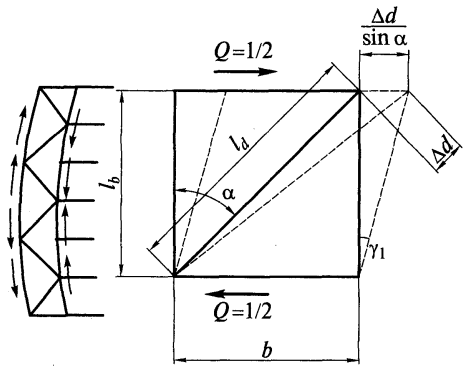


Рис. 8.10. Перекос раскосной решетки при продольном изгибе стержня

где λ — наибольшая гибкость всего стержня; $\lambda_1 - \lambda_3$ — гибкости отдельных ветвей относительно собственных осей, параллельных главным осям сечения стержня (см. рис. 8.4).

В формулах (8.10)—(8.12) гибкости отдельных ветвей λ_1, λ_2, λ_3 определяются на участках между планками (в осях); рекомендуется принимать их значения не больше 40.

При выводе формул (8.10) и (8.11) деформации планок не учитывались, поэтому их можно считать справедливыми при отношении погонных жесткостей планки и ветви больше 5. При меньших отношениях должно быть учтено влияние деформации планок на приведенную гибкость.

8.3.4. Колонны с треугольной решеткой и дополнительными распорками. Для колонн с треугольной решеткой угол перекоса (рис. 8.10):

$$\gamma = \Delta d/(l_b \sin\alpha),$$

где l_b — длина панели; Δd— удлинение раскоса при $Q = 1$.

Определим удлинение раскоса решетки, расположенной в плоскости действия поперечной силы при $Q = 1$ и при наличии двух решеток. Усилие в раскосе

$$N_d = 1/(2\sin\alpha).$$

Удлинение раскоса

$$\Delta d = N_d l_d/(EA_d) = l_b/(2\cos\alpha\sin\alpha EA_d), \tag{8.13}$$

где A_d — площадь сечения раскоса.

Таким образом, угол перекоса решетки

$$\gamma_1 = \Delta d/(l_b \sin\alpha) = 1/(2\cos\alpha\sin^2\alpha EA_d), \tag{8.14}$$

следовательно, коэффициент приведения расчетной длины

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 I_y}{2l_d^2 A_d \sin^2\alpha\cos\alpha}}.$$

Отсюда получим

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{2\sin^2\alpha\cos\alpha}\frac{A}{A_d\lambda_y^2}} = \sqrt{1 + \alpha\frac{A}{A_d\lambda_y^2}}. \tag{8.15}$$

Приведенная гибкость с двумя треугольными решетками в двух плоскостях (см. рис. 8.5, *а*):

$$\lambda_{ef} = \mu\lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha(A/A_d)}. \tag{8.16}$$

Приведенная гибкость с четырьмя треугольными решетками (см. рис. 8.4, *г*) определяется по условной формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + A(\alpha_1/A_{d1} + \alpha_2/A_{d2})}. \tag{8.17}$$

Для сквозных стержней трехгранного сечения с равными сторонами (см. рис. 8.4, *д*) приведенная гибкость определяется по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \alpha(2A/3A_d)}, \tag{8.18}$$

где A — площадь сечения всего стержня; $\lambda_y = l/i_y$ — гибкость стержня относительно свободной оси y, λ — наибольшая гибкость всего стержня; A_{d1} и A_{d2} — площади сечения раскосов решеток, лежащих в плоскостях, соответственно перпендикулярных осям x и y (см. рис. 8.4, *г*).

Коэффициенты α_1 и α_2 зависят от угла наклона раскоса и определяются по формуле (см. рис. 8.10):

$$\alpha = 10l^3(b^2 l_b).$$

Таблица 8.2

Значения условной поперечной силы Q_{fic}, кН

Сталь	С235	С255	С285	С390	С440	С590
Q_{fic}, кН	0,2A	0,3A	0,4A	0,5A	0,6A	0,7A

Примечание. Для других сталей табличные значения A надо интерполировать, площадь поперечного сечения колонны A следует принимать в см^2.

В составных стержнях с решетками гибкость отдельных стержней между узлами должна быть не более 80 и не должна превышать приведенную гибкость стержня λ_{ef}.

Помимо проверки устойчивости стержня в целом следует проверить устойчивость отдельной ветви на участках между узлами.

8.3.5. Поперечная сила при продольном изгибе. Решетки составных стержней работают на поперечную силу при продольном изгибе. Эта поперечная сила возникает в результате изгиба стержней при потере ими устойчивости (или при случайном эксцентриситете). Если считать, что изгиб стержня происходит по синусоиде, то поперечная сила

$$Q = \frac{dM}{dx} = N_{cr}\left(\frac{dy}{dx}\right) = \frac{\pi}{l} f_{cr} N_{cr} = \frac{\pi f_{cr}}{l} A\sigma_{cr}, \tag{8.19}$$

где f_{cr} — прогиб при потере устойчивости.

Из формулы (8.19) видно, что поперечная сила зависит от прогиба стержня f_{cr}, площади его сечения A и характеристики устойчивости σ_{cr}. Исходя из этого в нормах дана формула условной поперечной силы для расчета соединительных элементов центрально-сжатых составных стержней:

$$Q_{fic} = 7{,}15 \cdot 10^{-6}(2330 - E/R_y)N/\varphi, \tag{8.20}$$

где N —продольное усилие в составном стержне; φ — коэффициент устойчивости (продольного изгиба) при центральном сжатии, принимаемый при расчете сквозного стержня в плоскости планок или решеток.

Условную поперечную силу следует распределять поровну между планками (решетками), лежащими в плоскостях, перпендикулярных оси, относительно которой производится проверка устойчивости.

В колоннах со сплошной стенкой поперечную силу воспринимает стенка, но проверка скалывающих напряжений в ней обычно не требуется ввиду их незначительности.

Наряду с рассчитанными по формуле (8.20) достаточно близкие значения Q_{fic} можно определить по табл. 8.2.

8.4. Выбор расчетной схемы и типа колонны

8.4.1. Выбор расчетной схемы. Расчетную схему одноярусной колонны определяют с учетом способа закрепления ее в фундаменте, а также способа прикрепления балок, передающих нагрузку на колонну.

Соединение колонны с фундаментом может быть жестким или шарнирным. Если фундамент достаточно массивен, а база колонны развита и имеет надежное анкерное крепление, колонну можно считать защемленной в фундаменте. При расчете легких колонн соединение с фундаментом, несколько в запас несущей способности, чаще всего принимают шарнирным.

При одноярусных колоннах балки или другие поддерживаемые конструкции могут опираться на колонну сверху (рис. 8.11, *а*). Помимо четкости центральной передачи

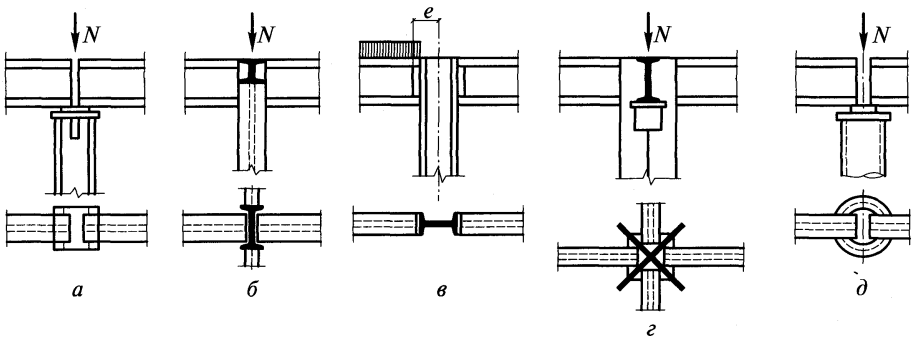


Рис. 8.11. Схемы сопряжения балок с колоннами:

а — при опирании балок сверху; *б* — то же, сбоку к стенке; *в* — то же, к поясам; *г* — к колонне крестового сечения; *д* — на колонну из трубобетона

нагрузки такое соединение при защемленных внизу колоннах удобно для монтажа, при этом колонна рассматривается как шарнирно закрепленная в верхнем конце. Тогда при жестком закреплении колонны в фундаменте расчетная длина колонны принимается равной $0{,}7l$, а при шарнирном — l, где l — геометрическая длина колонны от фундамента до низа балок. Более жестким является присоединение балочной конструкции к колонне сбоку (рис. 8.11, *б*).

При достаточно мощной балочной конструкции и жестком прикреплении балок к колоннам последние можно считать защемленными вверху. Тогда расчетная длина в плоскости главных балок может приниматься равной $0{,}7l$ при шарнирном закреплении колонн в фундаменте и $0{,}5l$ при жестком. Однако и в последнем случае чаще принимают $0{,}7l$, поскольку вследствие изгиба балок нет полного защемления.

При двутавровых колоннах с малой высотой сечения и большой шириной полок главные балки удобнее прикреплять не к стенке, а к полкам (поясам) колонны (рис. 8.11, *в*). В этом случае при расположении временной нагрузки с одной стороны колонны последняя работает на внецентренное сжатие. При этом момент условно принимается

$$M = N'e,$$

где N' — опорное давление от односторонней временной нагрузки; e — эксцентриситет приложения силы N'.

При примыкании сбоку к крестовым колоннам балки обычно располагаются в плоскости биссектрисы угла крестового сечения и опираются на столики между листами колонны, что также приводит к эксцентриситету приложения давления при односторонней нагрузке (рис. 8.11, *г*), хотя и меньшему, чем при двутавровых колоннах.

На трубобетонные колонны балки удобнее опирать сверху (рис. 8.11, *д*).

8.4.2. Выбор типа сечения колонны. При выборе типа сечения колонны необходимо стремиться получить наиболее экономичное решение, учитывая величину нагрузки, удобство примыкания поддерживаемых конструкций, условия эксплуатации, возможности изготовления и наличие сортамента.

Прежде всего надо решить, принимать ли колонну сплошной или сквозной. Максимально возможная расчетная нагрузка для сквозных колонн из двух швеллеров составляет 2700—3500 кН, для колонн из двух двутавров — 5500—5600 кН. При значительных нагрузках сквозные колонны получаются сложными в изготовлении, и более рациональными оказываются сплошные колонны.

Сплошные колонны из гнутых профилей (см. рис. 8.3, *д*) при расчетной длине в пределах до 6 м благодаря простоте изготовления могут соперничать по стоимости со сквозными и при малых расчетных нагрузках (400—800 кН).

Трубобетонные колонны могут быть рациональными и при больших нагрузках. Они удовлетворяют архитектурным требованиям и удобны в эксплуатации на открытом воздухе и в агрессивной среде, так как легко окрашиваются и меньше подвержены коррозии.

Сжатые стержни из алюминиевых сплавов проектируют, как правило, сквозными, чтобы получить большую жесткость.

8.5. Подбор сечения и конструктивное оформление стержня колонны

8.5.1. Сплошностенчатые колонны. Задавшись типом сечения колонны, определяем требуемую площадь сечения по формуле

$$A_{тр} = N/(\varphi R_y \gamma_c), \tag{8.21}$$

где N — расчетное усилие в колонне; γ_c — коэффициент условий работы (см. прил. 14).

Чтобы предварительно определить коэффициент φ (см. прил. 8), задаемся гибкостью колонны $\lambda = l_{ef}/i$. При расчете на ЭВМ коэффициент можно принимать по приведенной ниже формуле (8.23).

Для сплошных колонн с расчетной нагрузкой до 1500—2500 кН и длиной 5—6 м можно задаться гибкостью $\lambda = 100...70$, для более мощных колонн с нагрузкой 2500—4000 кН можно принять $\lambda = 70...50$. Задавшись гибкостью λ и найдя соответствующий коэффициент φ, определяем в первом приближении требуемую площадь по формуле (8.21) и требуемый радиус инерции, соответствующий заданной гибкости,

$$i = l_{ef}/\lambda. \tag{8.22}$$

Для унификации таблиц зависимости коэффициентов устойчивости от гибкости введено понятие условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E}$, где R_y — расчетное сопротивление стали, определенное по пределу текучести; E — модуль упругости.

Значение коэффициента φ вычисляют для типов кривой устойчивости *a*, *b* и *c* (табл. 8.3) по формуле

Таблица 8.3

Значения коэффициентов α и β в зависимости от типа сечения

Тип сечения	Тип кривой устойчивости	α	β
	a	0,03	0,06
	b	0,04	0,09
	c	0,04	0,14

Примечание. Для прокатных двутавров с высотой сечения больше 500 мм при расчете на устойчивость в плоскости стенки следует принимать тип кривой устойчивости *a*.

$$\varphi = (0,5/\bar{\lambda}^2)\left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48\bar{\lambda}^2}\right), \tag{8.23}$$

где $\bar{\lambda}$ — условная гибкость; $\delta = 9,87(1-\alpha+\beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2$; α и β — коэффициенты, определяемые по табл. 8.3 в зависимости от типов сечений для различных типов кривой устойчивости.

При значениях $\bar{\lambda} < 0,4$ для всех типов кривой устойчивости допускается принимать $\varphi = 1$.

Зависимость радиуса инерции от типа сечения приближенно выражается формулами:

$$i_x = k_1 h;\ i_y = k_2 b,$$

где h и b — высота и ширина сечения; k_1 и k_2 — коэффициенты для определения соответствующих радиусов инерции для наиболее распространенных сечений (приведены в табл. 8.1).

Отсюда определяют требуемые генеральные размеры сечения колонны:

$$h_{тр} = i_{тр}/k_1;\ b_{тр} = i_{тр}/k_2. \tag{8.24}$$

Ранее отмечалось, что в сплошных колоннах двутаврового сечения коэффициент k_1 примерно в 2 раза больше коэффициента k_2, поэтому определяют требуемый размер b, а размер h принимают по конструктивным соображениям, руководствуясь, например, возможностью размещения между полками колонны полки балки при примыкании ее к стенке или возможностью приварки автоматом (трактором) полок к стенке (см. рис. 4.33) и т. п.

Установив генеральные размеры сечения b и h, подбирают толщину поясных листов (полок) и стенки исходя из требуемой площади колонны $A_{тр}$ и условии местной устойчивости. Отношения ширины элементов сечения (полок, стенки) к их толщине подбирают так, чтобы они были меньше предельных соотношений, устанавливаемых с точки зрения равноустойчивости стержня в целом и его элементов.

В первом приближении обычно не удается подобрать рациональное сечение, так как исходное значение гибкости было задано произвольно. Выяснив несоответствие, указанные значения корректируют. Если заданная гибкость λ принята очень большой, то получается слишком значительная площадь сечения при сравнительно небольших размерах b или h; следовательно, надо изменить сечение, одновременно уменьшив площадь $A_{тр}$, т. е. уменьшить принятую гибкость.

Если принятая гибкость чрезмерно мала, то получается слишком малая площадь при сильно развитом сечении; тогда $A_{тр}$ следует увеличить, уменьшив габаритные размеры сечения.

Откорректировав значения A, b и h, производят проверку сечения, определяя $i_x = k_1 h$; $i_y = k_2 b$; $\lambda_{max} = l_{ef}/i_{min}$; φ_{min}:

$$N/(\varphi_{min} A) \le R_y \gamma_c. \tag{8.25}$$

Если необходимо, вносят еще одну поправку в размеры сечения, обычно последнюю.

После окончательного подбора сечения его проверяют по формуле (8.25). При этом коэффициент φ_{min} берут по действительной наибольшей гибкости, для вычисления которой находят фактический момент инерции и радиус инерции принятого сечения колонны:

$$i_x = \sqrt{I_x/A} \text{ и } i_y = \sqrt{I_y/A}.$$

При незначительных усилиях в колонне ее сечение подбирают по предельной гибкости $[\lambda]$, установленной нормами, для чего определяют минимально возможный радиус инерции $i_{min} = l_{ef}/[\lambda]$ и, установив по нему наименьшие размеры сечения

$$h_{min} = i_{min}/k_1;\ b_{min} = i_{min}/k_2, \tag{8.26}$$

Трубобетонные колонны могут быть рациональными и при больших нагрузках. Они удовлетворяют архитектурным требованиям и удобны в эксплуатации на открытом воздухе и в агрессивной среде, так как легко окрашиваются и меньше подвержены коррозии.

Сжатые стержни из алюминиевых сплавов проектируют, как правило, сквозными, чтобы получить большую жесткость.

8.5. Подбор сечения и конструктивное оформление стержня колонны

8.5.1. Сплошностенчатые колонны. Задавшись типом сечения колонны, определяем требуемую площадь сечения по формуле

$$A_{тр} = N/(\varphi R_y \gamma_c), \tag{8.21}$$

где N — расчетное усилие в колонне; γ_c — коэффициент условий работы (см. прил. 14).

Чтобы предварительно определить коэффициент φ (см. прил. 8), задаемся гибкостью колонны $\lambda = l_{ef}/i$. При расчете на ЭВМ коэффициент можно принимать по приведенной ниже формуле (8.23).

Для сплошных колонн с расчетной нагрузкой до 1500—2500 кН и длиной 5—6 м можно задаться гибкостью $\lambda = 100...70$, для более мощных колонн с нагрузкой 2500—4000 кН можно принять $\lambda = 70...50$. Задавшись гибкостью λ и найдя соответствующий коэффициент φ, определяем в первом приближении требуемую площадь по формуле (8.21) и требуемый радиус инерции, соответствующий заданной гибкости,

$$i = l_{ef}/\lambda. \tag{8.22}$$

Для унификации таблиц зависимости коэффициентов устойчивости от гибкости введено понятие условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E}$, где R_y — расчетное сопротивление стали, определенное по пределу текучести; E — модуль упругости.

Значение коэффициента φ вычисляют для типов кривой устойчивости a, b и c (табл. 8.3) по формуле

Таблица 8.3

Значения коэффициентов α и β в зависимости от типа сечения

Тип сечения	Тип кривой устойчивости	α	β
	a	0,03	0,06
	b	0,04	0,09
	c	0,04	0,14

Примечание. Для прокатных двутавров с высотой сечения больше 500 мм при расчете на устойчивость в плоскости стенки следует принимать тип кривой устойчивости a.

$$\varphi = (0,5/\bar{\lambda}^2)\left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48\bar{\lambda}^2}\right), \qquad (8.23)$$

где $\bar{\lambda}$ — условная гибкость; $\delta = 9,87(1-\alpha+\beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2$; α и β — коэффициенты, определяемые по табл. 8.3 в зависимости от типов сечений для различных типов кривой устойчивости.

При значениях $\bar{\lambda} < 0,4$ для всех типов кривой устойчивости допускается принимать $\varphi = 1$.

Зависимость радиуса инерции от типа сечения приближенно выражается формулами:

$$i_x = k_1 h;\ i_y = k_2 b,$$

где h и b — высота и ширина сечения; k_1 и k_2 — коэффициенты для определения соответствующих радиусов инерции для наиболее распространенных сечений (приведены в табл. 8.1).

Отсюда определяют требуемые генеральные размеры сечения колонны:

$$h_{тр} = i_{тр}/k_1;\ b_{тр} = i_{тр}/k_2. \qquad (8.24)$$

Ранее отмечалось, что в сплошных колоннах двутаврового сечения коэффициент k_1 примерно в 2 раза больше коэффициента k_2, поэтому определяют требуемый размер b, а размер h принимают по конструктивным соображениям, руководствуясь, например, возможностью размещения между полками колонны полки балки при примыкании ее к стенке или возможностью приварки автоматом (трактором) полок к стенке (см. рис. 4.33) и т. п.

Установив генеральные размеры сечения b и h, подбирают толщину поясных листов (полок) и стенки исходя из требуемой площади колонны $A_{тр}$ и условии местной устойчивости. Отношения ширины элементов сечения (полок, стенки) к их толщине подбирают так, чтобы они были меньше предельных соотношений, устанавливаемых с точки зрения равноустойчивости стержня в целом и его элементов.

В первом приближении обычно не удается подобрать рациональное сечение, так как исходное значение гибкости было задано произвольно. Выяснив несоответствие, указанные значения корректируют. Если заданная гибкость λ принята очень большой, то получается слишком значительная площадь сечения при сравнительно небольших размерах b или h; следовательно, надо изменить сечение, одновременно уменьшив площадь $A_{тр}$, т. е. уменьшить принятую гибкость.

Если принятая гибкость чрезмерно мала, то получается слишком малая площадь при сильно развитом сечении; тогда $A_{тр}$ следует увеличить, уменьшив габаритные размеры сечения.

Откорректировав значения A, b и h, производят проверку сечения, определяя $i_x = k_1 h$; $i_y = k_2 b$; $\lambda_{max} = l_{ef}/i_{min}$; φ_{min}:

$$N/(\varphi_{min}A) \le R_y\gamma_c. \qquad (8.25)$$

Если необходимо, вносят еще одну поправку в размеры сечения, обычно последнюю.

После окончательного подбора сечения его проверяют по формуле (8.25). При этом коэффициент φ_{min} берут по действительной наибольшей гибкости, для вычисления которой находят фактический момент инерции и радиус инерции принятого сечения колонны:

$$i_x = \sqrt{I_x/A} \text{ и } i_y = \sqrt{I_y/A}.$$

При незначительных усилиях в колонне ее сечение подбирают по предельной гибкости $[\lambda]$, установленной нормами, для чего определяют минимально возможный радиус инерции $i_{min} = l_{ef}/[\lambda]$ и, установив по нему наименьшие размеры сечения

$$h_{min} = i_{min}/k_1;\ b_{min} = i_{min}/k_2, \qquad (8.26)$$

окончательно подбирают сечение исходя из наименьшей возможной толщины элементов (по условиям местной устойчивости).

Соединения пояса со стенкой в центрально сжатом элементе составного сплошного сечения следует рассчитывать на сдвиг от условной поперечной силы Q_{fic}, определяемой по формуле (8.20).

В колоннах, работающих на центральное сжатие, сдвигающие усилия между стенкой и поясами незначительны, так как поперечная сила, возникающая от случайных воздействий, невелика. Поэтому поясные швы в колоннах принимаются конструктивно в зависимости от марки стали и толщины свариваемых элементов (см. табл. 38* [7]).

В колоннах, не эксплуатируемых в средне- и сильно агрессивных средах и не возводимых в климатических районах I_1, I_2, II_2 и II_3 при температуре ниже −50 °С поясные швы, согласно рекомендациям, можно выполнять односторонними. Толщину стенки колонны следует принимать возможно меньшей, так как сечение стенки, практически не увеличивая момента инерции относительно оси y, лежащей в плоскости стенки, увеличивает площадь сечения и, следовательно, уменьшает радиус инерции $i_y = \sqrt{I_y / A}$ и соответственно повышает гибкость колонны. Однако в случае прикрепления мощных балок стенка не должна быть чрезмерно тонкой, так как она может оказаться перенапряженной в месте прикрепления балок.

Минимальную толщину стенки принимают из условия обеспечения ее местной устойчивости. Устойчивость стенок центрально сжатых колонн сплошного сечения, как правило, считают обеспеченной, если условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_f)\sqrt{R_y / E} \qquad (8.27)$$

не превышает значений предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uw}$, определяемой по формулам из табл. 27 СНиП [7]. Для двутаврового сечения см. также формулу (2.71).

Если по конструктивным соображениям отношение h_{ef}/t_w принимается больше предельных, то стенку следует укреплять продольным ребром (рис. 8.12), которое препятствует потере устойчивости стенки, пересекая появляющиеся волны выпучивания. В этом случае за расчетную высоту стенки h_{ef} принимают расстояние от ребра до полки стержня.

Ребро может быть парным или расположенным с одной стороны. При укреплении стенки парным ребром предельные значения $\bar{\lambda}_{uw}$ следует умножать на коэффициент β, определяемый при $I_r/(h_{ef}t_w^3) \le 6$ по формуле

$$\beta = 1 + 0,4\frac{I_r}{h_{ef}t_w^3}\left(1 - 0,1\frac{I_r}{h_{ef}t_w^3}\right), \qquad (8.28)$$

где I_r — момент инерции сечения продольного ребра.

При расположении ребра с одной стороны стенки его момент инерции должен вычисляться относительно оси, совмещенной с ближайшей гранью стенки.

Продольное ребро жесткости следует включать в расчетное сечение площади стержня. В случае выполнения продольного ребра стенки в виде гофра и при вычислении площади сечения A следует учитывать развернутую длину гофра.

Стенки допускается укреплять односторонними поперечными ребрами жесткости из одиночных уголков, приваренных к стенке пером. Для укрепления

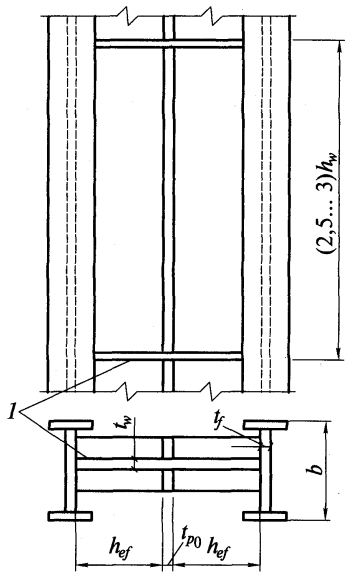


Рис. 8.12. Поперечные и продольные ребра жесткости в стержне сплошной колонны:

1 — диафрагма

контура сечения и стенки колонны при $h_{ef}/t_w \geq 2,2\sqrt{E/R_y}$ ставят поперечные ребра жесткости на расстоянии $(2,5...3,0)h_{ef}$, но не реже, чем через 4 м одно от другого; на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер.

Иногда по условиям гибкости колонны (например, при большой высоте колонн) приходится проектировать ее сечение с широкими полками, которые при недостаточной толщине могут оказаться неустойчивыми. В этих случаях для обеспечения устойчивости полок целесообразно укрепить их продольными ребрами, приваренными по кромкам (см. рис. 8.12). Эти ребра проектируют непрерывными по всей высоте колонны и при расчете вводят в состав сечения. В колоннах из тонких элементов ребра могут быть заменены отгибами.

Устойчивость поясных листов и полок центрально сжатых колонн двутаврового и таврового сечения обеспечена, если условная гибкость свеса пояса (полки) $(b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y/E}$ не превышает предельной условной гибкости свеса пояса (полки) $\bar{\lambda}_{uf}$, определенной по формуле (2.69). Для других сечений см. табл. 29* [7].

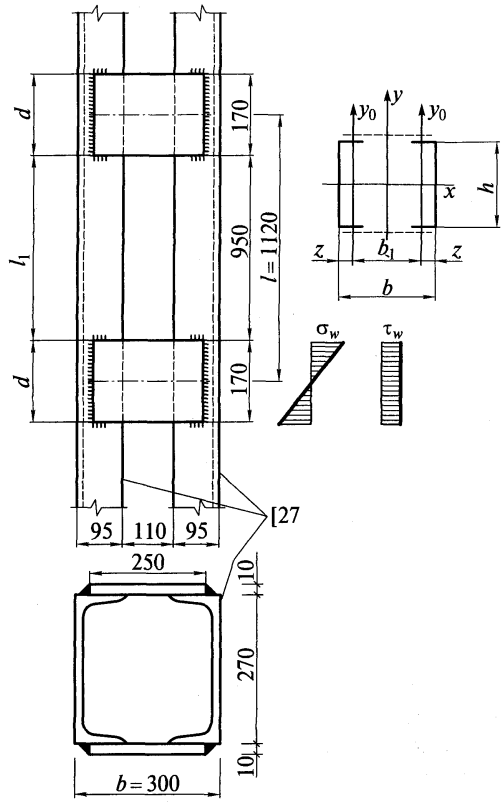


Рис. 8.13. Стержень колонны с планками

8.5.2. Сквозные колонны. При подборе сечения сквозной колонны (см. рис. 8.4—8.8) устойчивость ее относительно свободной оси проверяется по приведенной гибкости

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}, \tag{8.29}$$

где $\lambda_y = l_{ef}/i_y$; $\lambda_1 = l_1/i_1$ — гибкость ветви (рис. 8.13); вследствие деформативности решеток $\lambda_{ef} > \lambda_y$.

Приведенная гибкость зависит от расстояния между ветвями, устанавливаемого в процессе подбора сечения. Расстояние между ветвями отвечает требованиям равноустойчивости сквозной колонны относительно осей x и y, если приведенная гибкость равна гибкости относительно материальной оси x:

$$\lambda_{ef} = \lambda_x.$$

Подбор сечения сквозной колонны начинается с расчета на устойчивость относительно материальной оси x, т.е. с определения требуемой площади сечения по формуле

$$A_{\text{тр}} = N/(\varphi R_y \gamma_c). \tag{8.30}$$

Так же как и при подборе сечения сплошных колонн, надо задаться гибкостью, чтобы получить из таблицы прил. 8 коэффициент устойчивости (продольного изгиба) φ.

Благодаря более рациональному распределению материала в сечении сквозных колонн расчетная гибкость у них бывает несколько меньше, чем у сплошных (при равных условиях). Для сквозных колонн с расчетной нагрузкой до 1500 кН длиной 5—7 м

можно задаться гибкостью $\lambda = 90...60$, для более мощных колонн с нагрузкой 2500—3000 кН можно принять гибкость $\lambda = 60...40$.

Задавшись гибкостью λ и определив по ней коэффициент φ, по формуле (8.30) получаем требуемые площадь и радиус инерции относительно материальной оси x (так как гибкость относительно материальной оси равна, расчетной гибкости).

Определив требуемые площадь и радиус инерции, подбираем по сортаменту соответствующий им профиль швеллера или двутавра. Если эти значения по сортаменту не будут совпадать в одном профиле, что бывает при неудачно заданной гибкости, то нужно взять профиль, в котором $A_{тр}$ и i_x имели бы значения, наиболее близкие к найденным.

Приняв сечение, проверяем его пригодность по формуле

$$N/(\varphi_x A) \le R_y \gamma_c, \tag{8.31}$$

где коэффициент φ_x определяем по действительной гибкости $\lambda_x = l/i_x$.

Если сечение подобрано удовлетворительно, то следующим этапом является определение расстояния b между ветвями из условия равноустойчивости

$$\lambda_{ef} = \lambda_x.$$

Приведенная гибкость λ_{ef} определяется по формулам (8.10)—(8.12) в зависимости от типа решетки.

В колоннах с планками рекомендуется принимать гибкость ветви $\lambda_1 = 30...40$. Задавшись λ_1 и исходя из формулы (8.29), находим требуемое значение гибкости относительно свободной оси

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}. \tag{8.32}$$

Необходимо иметь $\lambda_1 < \lambda_y$, так как в противном случае возможна потеря несущей способности ветви ранее потери устойчивости колонны в целом.

Определив гибкость λ_y, находим соответствующий ей радиус инерции $i_y = l_{ef}/\lambda_y$ и расстояние между ветвями, которое связано с радиусом инерции отношением $b = i_y/k_2$. Коэффициент k_2 зависит от типа сечения ветвей и берется по табл. 8.1. Значение b должно быть увязано с допустимым габаритом колонны, а также с необходимым зазором между полками ветвей.

Чтобы определить приведенную гибкость в колоннах с раскосной решеткой, задаются сечением раскосов A_d. Имея отношение A/A_d, в зависимости от типа решетки определяют приведенную гибкость λ_{ef}, а затем i_y и b.

Для проверки устойчивости нужно скомпоновать сечение стержня, установить расстояние между планками и по приведенной гибкости определить коэффициент φ_y.

Затем производится проверка колонны на устойчивость относительно оси y по формуле

$$N/(\varphi_y A) \le R_y \gamma_c. \tag{8.33}$$

Если коэффициент φ_y больше коэффициента φ_x, то проверка устойчивости относительно оси y по формуле (8.33) не нужна.

В колоннах с решетками должна быть также проверена устойчивость отдельной ветви на участке между смежными узлами решетки. В колоннах с решетками в четырех плоскостях с поясами и решеткой из одиночных уголков расчетные длины поясов и раскосов зависят от типа решетки, конструкции прикрепления раскоса к поясу и отношения погонных жесткостей пояса и решетки. Значения расчетных длин принимаются по нормам. Установив окончательное сечение сквозной колонны, переходят к расчету решетки.

8.5.3. Расчет безраскосной решетки (планок). Расстояние между планками определяется принятой гибкостью ветви и радиусом инерции ветви

$$l_1 = \lambda_1 i_{y1}. \tag{8.34}$$

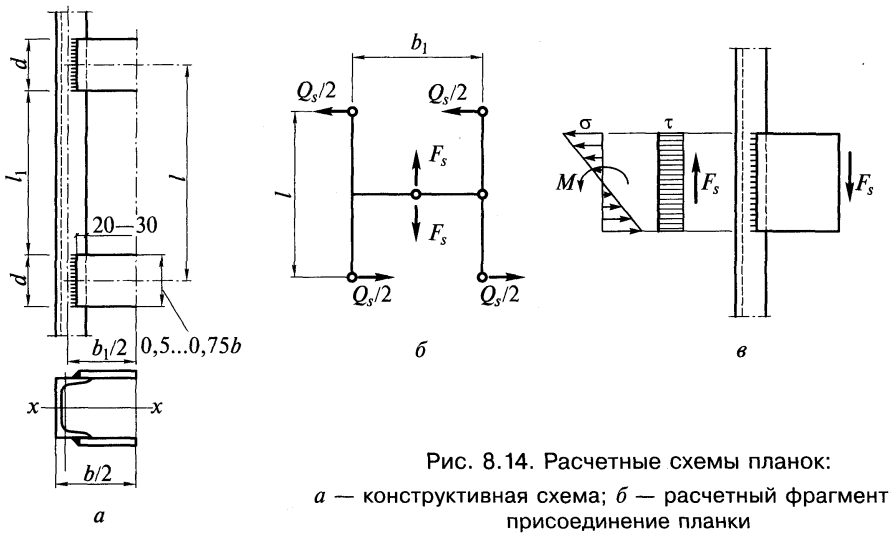


Рис. 8.14. Расчетные схемы планок:
а — конструктивная схема; *б* — расчетный фрагмент; *в* — присоединение планки

В сварных колоннах за расчетную длину ветви принимают расстояние между планками в свету (рис. 8.14).

Расчет планок состоит в проверке их сечения и расчете прикрепления их к ветвям. Планки работают на изгиб от действия перерезывающей силы Q_s, которая определяется из условия равновесия вырезанного узла колонны (см. рис. 8.9):

$$Q_s l/2 = F_s b_1/2, \tag{8.35}$$

где Q_s — поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости, равная при двух системах планок половине поперечной силы стержня колонны, вычисленной по формуле (8.20) или взятой из табл. (8.2); l — расстояние между осями планок; b_1 — расстояние между ветвями в осях.

Отсюда

$$F_s = Q_s l/b_1. \tag{8.36}$$

Высоту планки h обычно определяют из условия ее прикрепления. Учитывая, что вывод формулы приведенной гибкости основан на наличии жестких планок, ширину планок не следует принимать слишком малой; обычно эта ширина устанавливается в пределах $(0{,}5...0{,}75)b$, где b — ширина колонны.

Толщина планок берется конструктивно от 6 до 10 мм в пределах $(^1/_{10}...^1/_{15})h$ (см. рис. 8.13).

В месте прикрепления планок действуют поперечная сила F_s и изгибающий момент

$$M_s = F_s(b_1/2). \tag{8.37}$$

В сварных колоннах планки прикрепляются внахлестку и привариваются угловыми швами, причем планки заводят на ветви на 20—30 мм (см. рис. 8.13).

Прочность углового шва определятся по равнодействующей напряжения от изгибающего момента и поперечной силы. При расчетном сечении по металлу шва

$$\sqrt{\sigma_{wf}^2 + \tau_{wf}^2} \le R_{wf}\gamma_c,$$

где $\sigma_{wf} = M_s/W_{wf}$; $\tau_{wf} = F_s/A_{wf}$; F_s и M_s — соответственно поперечная сила и изгибающий момент в месте прикрепления планки; W_{wf} — момент сопротивления, равный $\beta_f k_f l_w^2/6$; $A_{wf} = \beta_f k_f l_w$.

При расчетном сечении по металлу границы сплавления

$$\sqrt{\sigma_{wz}^2 + \tau_{wz}^2} \le R_w$$

где $\sigma_{wz} = M_s / W_{ws}$; $\tau_{wz} = F_s / A_{ws}$; $W_{ws} = \beta_z k_f l_w^2 / 6$; $A_{ws} = \beta_z k_f l_w$.

В том случае, когда ветви колонны соединяются решеткой, расчет решеток выполняют как расчет решеток ферм.

Элементы раскосной решетки колонн работают на осевые силы от продольной деформации стержня и от поперечной силы при изгибе колонны.

8.6. Базы колонн

8.6.1. Типы и конструктивные особенности баз. Конструкция базы должна отвечать принятому в расчетной схеме колонны способу сопряжения ее с фундаментом. При шарнирном сопряжении база при действии случайных моментов должна иметь возможность некоторого поворота относительно фундамента, при жестком сопряжении необходимо обеспечить сопряжение базы с фундаментом, не допускающее поворота.

По конструктивному решению базы могут быть с траверсой (рис. 8.15, *а*), с фрезерованным торцом (рис. 8.15, *б*) и с шарнирным устройством в виде центрирующей плиты (рис. 8.15, *в*).

При сравнительно небольших расчетных усилиях в колоннах (до 4000—5000 кН) чаще применяются базы с траверсами. Траверса воспринимает нагрузку от стержня колонны и передает ее на опорную плиту.

Чтобы повысить равномерность передачи давления с плиты на фундамент, жесткость плиты увеличивают дополнительными ребрами между ветвями траверсы (рис. 8.16, *а*). В легких колоннах роль траверсы могут выполнять консольные ребра, приваренные к стержню колонны и опорной плите (рис. 8.16, *б*). В колоннах с большими расчетными усилиями (6000—10 000 кН и более) целесообразно фрезеровать торец колонны и поверхности плиты. В этом случае траверса и ребра отсутствуют и плита, чтобы равномерно передать нагрузку на фундамент, должна иметь значительную толщину. Конструкция базы с фрезерованным торцом значительно проще и позволяет вести монтаж более простым, безвыверочным способом.

Базы с шарнирным устройством (см. рис. 8.15, *в*) четко отвечают расчетной схеме, но из-за большей сложности монтажа в колоннах применяются редко.

При шарнирном сопряжении колонны с фундаментом анкерные болты ставятся лишь для фиксации проектного положения колонны и закрепления ее в процессе монтажа. Анкеры в этом случае прикрепляются непосредственно к опорной плите базы. Благодаря гибкости плиты обеспечивается необходимая податливость сопряжения при действии случайных моментов (см. рис. 8.16, *а*, *б*). При жестком сопряжении анкеры прикрепляются к стержню колонны через выносные консоли и затягиваются с напряжением, близким к расчетному сопротивлению, что устраняет возможность поворота колонны (рис. 8.16, *в*).

Диаметр анкерных болтов d при шарнирном сопряжении принимают равным 20—30 мм, а при жестком $d = 24...36$ мм. Для возможности некоторой передвижки колонны

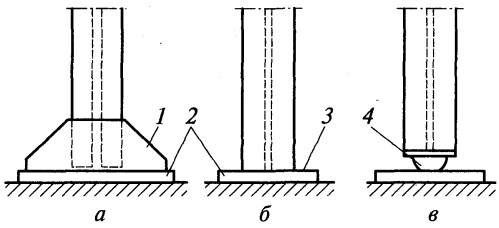


Рис. 8.15. Типы баз колонн:

а — при наличии траверсы; *б* — с фрезерованным торцом; *в* — танценциальная опора; *1* — траверса; *2* — плита; *3* — фрезеровка; *4* — центрирующая плита

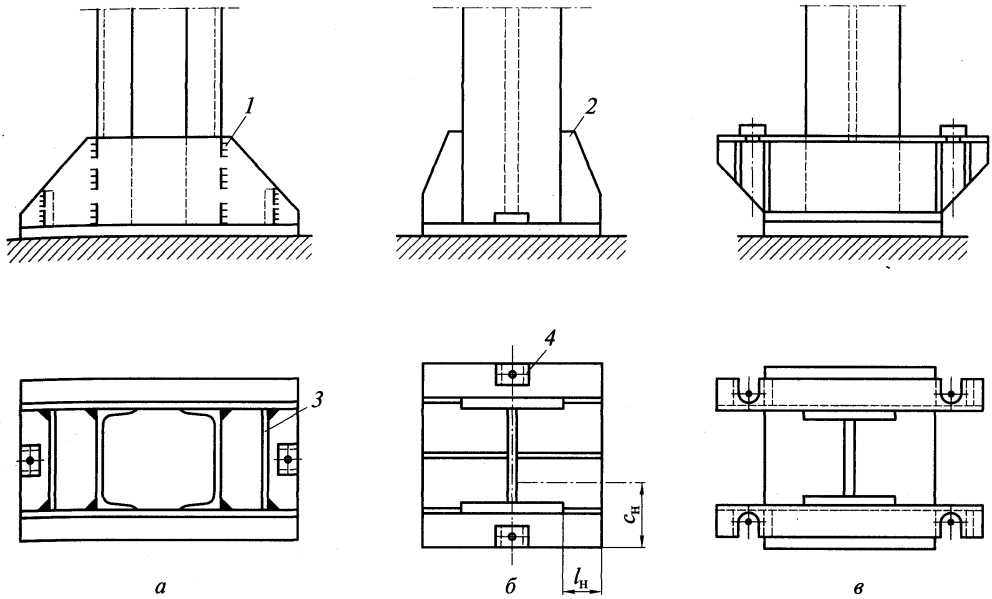


Рис. 8.16. Базы центрально сжатых колонн:

а — с траверсами; *б* — с фасонками; *в* — при жесткой опоре колонны на фундамент; *1* — траверса; *2* — консольное ребро; *3* — диафрагма; *4* — анкерная шайба

в процессе ее установки диаметр отверстия для анкерных болтов принимают в 1,5—2 раза больше диаметра анкеров. На анкерные болты надевают шайбы с отверстием, которое на 3 мм больше диаметра болта, и после натяжения болта гайкой шайбу приваривают к базе.

8.6.2. Расчет и конструктивное оформление баз с траверсой и баз с консольными ребрами. После выбора типа базы расчетом устанавливают размеры опорной плиты в плане и ее толщину (рис. 8.17).

При площади опорной плиты A_{f1}, значительно меньшей обреза фундамента A_{f2}, расчетное сопротивление сжатию материала фундамента повышается, и бетон фундамента работает на локальное сжатие (смятие).

Площадь смятия A_{f1} определяют из условия

$$N \leq \psi R_{b,loc} A_{f1}, \tag{8.38}$$

где ψ — коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки по площади смятия. При равномерно распределенной нагрузке $\psi = 1$; $R_{b,loc}$ — расчетное сопротивление бетона смятию;

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b, \tag{8.39}$$

где R_b — расчетное сопротивление тяжелого мелкозернистого и легкого бетонов для предельных состояний первой группы на осевое сжатие (призменная прочность) (табл. 8.4); $\alpha = 1$ для бетонов класса ниже В25; $\varphi_b = \sqrt[3]{A_{f2}/A_{f1}}$; φ_b принимают не больше 2,5 для бетонов класса выше В7,5 и не больше 1,5 для бетонов классов В3,5; В5; В7,5.

Требуемая площадь плиты

$$A_{f1,тр} = N/(\psi R_{b,loc}). \tag{8.40}$$

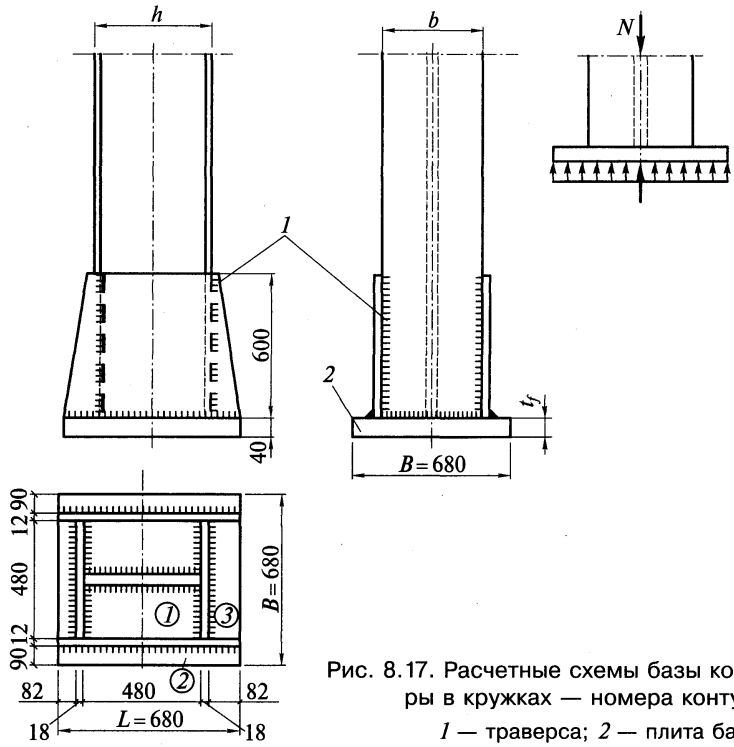


Рис. 8.17. Расчетные схемы базы колонны (цифры в кружках — номера контуров):
1 — траверса; *2* — плита базы

Размеры плиты B и L определяются в пределах требуемой площади и по конструктивным соображениям в зависимости от размещения ветвей траверсы или укрепляющих плиту ребер.

Плита работает, как пластинка на упругом основании, воспринимающая давление от ветвей траверсы и ребер. Опыты показали, что давление на фундамент распределяется неравномерно, с пиками в местах передачи нагрузки. Однако для простоты расчета давление под плитой принимается равномерно распределенным. Плиту рассчитывают как пластину, нагруженную снизу равномерно распределенным давлением фундамента и опертую на элементы сечения стержня и базы колонны (ветви, траверсы, диафрагмы, ребра и т.п.).

В соответствии с конструкцией базы плита может иметь участки, опертые на четыре канта — контур *1*, на три канта — контур *3* и консольные — контур *2* (см. рис. 8.17).

Наибольшие изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 см, в пластинках, опертых на три или четыре канта, определяют по формуле

$$M = \alpha q a^2, \tag{8.41}$$

где q — расчетное давление на 1 см^2 плиты, равное напряжению в фундаменте под плитой.

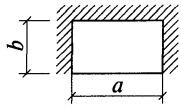
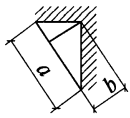
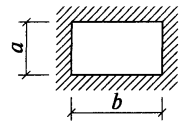
Таблица 8.4

Расчетное сопротивление бетона R_b

Класс бетона	В3,5	В5	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30
R_b, кН/см^2 = $R_{b,loc}$, кН/см^2	0,21	0,28	0,45	0,6	0,75	0,85	1,15	1,45	1,7

Таблица 8.5

Коэффициенты для расчета на изгиб плит, опертых на два, три или четыре канта

Расчетная схема и расчетные размеры участка	Значения α при отношении размеров b/a, равном									
	0,5	0,7	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	> 2
1. 	0,060	0,088	0,107	0,112	0,120	0,126	0,129	0,131	0,132	0,133
2. 										
3. 	—	—	—	0,048	0,063	0,075	0,086	0,094	0,100	0,125

Примечания: 1. В расчетных схемах 1 и 2 размером a обозначен свободный край, в схеме 3 — размер меньшей стороны.

2. Для участка, опирающегося на два канта (на две стороны), значение следует определять при $b/a < 0{,}5$ как для консоли длиной b.

Коэффициенты α, полученные акад. Б. Г. Галеркиным, приведены в табл. 8.5 (α — коэффициент, зависящий от отношения сторон b/a).

Значения a и b определяют для размеров в свету. Для участка, опирающегося на три стороны, значения α в запас прочности находят при $b/a < 0{,}5$ как для консоли длиной b по формуле $M = qb^2/2$.

При отношении сторон $b/a \geq 2$ при опирании плиты на четыре канта изгибающий момент определяется как для однопролетной балочной плиты по формуле $M = qa^2/8$.

По наибольшему из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов определяется момент сопротивления плиты шириной 1 см $W_f = 1t_f^2/6 = M_{\max}/R_y$, по нему вычисляется требуемая толщина плиты

$$t_f \geq \sqrt{6M_{\max}/R_y}. \qquad (8.42)$$

Обычно толщину плиты принимают в пределах 20—40 мм. При резком отличии моментов по величине на различных участках плиты надо внести изменения в схему опирания плиты, чтобы по возможности выравнять значения моментов, что должно привести к облегчению базы.

Усилие от стержня колонны передается на траверсу через сварные швы, длина которых и определяет высоту траверсы h. Если ветви траверсы прикрепляются к стержню колонны четырьмя швами, то получить требуемую высоту траверсы при $\gamma = 1$ и $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$ можно по следующей формуле:

$$l_w = N/(4k_f\beta_f R_{wf}); \; h = l_w + 1 \text{ см}. \qquad (8.43)$$

Высота углового шва принимается не более 1—1,2 толщины траверсы, которая из конструктивных соображений устанавливается равной 10—16 мм. Высоту траверсы следует принимать не больше $85\beta_f k_f$.

Швы, прикрепляющие ветви траверсы к опорной плите, рассчитывают на полное усилие, действующее в колонне. При опирании плиты на три или четыре канта линии раздела передачи давления принимаются по биссектрисам углов. Прикрепление консольных ребер к стержню колонны (см. рис. 8.16, *б*) рассчитывается на момент и поперечную силу.

Момент в плоскости ребра (консоли)

$$M = qC_к l_к^2/2, \tag{8.44}$$

где $C_к$ — ширина грузовой площади; $l_к$ — вылет консоли.

Поперечная сила в месте прикрепления консоли

$$Q_к = qC_к l_к.$$

Если ребра крепят к стержню колонны угловыми швами, то швы проверяют по равнодействующей напряжений от изгиба и поперечной силы:

по металлу шва

$$\tau_{wf} = \sqrt{\sigma_{w1}^2 + \tau_{w1}^2} \le R_{wf}\gamma_c;$$

по металлу границы сплавления

$$\tau_{wz} = \sqrt{\sigma_{wz}^2 + \tau_{wz}^2} \le R_{wz}\gamma_c,$$

если стыковыми швами, то по приведенным напряжениям

$$\sigma_w = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \le 1{,}15R_{wy}\gamma_c.$$

8.6.3. Расчет и конструктивное оформление базы с фрезерованным торцом стержня колонны. При фрезерованном торце стержня колонны (рис. 8.18) плиту обычно принимают квадратной со стороной

$$B = \sqrt{N/(\psi R_{b,loc})}. \tag{8.45}$$

Так как свесы плиты не укреплены, то плита иногда получается значительной толщины, толще обычного прокатного листа (40—50 мм). В связи с этим возможно применение литых плит или слябов.

Для точной фиксации положения мощной колонны по высоте опорную плиту удобно устанавливать отдельно с помощью трех установочных винтов (рис. 8.18, *а*). После

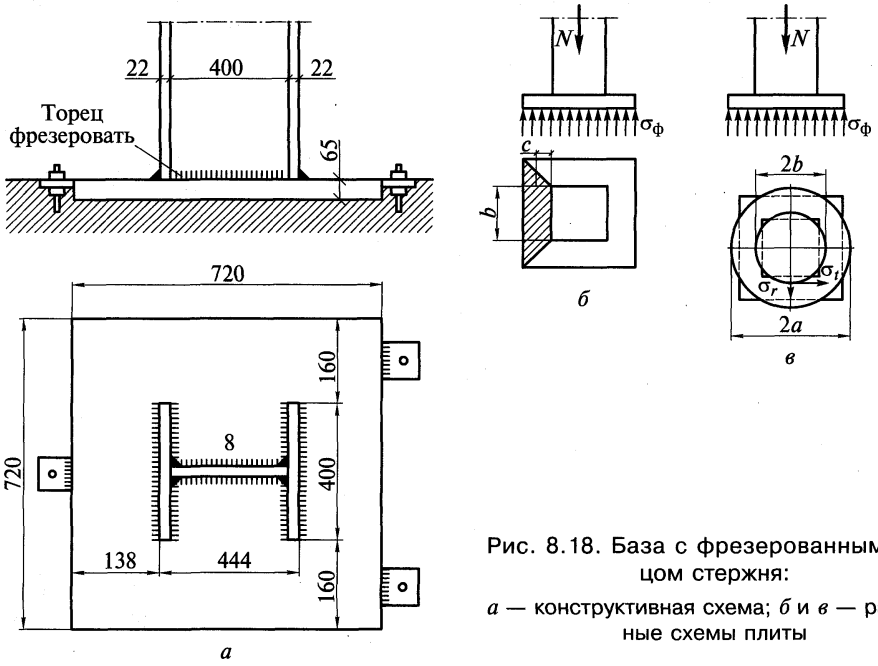


Рис. 8.18. База с фрезерованным торцом стержня:

а — конструктивная схема; *б* и *в* — расчетные схемы плиты

Таблица 8.6

Коэффициенты для расчета плиты как круглой пластинки под фрезерованным торцом колонны

$\beta = b/a$	0,3	0,4	0,5	0,6
k_r	0,0815	0,0517	0,0331	0,0200
k_τ	0,1020	0,0752	0,0541	0,0377

выверки плиты и заливки ее до верхнего обреза бетоном на нее устанавливают стержень колонны.

Плита при фрезерованном торце стержня колонны работает как пластинка на упругом основании, воспринимающая давление, сконцентрированное на участке, ограниченном контуром стержня (рис. 8.18, *б*).

Ведя расчет в запас прочности, можно определить изгибающий момент в плите по кромке колонны, рассматривая трапецеидальный участок плиты как консоль шириной b (у сопряжения с колонной),

$$M = \sigma_ф A c, \tag{8.46}$$

где $\sigma_ф$ — напряжение в фундаменте под плитой базы; A — площадь трапеции, заштрихованная на рис. 8.18, *б*; c — расстояние от центра тяжести трапеции до кромки колонны.

Требуемая толщина плиты

$$t_f = \sqrt{6M/(bR_y)}. \tag{8.47}$$

Точный расчет, учитывающий фактический пространственный изгиб плиты, для прямоугольной пластинки весьма сложен, однако он может быть упрощен, если заменить прямоугольную плиту и сечение колонны равновеликими им по площади кругами (рис. 8.18, *в*).

В каждой точке такой пластины возникают моменты: M_r — в радиальном направлении и M_τ — в тангенциальном направлении при ширине расчетного элемента 1 см:

$$M_r = k_r N, \text{ кН·см}; \qquad M_\tau = k_\tau N, \text{ кН·см}, \tag{8.48}$$

где N — полное расчетное давление колонны на плиту, кН; k_r и k_τ — коэффициенты, зависящие от отношения радиуса колонны к радиусу плиты $\beta = b/a$.

Значения k_r и k_τ для точек, лежащих на границе плиты и колонны, приведены в табл. 8.6.

По найденным моментам определяют напряжения:

нормальные

$$\sigma_r = 6M_r / t_f^2; \; \sigma_\tau = 6M_\tau / t_f^2; \tag{8.49}$$

касательные

$$\tau = N/2\pi b t_f. \tag{8.50}$$

Приведенное напряжение проверяют по формуле

$$\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_\tau^2 - \sigma_r\sigma_\tau + 3\tau^2} \le 1{,}15 R_y \gamma_c. \tag{8.51}$$

Расчет плиты как консоли следует производить при $b/a \le 0{,}5$; если $b/a > 0{,}5$, то правильнее рассматривать плиту как круглую пластинку.

Для восприятия напряжений от случайных моментов и поперечных сил прикрепление стержня колонны с фрезерованным торцом к плите условно рассчитывается на усилие, составляющее 15 % общего давления.

8.7. Оголовки колонн и сопряжение балок с колоннами

8.7.1. Типы сопряжений. Сопряжение балок с колоннами может быть свободное (шарнирное) и жесткое. Свободное сопряжение передает только вертикальные нагрузки. Колонны в этом случае должны быть закреплены во время эксплуатации и монтажа от горизонтальных смещений защемлением в фундаменте или системами вертикальных связей. Жесткое сопряжение балок с колоннами образует рамную систему, способную воспринимать горизонтальные воздействия и уменьшить расчетный момент в балках. В этом случае балки как правило примыкают к колонне сбоку.

8.7.2. Конструирование и расчет оголовков колонн. При свободном сопряжении балки обычно ставят на колонну сверху, что обеспечивает простоту монтажа. В этом случае оголовок колонны состоит из плиты и ребер, поддерживающих плиту и передающих нагрузку на стержень колонны (рис. 8.19). Подробно конструкция оголовка показана на рис. 7.29.

Если нагрузка передается на колонну через фрезерованные торцы опорных ребер балок, расположенных близко к центру колонны, то плита оголовка поддерживается снизу ребрами, идущими под опорными ребрами балок (рис. 8.19, *а* и *б*).

Ребра оголовка приваривают к опорной плите и к ветвям колонны при сквозном стержне или к стене колонны при сплошном стержне. Швы, прикрепляющие ребро оголовка к плите, должны выдерживать полное давление на оголовок. Проверяют их по формуле

$$\sigma = N/(\beta_f k_f \sum l_w) \le R_{wf}\gamma_c \text{ при } \beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz} \qquad (8.52)$$

или

$$\sigma = N/(\beta_z k_f \sum l_w) \le R_{wz}\gamma_c \text{ при } \beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}.$$

Высоту ребра оголовка $h_р$ определяют из условия требуемой длины швов, передающих нагрузку на стержень колонны (длина швов не должна быть больше $85\beta_f k_f$):

$$h_р = l_w + 1 \text{ см}.$$

Толщину ребра оголовка $t_р$ определяют из условия сопротивления на смятие под полным опорным давлением

$$\sigma = N/(l_р t_р) \le R_р\gamma_c, \qquad (8.53)$$

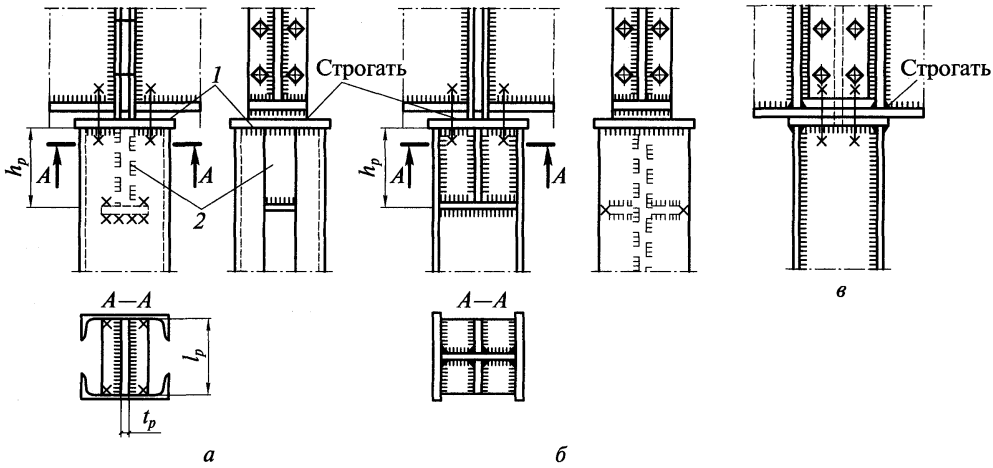


Рис. 8.19. Оголовки колонн при опирании балок сверху:

а — колонносквозная из прокатных швеллеров; *б* и *в* — сплошностенчатая двутавровая колонна; *1* — опорная плита; *2* — опорное ребро

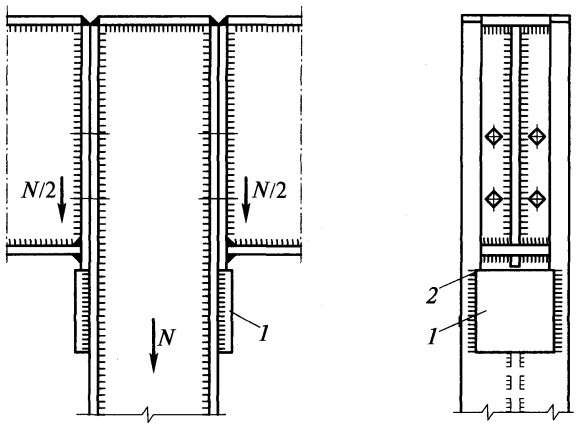


Рис. 8.20. Опирание балки на колонну сбоку:
1 — опорный столик из листа t = 25...40 мм; *2* — торец опорного ребра балки — строгать

где l_p — длина сминаемой поверхности, равная ширине опорного ребра балки плюс две толщины плиты оголовка колонны.

Назначив толщину ребра, следует проверить его на срез по формуле

$$\tau = N/(2h_p t_p) \le R_s \gamma_c. \qquad (8.54)$$

При малых толщинах стенок швеллеров сквозной колонны и стенки сплошной колонны их надо также проверить на срез в месте прикрепления к ним ребер (см. рис. 8.19, *б*). Можно в пределах высоты оголовка сделать стенку более толстой.

Чтобы придать жесткость ребрам, поддерживающим опорную плиту, и укрепить от потери устойчивости стенки стержня колонны в местах передачи больших сосредоточенных нагрузок, вертикальные ребра, воспринимающие нагрузку, обрамляют снизу горизонтальными ребрами.

Опорная плита оголовка передает давление от вышележащей конструкции на ребра оголовка и служит для скрепления балок с колоннами монтажными болтами, фиксирующими проектное положение балок. Толщина опорной плиты принимается конструктивно в пределах 20—25 мм.

При фрезерованном торце колонны давление от балок передается через опорную плиту непосредственно на ребра оголовка. В этом случае толщина швов, соединяющих плиту с ребрами так же, как и с ветвями колонны, назначается конструктивно. Большие опорные давления балок лучше передавать на колонну через ребра, расположенные над полками колонн (см. рис. 8.19, *в*).

Если балка крепится к колонне сбоку (рис. 8.20), вертикальная реакция передается через опорное ребро балки на столик, приваренный к полкам колонны. Торец опорного ребра балки и верхняя кромка столика пристрагиваются. Толщину столика принимают из листа толщиной 20—40 мм. Толщина столика должна быть больше толщины опорного ребра примерно на 10 мм.

Сварные швы, приваривающие столик к колонне, рассчитывают по формуле

$$\tau_w = 1{,}3N/(\beta_f k_f \sum l_w) \le R_{wf}\gamma_c \text{ при } \beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz} \qquad (8.55)$$

или

$$\tau_w = 1{,}3N/(b_z k_f \sum l_w) \le R_{wz}\gamma_c \text{ при } \beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}.$$

Коэффициент 1,3 учитывает возможную непараллельность торцов опорного ребра балки и столика из-за неточности изготовления, что приводит к неравномерному распределению реакции между вертикальными швами.

Чтобы балка не зависла на болтах и плотно стала на опорный столик, опорные ребра балки прикрепляют к стержню колонны болтами, диаметр которых должен быть на 3—4 мм меньше диаметра отверстий.

8.8. Примеры расчета

Пример 8.1. Требуется подобрать сечение сплошной центрально-сжатой колонны длиной (высотой) l = 6,5 м, защемленной внизу и шарнирно закрепленной вверху. Материал — сталь С245, расчетное усилие N = 5000 кН, коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$.

Расчетное сопротивление стали С245 (прил. 5):

$$R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем двутавровое сечение стержня колонны, сваренное из трех листов (рис. 8.21). Расчетная длина стержня $l_{ef} = 0{,}7l = 0{,}7 \cdot 6{,}5 = 4{,}55$ м. Задаемся гибкостью $\lambda = 40$.

Условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E} = 40\sqrt{24/(2{,}06 \cdot 10^4)} = 1{,}36 \approx 1{,}4$.

По табл. 8.3 определяем тип кривой устойчивости — тип «*b*». Находим соответствующее заданной гибкости значение коэффициента устойчивости φ (прил. 8). Для кривой типа «*b*» φ = 0,905. Требуемая площадь поперечного сечения колонны

$$A_{\text{тр}} = N/(\varphi R_y \gamma_c) = 5000/(0{,}905 \cdot 24) = 230{,}2 \text{ см}^2.$$

Радиус инерции сечения $i_{\text{тр}} = l_{ef}/\lambda = 455/40 = 11{,}38$ см.

По табл. 8.1 ширина сечения колонны $b_{\text{тр}} = i_{\text{тр}}/k_2 = 11{,}38/0{,}24 = 47{,}4$.

Принимаем сечение полки, равное 480×18 мм, сечение стенки 480×16 мм. Площадь поперечного сечения колонны: $2 \cdot 48 \cdot 1{,}8 + 48 \cdot 1{,}6 = 249{,}6$ см^2. Проверяем общую устойчивость колонны. Момент инерции сечения относительно оси *y* меньше момента инерции сечения относительно оси *x*, поэтому проверяем общую устойчивость колонны относительно оси *y*:

$$I_y = 2(1{,}8 \cdot 48^3/12) = 33\,177{,}6 \text{ см}^3.$$

Моментом инерции стенки относительно оси *y* пренебрегаем. Радиус инерции $i_y = \sqrt{33177{,}6/249{,}6} = 11{,}53$ см.

Гибкость $\lambda = l_{ef}/i_y = 455/11{,}53 = 39{,}46$.

Условная гибкость $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda\sqrt{R_y/E} = 39{,}46\sqrt{24/(2{,}06 \cdot 10^4)} = 1{,}35$.

Коэффициент устойчивости φ = 0,9094.

Проверка: $5000/(0{,}9094 \cdot 249{,}6) = 22{,}03 < 24$ кН/см^2.

Запас: $[(24 - 22{,}03)/24]100\,\% = 8{,}2 > 5\,\%$.

Корректируем сечение. Изменяем толщину стенки; t_w = 12 мм.

Измененное сечение колонны $A = 2 \cdot 48 \cdot 1{,}8 + 48 \cdot 1{,}2 = 230{,}4$ см^2; $i = \sqrt{33\,177{,}6/230{,}4} =$ $= 12$ см.

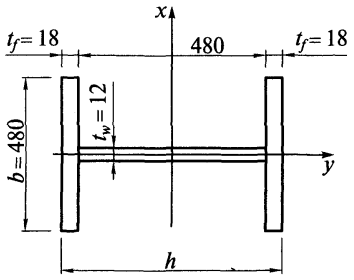
Гибкость $\lambda = 455/12 = 37{,}92$; условная гибкость $\bar{\lambda}_{ef} = 37{,}92\sqrt{24/(2{,}06 \cdot 10^4)} = 1{,}29$.

Коэффициент устойчивости φ = 0,916.

Проверка: $5000/(0{,}916 \cdot 230{,}4) = 23{,}69 < 24$ кН/см^2.

Запас: $[(24 - 23{,}64)/24]100\,\% = 1{,}50 < 5\,\%$.

Рис. 8.21. Схема колонны со сплошной стенкой



Принимаем сечение. Далее проверяем местную устойчивость стенки колонны.

Стенка колонны устойчива, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w)\sqrt{R_y/E}$ меньше или равна предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uw}$. По табл. 27 СНиП [7] предельная условная гибкость $\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15\bar{\lambda}^2 = 1,30 + 0,15 \cdot 1,29^2 = 1,55$; $\bar{\lambda}_w = (48/1,2)\sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 1,36 < 1,55$, следовательно, стенка устойчива.

Проверяем местную устойчивость поясных листов колонны. Устойчивость поясных листов центрально-сжатых элементов следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса сжатого пояса (полки) $\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y/E}$ не превышает значений предельной условной гибкости пояса $\bar{\lambda}_{uf}$.

По табл. 29* СНиП II-23-81* предельная условная гибкость $\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda} = 0,36 + 0,1 \cdot 1,29 = 0,489$; $\bar{\lambda}_f = [(48 - 1,2)/2/1,8]\sqrt{24/2,06 \cdot 10^4} = 0,444$; $\bar{\lambda}_f = 0,444 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,489$, т.е. устойчивость поясных листов (полок) обеспечена. Сечение подобрано.

Пример 8.2. Подобрать сечение центрально-сжатой сквозной колонны на планках. Материал колонны — сталь С245. Расчетная длина колонны l_{ef}= 6 м. Расчетное продольное усилие N = 1400 кН. Коэффициент условия работы γ_c = 1. Присоединение планок осуществляется ручной сваркой электродами Э42.

Задаемся гибкостью $\lambda = 60$. Для стали С245 расчетное сопротивление R_y = 240 МПа = = 24 кН/см^2 при $t \le 20$ мм.

Условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E} = 60\sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 2,04$. По табл. 8.3 для принятого сечения (из двух швеллеров) определяем тип кривой устойчивости в соответствии с типом сечения — тип «*b*». По таблице коэффициентов устойчивости при центральном сжатии условной гибкости $\bar{\lambda} = 2,04$ соответствует $\varphi = 0,820$.

Определяем требуемую площадь поперечного сечения, см^2:

$$A_{тр} = N/(\varphi R_y \gamma_c) = 1400/(0,82 \cdot 24 \cdot 1) = 71,1.$$

Принимаем сечение колонны из двух швеллеров 2[27 с общей площадью 2 · 35,2 = = 70,4 см^2 (см. рис. 8.13), i_x = 10,9 см.

Проверяем устойчивость колонны относительно материальной оси x: $\bar{\lambda}_x = (600/10,9) \times \sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 1,88$; γ_c = 1; φ = 0,843; 1400/(0,843 · 70,4) = 23,6 < 24 кН/см.

Запас [(24 – 23,6)/24]100 % = 1,7 %.

Коэффициент устойчивости φ_y относительно свободной оси y принимаем для кривой устойчивости типа «*b*» в зависимости от приведенной гибкости стержня $\bar{\lambda}_{ef}$.

Приведенную гибкость стержня сквозного сечения $\bar{\lambda}_{ef}$ определяем в зависимости от величины

$$n = I_{b1} b_1 / (I_d l),$$

где I_{b1} — момент инерции ветви относительно собственной оси; b_1 — расстояние между центрами тяжести ветвей колонны; I_d — момент инерции сечения планки относительно собственной оси x; l — расстояние между осями планок.

При значении $1/n \geq 5$ приведенная гибкость

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2},$$

где λ_y — гибкость сквозного стержня относительно оси y (см. формулу (8.29), а также табл. 7 в [7]).

Ширина колонны $b = 2b_f + a$; $a \geq 100$ мм — расстояние между ветвями, которое назначается из условия возможности окраски внутренней поверхности стержня; b_f — ширина полки ветви колонны; $b = 2 \cdot 95 + 110 = 300$ мм.

Расстояние между центрами тяжести сечения ветвей колонны $b_1 = b - 2z = 30 - 2 \cdot 2{,}47 = 25$ см $= 250$ мм. По сортаменту (приложение, табл. 5) для швеллера [27 $z = 2{,}47$ см. Радиус инерции относительно оси y

$$i_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{11524/70{,}4} = 12{,}8 \text{ см}.$$

Здесь момент инерции $I_y = 2[35{,}2(25/2)^2 + 262] = 11524$ см^4.

Гибкость $\lambda_y = 600/12{,}8 = 46{,}9$.

Задаемся высотой планки $d = 170$ мм $= 17$ см и толщиной планки $t_d = 1$ см, а также гибкостью ветви $\lambda_1 = 35$.

Момент инерции сечения планки относительно собственной оси x — $I_d = t_d d^3/12 = 1 \cdot 17^3/12 = 409$ см^4.

Радиус инерции ветви относительно собственной оси (по сортаменту) $i_{y0} = 2{,}73$ см; $l_1 = \lambda_1 i_{y0} = 35 \cdot 2{,}73 \cong 95$ см.

При высоте планки $d = 17$ см $= 170$ мм расстояние между осями планок $l = l_1 + d = 95 + 17 = 112$ см; $n = 262 \cdot 25/(409 \cdot 112) = 0{,}143$.

$1/n = 1/0{,}143 = 7 > 5$ и, следовательно, приведенная гибкость $\lambda_{ef} = \sqrt{46{,}9^2 + 35^2} = 58{,}5$.

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef} = 58{,}5\sqrt{24/(2{,}06 \cdot 10^4)} = 2$; $\varphi_y = 0{,}826$.

Проверка: $1400/(0{,}826 \cdot 70{,}4) = 24$ кН/см$^2 = R_y$.

Расчет соединительных планок производим на условную поперечную силу $Q_{fic} = 7{,}15 \times 10^{-6}[2330 - E/R_y]N/\varphi_y = 7{,}15 \cdot 10^{-6}[2330 - (2{,}06 \cdot 10^4/24)]1400/0{,}826 = 17{,}8$ кН.

Как правило, толщина планки зависит от величины катета угловых швов, прикрепляющих планку к ветвям колонны и принимается не менее 6 мм.

Условная поперечная сила, приходящаяся на одну ветвь колонны, $Q_s = Q_{fic}/2 = 17{,}8/2 = 8{,}9$ кН. Поперечная сила и момент, действующие в планке, $F_s = 8{,}9 \cdot 112/25 = 40$ кН; $M_s = Q_s l/2 = 8{,}9 \cdot 112/2 = 498{,}4$ кН·см.

Выполним расчет швов, соединяющих планку с ветвями колонны.

Расчетная длина швов, прикрепляющих одну планку: $17 - 1 = 16$ см $= 160$ мм.

Угловой шов проверяем на условный срез.

Равнодействующая напряжений:

$$\sqrt{\sigma_{Mw}^2 + \tau_{Fw}^2} \leq R_{wf}\gamma_c,$$

где σ_{Mw} — нормальные напряжения от момента; τ_{Fw} — срезывающие напряжения от поперечной силы.

Определим сечение швов, соединяющих планку со стержнем колонн. Сварка ручная электродами Э42.

Согласно табл. 3, 34, 51 и 56 СНиП [7] $R_{wf} = 18$ кН/см^2; $\beta_f R_{wf} = 0{,}7 \cdot 18 = 12{,}6$ кН/см^2; $\beta_z R_{wz} = \beta_z 0{,}45 R_{un} = 1 \cdot 0{,}45 \cdot 37 = 16{,}65 > \beta_f R_{wf}$.

Расчетным сечением является сечение по металлу шва.

Зададим катет шва $k_w = 10$ мм и $\gamma_c = 1$.

Момент сопротивления и площадь сечения шва: $W_{wf} = \beta_f k_f l^2_w/6 = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 16^2/6 = 29{,}9$ см^3; $A_{wf} = \beta_f k_f l_w = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 16 = 11{,}2$ см^2.

$\sigma_{Mw} = M_s/W_{wf} = 498{,}4/29{,}9 = 16{,}7$ кН/см^2; $\tau_{Fw} = F_s/A_{wf} = 40/11{,}2 = 3{,}57$ кН/см^2.

Проверка: $\sqrt{16,7^2+3,57^2}=17,1<R_{wf}=18$ кН/см^2.

Пример 8.3. Расчет базы сплошностенчатой колонны. Передача расчетного усилия на опорную плиту осуществляется через сварные швы (см. рис. 8.17).

Расчетное усилие с учетом массы колонны $N=5500$ кН. Бетон под плитой работает на смятие (локальное сжатие). Из условия (8.38) требуемая площадь плиты базы колонны $A_{f1,\text{тр}}=N/(\psi R_{b,loc})$. При центрально-сжатой колонне и значительной жесткости плиты напряжения под плитой в бетоне можно считать равномерно распределенными, чему соответствует $\psi=1$, $R_{b,loc}=\alpha\varphi_b R_b$.

Для бетона класса ниже В25 $\alpha=1$. Материал фундамента — бетон класса В10. По табл. 8.4 для бетона класса В10 расчетное сопротивление сжатию $R_b=0,6$ кН/см^2. Принимаем коэффициент φ_b равным 2. Тогда расчетное сопротивление смятию (локальному сжатию) равно $R_{b,loc}=1\cdot2\cdot0,6=1,2$ кН/см^2, а требуемая площадь плиты базы равна $5500/1,2=$ $=4583$ см^2. Считая в первом приближении плиту базы квадратной, будем иметь стороны плиты равными $B=L=\sqrt{4583}=67,7$ см (см. рис. 8.17). Принимаем размеры плиты $B=L=$ $=68$ см $=680$ мм. Уточняем площадь плиты $A_{loc}=68\cdot68=4624$ см. Напряжение под плитой $\sigma_b=5500/4624=1,19$ кН/см^2.

Плита работает на изгиб как пластинка, опертая на соответствующее число кантов (сторон). Нагрузкой является отпор фундамента. В плите имеются три участка. На участке *1* плита работает по схеме «пластинка, опертая на четыре канта». Соотношение сторон $b/a=48/23,4=2,05>2$. В этом случае плиту можно рассматривать как однопролетную балочную, свободно лежащую на двух опорах.

Изгибающий момент $M_1=\alpha qa^2$ (см. табл. 8.5), $M_1=0,125\cdot1,19\cdot23,4^2=81,45$ кН см. Нежелательно иметь толщину плиты больше 40 мм. Поэтому принимаем для плиты сталь более высокой прочности С345 с расчетным сопротивлением $R_y=30$ кН/см^2, что проще, чем ставить дополнительные ребра на участке *1*. Требуемая толщина плиты $t_f=\sqrt{6M_1/R_y}=\sqrt{6\cdot81,45/30}=4$ см $=40$ мм. Принимаем толщину плиты базы 40 мм. На участках *2* и *3* изгибающие моменты меньше, чем на участке *1*. На участке *2* плита работает как консоль длиной $c_2=(68-48-2\cdot1,2)/2=9$ см $=90$ мм, где 1,2 см — толщина траверсы.

Изгибающий момент на консольном участке плиты $M_2=qc_2^2/2=1,19\cdot9^2/2=48,2$ кН·см, что меньше M_1. На участке *3* плита оперта на три канта. Однако соотношение сторон участка *3* равно $8,2/48=0,17<0,5$. При таких соотношениях сторон участка плита работает тоже как консоль (см. табл. 8.5) с длиной консоли 8,2 см и. следовательно, момент на участке *3* меньше момента на участке *2*. M_1 является максимальным моментом, определяющим t_f. При заданном классе бетона принятое решение рационально. Уменьшение толщины плиты возможно при снижении класса бетона и выравнивании изгибающих моментов на участках *1*, *2* и *3*.

Расчет траверсы. Считаем в запас прочности, что усилие на плиту передается только через швы, прикрепляющие ствол колонны к траверсам, и не учитываем швы, соединяющие ствол колонны непосредственно с плитой базы. Траверса работает на изгиб как балка с двумя консолями. Высота траверсы определяется из условия прочности сварного соединения траверсы с колонной. Угловые швы рассчитываем на условный срез.

Сварка — полуавтоматическая в среде углекислого газа, материал — сталь С245. Сварку производим проволокой Св-08Г2С. По табл. 56 СНиП [7] расчетное сопротивление металла шва $R_{wf}=215$ МПа $=21,5$ кН/см^2. Расчетное сопротивление металла границы сплавления $R_{wz}=0,45R_{un}$. Для стали С245 $R_{un}=37$ кН/см^2 (прил. 5).

Определяем расчетное сечение соединения. По табл. 34 [7] определяем коэффициенты β_f и β_z. Задаемся катетом шва $k_f=14$ мм; $\beta_f=0,8$; $\beta_z=1$. Произведения $\beta_f R_{wf}=0,8\cdot21,5=$ $=17,2$ кН/см^2; $\beta_z R_{wz}=1\cdot0,45\cdot37=16,65$ кН/см$^2<\beta_f R_{wf}=17,2$ кН/см^2.

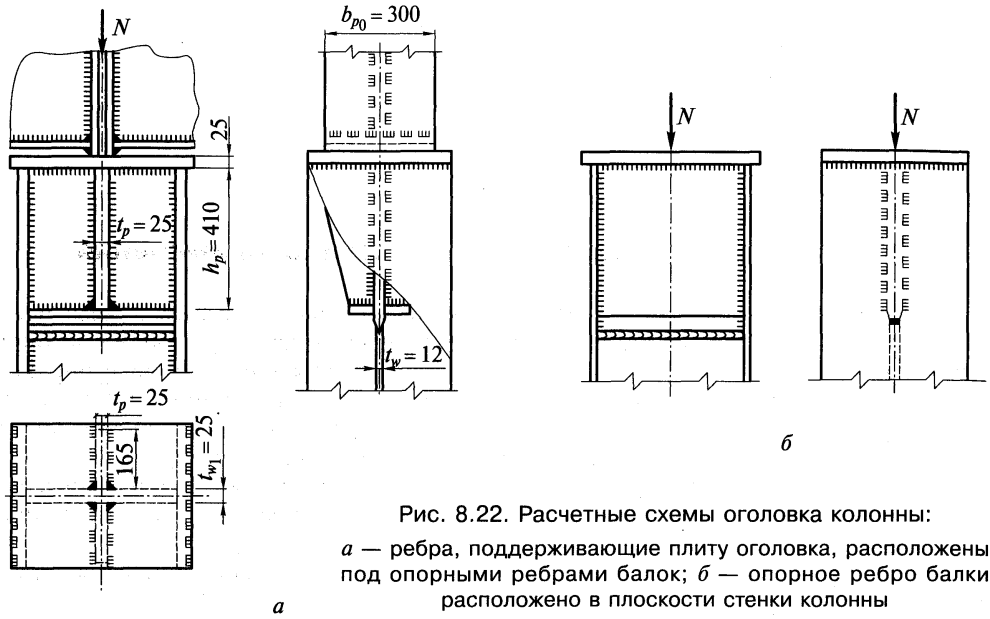


Рис. 8.22. Расчетные схемы оголовка колонны:

а — ребра, поддерживающие плиту оголовка, расположены под опорными ребрами балок; *б* — опорное ребро балки расположено в плоскости стенки колонны

Расчетным сечением является сечение по металлу границы сплавления. Расчетная длина шва $l_w = N/(4\beta_z k_f R_{wz}) = 5500/(4 \cdot 1 \cdot 1{,}4 \cdot 16{,}65) = 58{,}99$ см. Высота траверсы $h_т = l_w + 1 = 59{,}99$ см. Принимаем высоту траверсы 60 см = 600 мм. Проверяем прочность траверсы как балки с двумя консолями. Момент в середине пролета $M_т = (ql^2/8) - (qc^2/2) = 1{,}19(23{,}4/2 + 1{,}2 + 9{,}0)48^2/8 - 1{,}19 \cdot 34 \cdot 8{,}2^2/2 = 6145$ кН·см.

Момент сопротивления траверсы $W_т = 1{,}2 \cdot 60^2/6 = 720$ см^3. Напряжения $\sigma = 6145/720 = 8{,}5$ кН/см$^2 < 24$ кН/см$^2 = R_y$. Сечение траверсы принято.

Пример 8.4. Расчет оголовка колонны (рис. 8.22). На колонну со сплошной стенкой свободно сверху опираются балки. Усилие на стержень колонны передается опорными ребрами балок через плиту оголовка. Ширина опорных ребер балок $b_{p0} = 30$ см = 300 мм. На колонну действует продольная сила $N = 2800$ кН. Торец колонны фрезерован. Толщину плиты оголовка принимаем равной $t_f = 25$ мм. Сталь С255.

Плита поддерживается ребрами, приваренными к стенке колонны. Толщину ребер определяем из условия смятия. Требуемая площадь смятия $A_{см} = N/R_p$, где R_p — расчетное сопротивление торцевой поверхности на смятие (см. табл. 52* [7]); $A_{см} = 2800/33{,}6 = 83{,}33$ см^2. Усилие N передается на колонну на длине $l_{см} = b_{p0} + 2t_f = 30 + 2 \cdot 2{,}5 = 35$ см.

Толщина ребер $t_р = A_{см}/l_{см} = 83{,}33/35 = 2{,}38$ см. Принимаем толщину ребер $t_р = 25$ мм. Задаемся катетом шва $k_f = 10$ мм.

Сварка — полуавтоматическая в среде углекислого газа проволокой Св-08Г2С. По табл. 56 [7] находим расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 21{,}5$ кН/см^2. По табл. 34 [7] определяем коэффициенты $\beta_f = 0{,}9$ и $\beta_z = 1{,}05$.

Определяем расчетное сечение соединения: $\beta_f R_{wf} = 0{,}9 \cdot 21{,}5 = 19{,}35$; $\beta_z R_{wz} = 1{,}05 \cdot 0{,}45 R_{un} = 1{,}05 \cdot 0{,}45 \cdot 37 = 17{,}48$, что меньше $\beta_f R_{wf} = 19{,}35$. Расчетным сечением является сечение по металлу границы сплавления.

Определяем длину шва $l_w = N/(4\beta_z R_{wz}) = 2800/(4 \cdot 17{,}48) = 40$ см. Учитывая дефекты в концевых участках шва полную длину принимаем равной $l = 40 + 1 \approx 41$ см. Высота ребра равна полной длине шва $l = 41$ см = 410 мм. Толщина стенки колонны в месте приварки ребер определяется из условия работы ее на срез. Расчетное сопротивление стали на срез $R_s = 0{,}58R_y = 0{,}58 \cdot 23 = 13{,}34$ кН/см^2. Толщина стенки колонны $t_w = 2800/(2 \cdot 41 \cdot 13{,}34) = 2{,}5$ см, что больше толщины стенки в подобранном сечении колонны, делаем вставку. Принимаем толщину вставки в стенку колонны $t_{w1} = 25$ мм.

ГЛАВА 9

ФЕРМЫ

9.1. Классификация ферм и области их применения

Фермой называется система стержней (обычно прямолинейных), соединенных между собой в узлах и образующих геометрически неизменяемую конструкцию при шарнирных узлах. При узловой нагрузке жесткость узлов несущественно влияет на работу конструкции, в первом приближении их можно рассматривать как шарнирные. В этом случае все стержни ферм испытывают только осевые усилия (растяжение или сжатие), что позволяет более полно использовать материал, чем в сплошной балке.

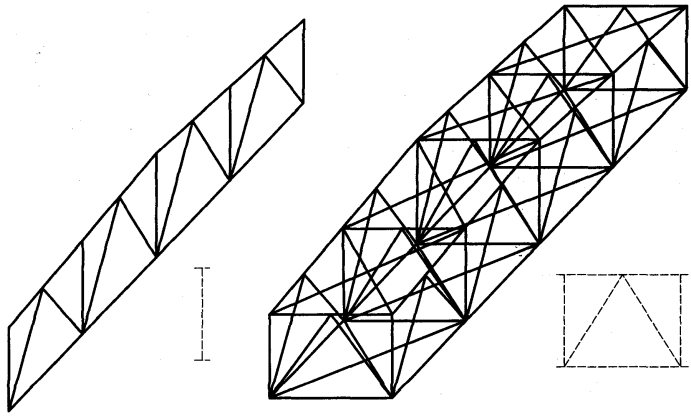
Фермы экономичнее балок по расходу стали, но более трудоемки в изготовлении. Эффективность ферм по сравнению со сплошностенчатыми балками растет с увеличением пролета и уменьшением нагрузки.

Фермы бывают плоскими (все стержни лежат в одной плоскости) и пространственными.

Плоские фермы могут воспринимать нагрузку, приложенную только в их плоскости, и нуждаются в закреплении из своей плоскости связями или другими элементами. Пространственные фермы образуют жесткий пространственный брус, способный воспринимать нагрузку, действующую в любом направлении (рис. 9.1, *б*).

Основными элементами ферм являются пояса, образующие контур фермы, и решетка, состоящая из раскосов и стоек (рис. 9.2). Соединение элементов в узлах осуществляется путем непосредственного примыкания одних элементов к другим (рис. 9.3, *а*) или с помощью узловых фасонок (рис. 9.3, *б*). Для снижения узловых моментов элементы ферм центрируются по осям центров тяжести.

Расстояние между соседними узлами поясов называется панелью ($d_в$ — панель верхнего пояса; $d_н$ — нижнего), а расстояние между опорами — пролетом (l).



а *б*

Рис. 9.1. Плоская (*а*) и пространственная (*б*) фермы

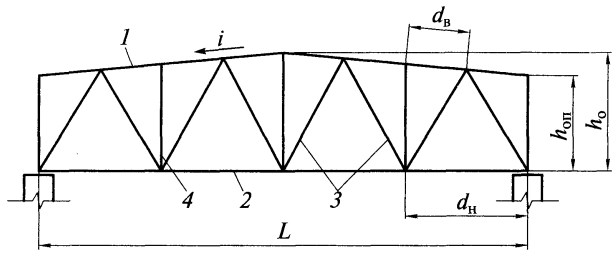


Рис. 9.2. Элементы ферм:
1 — верхний пояс; *2* — нижний пояс; *3* — раскосы; *4* — стойка

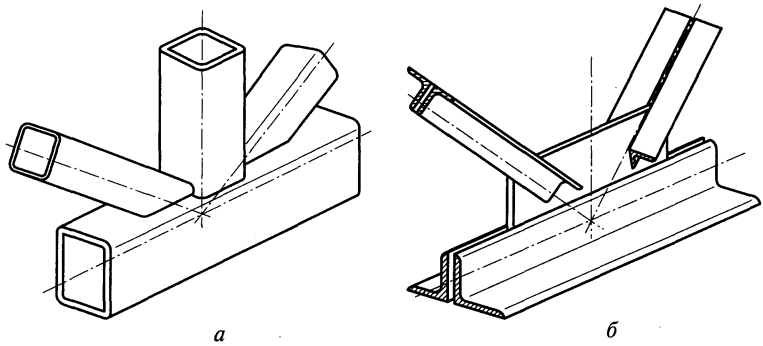


Рис. 9.3. Узлы ферм:
а — с непосредственным примыканием элементов; *б* — на фасонках

Пояса ферм работают в основном на продольные усилия и изгибающие моменты (аналогично поясам сплошных балок); решетка ферм воспринимает в основном поперечную силу, выполняя функции стенки сплошной балки.

Знак усилия в элементах решетки («минус» — сжатие, «плюс» — растяжение) ферм с параллельными поясами можно определить, если воспользоваться «балочной аналогией».

Построим в балке траектории главных напряжений (рис. 9.4). Раскосы, направленные по линии главных растягивающих напряжений, работают на растяжение, а по линии главных сжимающих — на сжатие.

Стальные фермы получили широкое распространение во многих областях строительства: в покрытиях и перекрытиях промышленных и гражданских зданий, мостах, опорах линий электропередачи, объектах связи, телевидения и радиовещания (башни, мачты), транспортных эстакадах, гидротехнических затворах, грузоподъемных кранах и т.д.

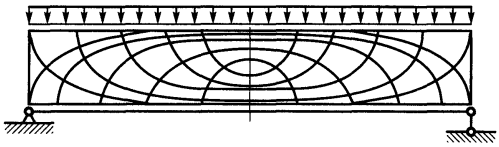


Рис. 9.4. Траектории главных напряжений в балке

В зависимости от назначения и нагрузок фермы могут иметь самую разную конструктивную форму и их можно классифицировать по различным признакам:

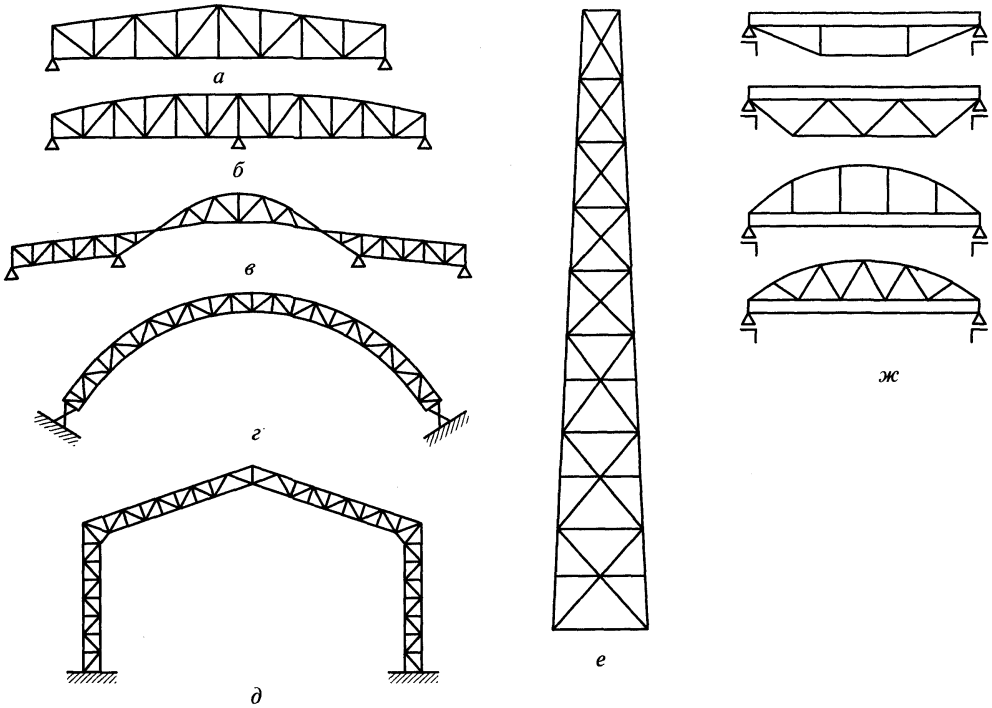


Рис. 9.5. Системы ферм:

а — балочная разрезная; *б* — неразрезная; *в*, *е* — консольная; *г* — арочная; *д* — рамная; *ж* — комбинированная

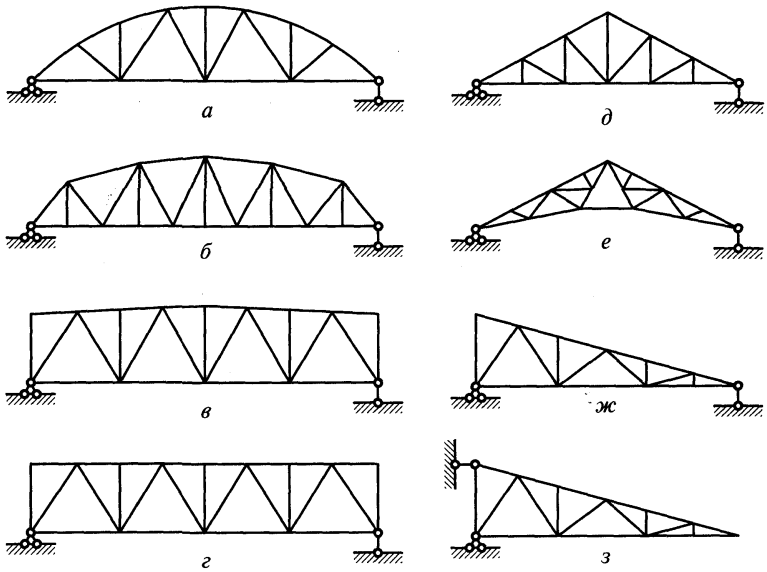


Рис. 9.6. Очертания поясов ферм:

а — сегментное; *б* — полигональное; *в* — трапецеидальное; *г* — с параллельными поясами; *д*—*з* — треугольное

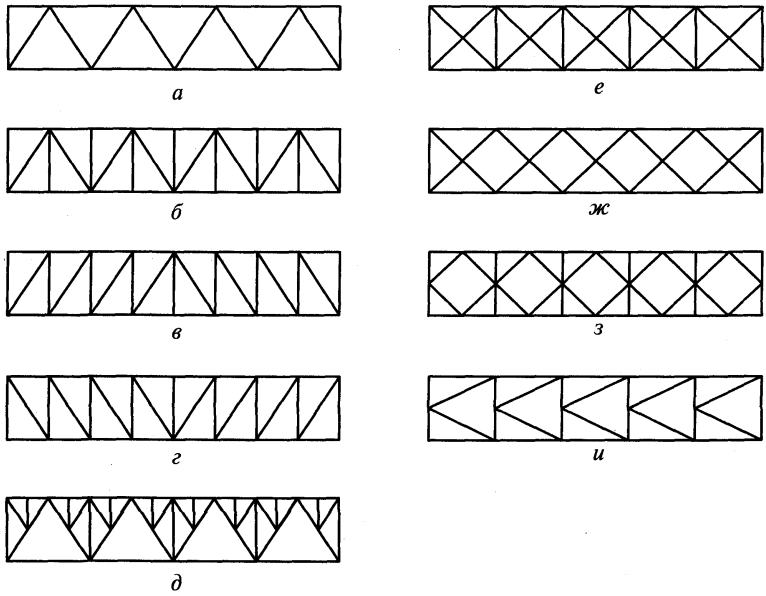


Рис. 9.7. Системы решетки ферм:

а — треугольная; *б* — треугольная с дополнительными стойками; *в* — раскосная с восходящим раскосом; *г* — раскосная с нисходящим раскосом; *д* — шпренгельная; *е* — крестовая; *ж* — перекрестная; *з* — ромбическая; *и* — полураскосная

по статической схеме — балочные (разрезные, неразрезные, консольные), арочные, рамные, комбинированные (рис. 9.5),

очертанию поясов — фермы с параллельными поясами, трапециевидные, треугольные, полигональные, сегментные (рис. 9.6);

системе решетки — треугольная, раскосная, крестовая, ромбическая и др. (рис. 9.7);

способу соединения элементов в узлах — сварные, клепаные, болтовые;

величине максимальных усилий — легкие (одностенчатые с сечениями из простых прокатных профилей (при усилии $N \leq 300$ кН)) и тяжелые (двустенчатые с элементами составного сечения ($N > 3000$ кН)).

Промежуточными между фермой и сплошной балкой являются комбинированные системы, состоящие из балки, подкрепленной снизу шпренгелем или раскосами либо сверху аркой. Подкрепляющие элементы уменьшают изгибающий момент в балке и повышают жесткость системы. Комбинированные системы просты в изготовлении (вследствие меньшего числа элементов) и рациональны в тяжелых конструкциях, а также в конструкциях с подвижными нагрузками.

Эффективность ферм и комбинированных систем можно повысить, создав в них предварительное напряжение [1].

В фермах подвижных крановых конструкций и покрытий больших пролетов, где уменьшение массы конструкций дает большой экономический эффект, возможно применение алюминиевых сплавов.

9.2. Компоновка конструкций ферм

9.2.1. Выбор статической схемы и очертания ферм. Выбор статической схемы и очертания ферм, являющийся первым этапом проектирования конструкций, зависит от

назначения и архитектурно-конструктивного решения сооружения и производится на основании сравнения возможных вариантов.

В покрытиях зданий, мостах, транспортных галереях и других подобных сооружениях наибольшее применение нашли балочные разрезные системы. Они просты в изготовлении и монтаже, не требуют устройства сложных опорных узлов, но весьма металлоемки. При больших пролетах (более 40 м) разрезные фермы получаются негабаритными и их приходится собирать из отдельных элементов на монтаже.

Для двух и более перекрываемых пролетов применяются неразрезные фермы. Они экономичнее по расходу металла и обладают большей жесткостью, что позволяет уменьшить их высоту. Но, как во всяких внешне статически неопределимых системах, в неразрезных фермах при осадке опор возникают дополнительные усилия, поэтому их применение при слабых просадочных основаниях не рекомендуется. Кроме того, необходимость создания неразрезности усложняет монтаж таких конструкций.

Рамные фермы экономичны по расходу стали и имеют меньшие габаритные размеры, однако более сложны в монтаже. Их применение рационально для большепролетных зданий. Использование арочных систем хотя и дает экономию стали, приводит к увеличению объема помещения и поверхности ограждающих конструкций. Их применение диктуется в основном архитектурными требованиями. Консольные фермы используются для навесов, башен, опор ЛЭП.

Очертание ферм должно соответствовать их статической схеме и виду нагрузок, определяющему эпюру изгибающих моментов. Для ферм покрытий необходимо также учитывать материал кровли и требуемый уклон для обеспечения водоотвода, тип узла сопряжения с колоннами (жесткий или шарнирный) и другие технологические требования.

Очертание поясов ферм в значительной степени определяет их экономичность. Теоретически наиболее экономичной по расходу стали является ферма, очерченная по эпюре моментов. Для однопролетной балочной системы с равномерно распределенной нагрузкой это будет *сегментная* ферма с параболическим поясом (см. рис. 9.6, *а*). Однако криволинейное очертание пояса резко повышает трудоемкость изготовления. Поэтому такие фермы применяются крайне редко. Более приемлемым является *полигональное* очертание (см. рис. 9.6, *б*), близкое к эпюре моментов. В тяжелых большепролетных фермах дополнительные конструктивные затруднения из-за перелома поясов в узлах не так ощутимы, так как из условия транспортировки пояса в таких фермах приходится стыковать в каждом узле.

Для легких ферм полигональное очертание нерационально, поскольку усложнение узлов не окупается незначительной экономией стали.

Фермы *трапецеидального* очертания (см. рис. 9.6, *в*) хотя и не совсем соответствуют эпюре моментов, имеют конструктивные преимущества, прежде всего за счет упрощения узлов. Кроме того, применение таких ферм в покрытии позволяет устроить жесткий опорный узел, что повышает жесткость здания.

Фермы с *параллельными* поясами (см. рис. 9.6, *г*) по своему очертанию далеки от эпюры моментов и неэкономичны по расходу стали. Однако равные длины элементов решетки, одинаковая схема узлов, наибольшая повторяемость элементов и деталей и возможность их унификации способствуют индустриализации их изготовления. Благодаря этим преимуществам фермы с параллельными поясами стали основными для покрытия производственных зданий.

Фермы *треугольного* очертания (см. рис. 9.6, *д—и*) рациональны для консольных систем, а также для балочных систем при сосредоточенной нагрузке в середине пролета (подстропильные фермы). При распределенной нагрузке треугольные фермы имеют повышенный расход металла. Кроме того, у них есть ряд конструктивных недостатков. Острый опорный узел сложен и допускает только шарнирное сопряжение с колоннами. Средние раскосы получаются чрезвычайно длинными, и их сечение проходится подбирать по предельной гибкости, что вызывает перерасход металла. Однако в ряде случаев их применение для стропильных конструкций диктуется необходимостью обеспечения

большого (свыше 20 %) уклона кровли или требованиями создания одностороннего равномерного освещения (шедовые покрытия).

9.2.2. Определение генеральных размеров ферм. *Определение пролета ферм.* Пролет или длина ферм в большинстве случаев определяются эксплуатационными требованиями и общекомпоновочным решением сооружения и не всегда могут быть рекомендованы по усмотрению конструктора.

В случаях когда пролет конструкции не диктуется технологическими требованиями (например, эстакады, поддерживающие трубопроводы и т. п.), он должен назначаться на основе экономических соображений с тем, чтобы суммарная стоимость ферм и опор была наименьшей.

Определение высоты треугольных ферм. В треугольных фермах (см. рис. 9.6, *д*) высота является функцией пролета и уклона кровли, которые зависят от материала кровли. Обычно треугольные фермы проектируют под кровли, требующие значительных уклонов (25—45°), что дает высоту ферм $h \approx (^1/_4 ... ^1/_2)l$.

Высота треугольных ферм, как правило, бывает выше требуемой из условия наименьшей массы фермы, поэтому по расходу стали треугольные фермы неэкономичны. Высоту фермы посередине пролета можно уменьшить, придав нижнему поясу приподнятое очертание (см. рис. 9.6, *е*). Опорный узел при этом не должен быть слишком острым.

Определение высоты трапецеидальных ферм и ферм с параллельными поясами. Если нет конструктивных ограничений, высота ферм может быть принята из условия наименьшей массы фермы, т. е. по экономическим соображениям. Масса фермы складывается из массы поясов и решетки. Масса поясов уменьшается с увеличением высоты фермы, так как усилия в поясах обратно пропорциональны высоте h.

Масса решетки, наоборот, с увеличением высоты фермы возрастает, так, как увеличивается длина раскосов и стоек. Следовательно, может быть найдена оптимальная высота фермы, при которой общая масса поясов и решетки будет наименьшей.

Расчеты показывают, что при таком подходе оптимальная высота ферм составляет $^1/_4$—$^1/_5$ пролета. Это приводит к тому, что уже при пролете 20 м высота фермы получается больше предельной (3,85 м), допустимой по условиям транспортировки. Кроме того, при оптимизации по расходу стали не учитываются увеличение объема помещения и, следовательно, затраты на его отопление, а также дополнительные затраты на устройство стенового ограждения в пределах высоты фермы.

Обычно с учетом требований транспортировки, монтажа, унификации, а также для уменьшения высоты и объема здания высоту ферм принимают в пределах $^1/_7$—$^1/_{12}$ пролета (меньшие значения принимаются для легких ферм).

Фермы, перевозимые целиком по железной дороге, или их отправочные элементы по условиям провозного габарита не должны превышать по высоте 3,85 м между крайними точками выступающих элементов. В фермах трапецеидального очертания помимо высоты посередине пролета необходимо назначить высоту на опоре. Высота опорной стойки стропильных ферм зависит от высоты фермы в пролете и уклона кровли. Обычно при уклонах $^1/_{12}$—$^1/_8$ она получается в пределах от $^1/_{15}$ до $^1/_{10}$ пролета, что конструктивно вполне приемлемо.

Определение высоты ферм из условий жесткости. Наименьшая возможная высота фермы определяется допустимым прогибом. В обычных кровельных покрытиях жесткость ферм значительно превосходит требования, предъявляемые условиями эксплуатации. В конструкциях, работающих на подвижную нагрузку (стропильные фермы при подвесном транспорте, фермы подкрановых эстакад, мостовых кранов и т. п.), требования жесткости часто являются настолько высокими ($f/l = 1/750 + 1/1000$), что они диктуют высоту ферм. Иногда бывает необходимо установить высоту ферм из условия жесткости при использовании высокопрочной стали или алюминиевых сплавов.

Прогиб фермы может быт определен аналитически по формуле Мора

$$f = \sum \frac{N_i \overline{N}_i}{EA_i} l_i, \tag{9.1}$$

где N_i — усилие в стержне фермы от заданной нагрузки; $\overline{N}_i$ — усилие в том же стержне от силы, равной единице, приложенной в точке определения прогиба по направлению прогиба.

По формуле Мора можно получить для ферм с параллельными поясами при среднем значении аргументов формулу отношения наименьшей высоты к пролету, аналогичную соответствующей формуле (7.22) для сплошных балок:

$$\frac{h_{\min}}{l} = \frac{6,5}{24}\left[\frac{f}{l}\right]\frac{\sigma}{E}\left(1 + 2\frac{h}{l}\right); \tag{9.2}$$

здесь второе слагаемое в скобках выражает влияние решетки; f/l — предельное отношение прогиба фермы к пролету; σ — максимальное напряжение в поясе от нагрузки, вызывающей прогиб; поскольку прогиб определяется от нормативной нагрузки (при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$),

$$\sigma = \frac{g_n + p_n}{g_n\gamma_g + p_n\gamma_p} R_y, \tag{9.3}$$

где p_n и g_n — временная и постоянная нормативные нагрузки; γ_p и γ_g — соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке.

Размеры панели должны соответствовать расстояниям между элементами, передающими нагрузку на ферму, и отвечать оптимальному углу наклона раскосов. Оптимальный угол наклона раскосов в треугольной решетке составляет примерно 45°, в раскосной решетке — 35°. Из конструктивных соображений — рационального очертания фасонки в узле и удобства прикрепления раскосов — желателен угол, близкий к 45°. При малых углах фасонки получаются слишком вытянутыми, при больших — высокими, что делает их громоздкими и неэкономичными.

В стропильных фермах размеры панелей принимаются в зависимости от системы кровельного покрытия.

Желательно для исключения работы пояса на изгиб обеспечить передачу нагрузки от кровли в узлах фермы. Поэтому в покрытиях из крупноразмерных железобетонных или металлических плит расстояние между узлами принимается равным ширине плиты (обычно 1,5 или 3 м), а в покрытиях по прогонам — шагу прогонов (обычно от 1,5 до 4 м). Иногда для уменьшения размеров панели пояса применяется шпренгельная решетка (см. рис. 9.7, *д*).

Если ширина кровельной панели или шаг прогонов не равны расстоянию между узлами, а также при непрерывном опирании на пояс кровельных элементов (например, беспрогонное покрытие из профилированного настила) пояс помимо осевых усилий работает на изгиб.

Такое решение менее экономично по расходу стали, но проще в изготовлении (уменьшается число элементов и узлов) и может быть рекомендовано при легких кровлях.

Унификация и модулирование геометрических размеров ферм позволяет стандартизировать как сами фермы, так и примыкающие к ним элементы (прогоны, связи и т.д.). Это приводит к сокращению числа типоразмеров деталей и дает возможность при массовом изготовлении конструкций применять специализированное оборудование и перейти на поточное производство.

В основу унификации ферм кладется модулирование конструктивно-компоновочных размеров. Унификация ферм должна проводиться по видам сооружений.

В настоящее время унифицированы геометрические схемы стропильных ферм производственных зданий (см. гл. 13), мостов, радиомачт, радиобашен, опор линий электропередачи.

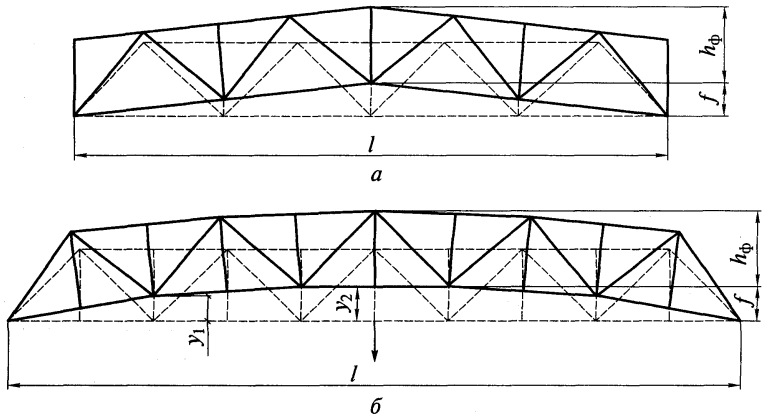


Рис. 9.8. Схемы строительного подъема при одном (*а*) и нескольких (*б*) укрупнительных стыках

Строительный подъем. В фермах больших пролетов (более 36 м), а также в фермах из алюминиевых сплавов или высокопрочных сталей возникают большие прогибы, которые ухудшают внешний вид конструкции и во многих случаях недопустимы по условиям эксплуатации (например, в производственных зданиях при подвеске к фермам подъемно-транспортного оборудования).

Провисание ферм предотвращается устройством строительного подъема, т.е. изготовлением ферм с обратным выгибом, который под действием нагрузки погашается, в результате чего фермы принимают проектное положение. Строительный подъем назначают равным прогибу от постоянной плюс половину временной нагрузок. При плоских кровлях и пролетах свыше 36 м строительный подъем следует принимать независимо от величины пролета равным прогибу от суммарной нормативной нагрузки плюс $^1/_{200}$ пролета.

Строительный подъем обеспечивается путем устройства перегиба в монтажных узлах фермы (рис. 9.8).

9.2.3. Системы решеток ферм и их характеристики. Решетка ферм работает на поперечную силу, выполняя функции стенки сплошной балки.

От системы решетки зависят масса фермы, трудоемкость ее изготовления, внешний вид. Решетка должна соответствовать схеме приложения нагрузок, поскольку нагрузки во избежание местного изгиба пояса передаются, как правило, на ферму в узлах.

Треугольная система решетки. В фермах трапецеидального очертания или с параллельными поясами весьма рациональной является треугольная система решетки (см. рис. 9.7, *а*), дающая наименьшую суммарную длину решетки и наименьшее число узлов при кратчайшем пути усилия от места приложения нагрузки до опоры. В фермах, поддерживающих прогоны кровли или балки настила, к треугольной решетке часто добавляются дополнительные стойки (см. рис. 9.7, *б*), а иногда и подвески (если нагрузка приложена к нижнему поясу), позволяющие уменьшать, когда это необходимо, расстояния между узлами фермы. Дополнительные стойки целесообразны также для уменьшения расчетной длины сжатого пояса.

Дополнительные стойки и подвески получаются весьма легкими, так как они работают только на местную нагрузку и не участвуют в передаче на опору поперечной силы.

В фермах треугольного очертания также возможно использование треугольной системы решетки.

Общим недостатком треугольной системы решетки является наличие сжатых длинных раскосов (восходящих в фермах с параллельными поясами и нисходящих в треугольных фермах).

Раскосная система решетки. При ее проектировании необходимо стремиться, чтобы наиболее длинные элементы — раскосы — были растянутыми, а стойки — сжатыми. Это требование удовлетворяется при нисходящих раскосах в фермах с параллельными поясами (см. рис. 9.7, *г*) и при восходящих — в треугольных фермах. Однако в треугольных фермах восходящие раскосы образуют неудобные для конструирования узлы и имеют большую длину, так как идут по большой диагонали. Поэтому в треугольных фермах рациональны нисходящие раскосы (см. рис. 9.6, *д*). Хотя они и получаются сжатыми, зато их длина меньше и узлы фермы более компактны. Применять раскосные решетки целесообразно при малой высоте ферм, а также тогда, когда по стойкам передаются большие усилия (при большой узловой нагрузке).

Раскосная решетка более трудоемка, чем треугольная, и требует большего расхода материала, так как при равном числе панелей в ферме общая длина раскосной решетки больше и в ней больше узлов. Путь усилия от узла, к которому приложена нагрузка, до опоры в раскосной решетке длиннее; он идет через все стержни решетки и узлы.

Специальные системы решеток. При большой высоте ферм (примерно 4—5 м) и рациональном угле наклона раскосов (примерно 35—45°) панели могут получаться чрезмерно большими, неудобными для расположения кровельных прогонов и других элементов. Если давления прогонов небольшие, то можно допустить местный изгиб пояса, расположив прогоны на поясе между узлами.

Однако при больших давлениях такое решение нерационально. Чтобы уменьшить размер панели, сохранив нормальный угол наклона раскосов, применяют шпренгельную решетку (см. рис. 9.7, *д*). Устройство шпренгельной решетки более трудоемко и иногда требует дополнительного расхода металла. Однако такая решетка дает возможность получить рациональное расстояние между элементами поперечной конструкции при рациональном угле наклона раскосов, а также уменьшить расчетную длину сжатых стержней.

Шпренгельную решетку особого вида имеет треугольная ферма, показанная на рис. 9.6, *е*. Эта система применяется при крутых кровлях ($\alpha = 35...45°$) и сравнительно больших для треугольных ферм пролетах ($l = 20...24$ м). Она может быть расчленена на две полуфермы, связанные затяжкой. Стержни решетки и панели поясов такой системы имеют небольшую длину, конструирование узлов упрощается. Приподнятая затяжка увеличивает полезную высоту помещения. Образующие систему жесткие полуфермы и затяжка изготовляются на заводе; на место возведения их поставляют в виде отправочных элементов.

В фермах, работающих на двустороннюю нагрузку, как правило, устраивают крестовую решетку (см.рис. 9.7, *е*). К таким фермам относятся горизонтальные связевые фермы покрытий производственных зданий, мостов и других конструкций, вертикальные фермы башен, мачт и высоких зданий. Весьма часто крестовую решетку проектируют из гибких стержней $\lambda > 220$. В этом случае под действием нагрузки работают только растянутые раскосы; сжатые же раскосы вследствие своей большой гибкости выключаются из работы, теряя устойчивость, и в расчетную схему не входят.

С выпуском промышленностью широкополочных тавров с параллельными гранями полок (см. гл. 3) разработаны стропильные фермы с поясами из тавров и перекрестной решеткой из одиночных уголков (см. рис. 9.7, *ж*). Такие фермы экономичнее по расходу металла и стоимости по сравнению с типовыми фермами со стержнями из парных уголков.

Ромбическая и полураскосная решетки (см. рис. 9.7, *з*, *и*) благодаря двум системам раскосов также обладают большой жесткостью. Эти системы применяются в мостах, башнях, мачтах, связях для уменьшения расчетной длины стержней и особенно рациональны при работе конструкций на большие поперечные силы.

9.2.4. Обеспечение устойчивости ферм. Плоская ферма неустойчива из своей плоскости. Чтобы придать ферме устойчивость, ее необходимо присоединить к какой-либо жесткой конструкции или соединить связями с другой фермой, в результате чего образует-

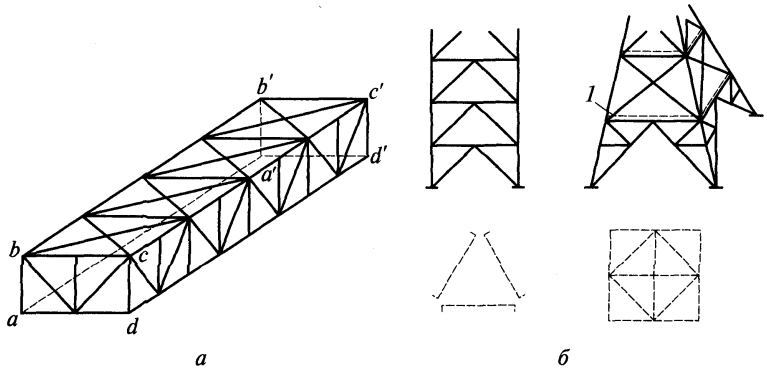


Рис. 9.9. Завязка ферм в пространственные системы:
а — стропильные фермы; *б* — башни; *1* — диафрагма

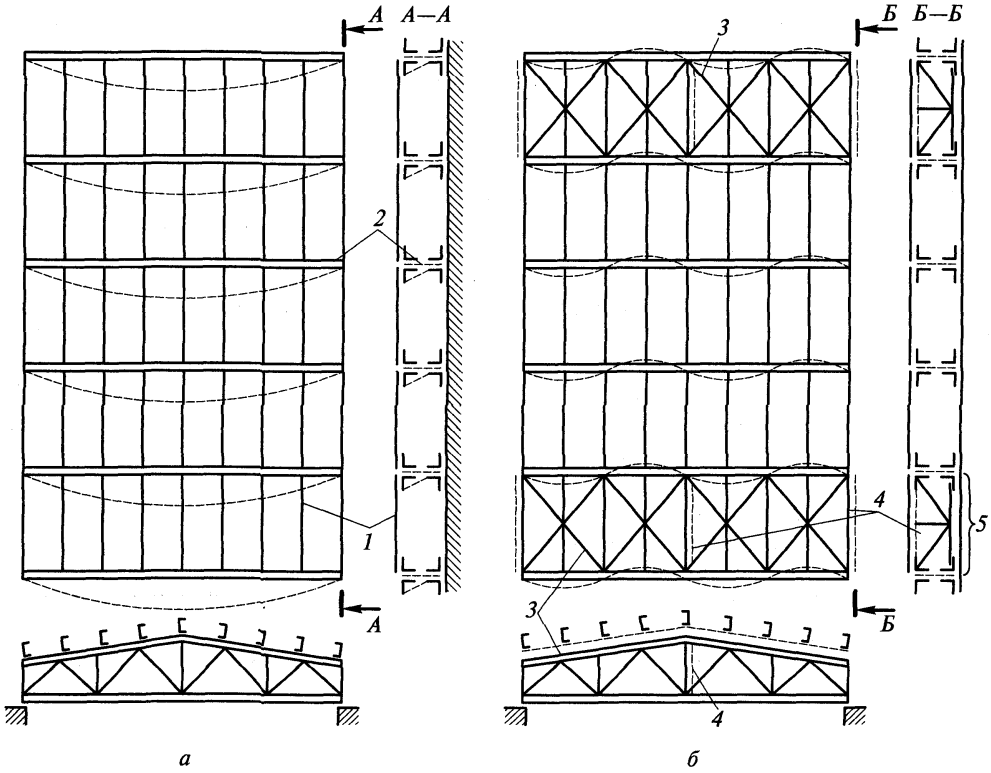


Рис. 9.10. Связи, обеспечивающие устойчивость стропильных ферм:
а — при отсутствии связей; *б* — при наличии связей; *1* — прогоны; *2* — фермы; *3* — горизонтальные связи; *4* — вертикальные связи; *5* — пространственный блок

ся пространственный устойчивый брус (рис. 9.9, *а*). Для обеспечения устойчивости такого бруса (блока) необходимо, чтобы он был выполнен геометрически неизменяемым.

Грани блока (рис. 9.9, *а*) образуются двумя вертикальными плоскостями спаренных ферм (*abb'a'* и *dcd'c'*), двумя перпендикулярными им горизонтальными плоскостями связей, расположенными по обоим поясам ферм (*cbb'c'* и *ada'd'*) и не менее чем двумя вертикальными плоскостями поперечных связей (обычно в торцах ферм — *abcd* и *a'b'c'd'*). При большой длине блока необходима постановка также промежуточных вертикальных связей. Поскольку этот пространственный брус в поперечном сечении замкнут, он обладает большой жесткостью при кручении и изгибе в поперечном направлении, поэтому потеря его общей устойчивости невозможна. Конструкции мостов, кранов, башен, мачт представляют собой также пространственные брусья, состоящие из ферм (рис. 9.9, *б*).

В покрытиях зданий решение усложняется из-за большого числа поставленных рядом плоских стропильных ферм. Фермы, связанные между собой только прогонами, не образуют неизменяемой системы; поэтому они имеют свободную длину из своей плоскости, равную пролету, и легко могут потерять устойчивость (рис. 9.10, *а*).

Их устойчивость обеспечивается тем, что в конструкции покрытия создается несколько пространственных устойчивых блоков из двух соседних ферм, скрепленных связями в плоскости верхнего и нижнего пояса и вертикальными поперечными связями (рис. 9.10, *б*). К этим жестким блокам прочие фермы прикрепляются горизонтальными элементами, препятствующими горизонтальному перемещению поясов ферм и обеспечивающими их устойчивость (прогонами и распорками, расположенными в узлах ферм). Чтобы прогон мог закрепить узел фермы в горизонтальном направлении, он сам должен быть прикреплен к неподвижной точке — узлу горизонтальных связей.

Если прогон не прикреплен к диагоналям связей в месте их пересечения, то расстояние между закрепленными в горизонтальном направлении точками верхнего пояса фермы равно двум панелям (см. рис. 9.10, *б*). Это должно учитываться при подборе сечения верхнего пояса ферм.

В беспрогонных покрытиях крупноразмерные панели крепятся к верхнему поясу фермы на сварке или на болтах и закрепляют пояс из плоскости фермы.

9.3. Типы сечений стержней ферм

9.3.1. Стержни легких ферм. Наиболее распространенные типы сечений элементов легких ферм показаны на рис. 9.11.

По расходу стали для сжатых стержней ферм наиболее эффективным является тонкостенное трубчатое сечение (рис. 9.11, *а*). Из всех типов профилей труба обладает наиболее благоприятным для сжатых элементов распределением материала относительно центра тяжести и при равной с другими профилями площади сечения имеет наибольший радиус инерции ($i \approx 0{,}353d$), одинаковый во всех направлениях, что позволяет получить стержень наименьшей гибкости. Применение труб в фермах дает экономию стали до 20—25 %.

Большим преимуществом труб является хорошая обтекаемость. Благодаря этому ветровое давление на них меньше, что особенно важно для высоких открытых сооружений (башен, мачт, кранов). На трубах мало задерживаются иней и влага, поэтому они более стойки против коррозии, их легко очищать и окрашивать. Все это повышает долговечность трубчатых конструкций.

Для предотвращения коррозии внутренних полостей трубчатые элементы следует герметизировать. Однако определенные конструктивные трудности сопряжения трубчатых элементов и высокая стоимость труб ограничивают их применение.

Прямоугольные гнутозамкнутые сечения (рис. 9.11, *б*), обладая почти теми же преимуществами, что и трубчатые, позволяют упростить узлы сопряжения элементов и в

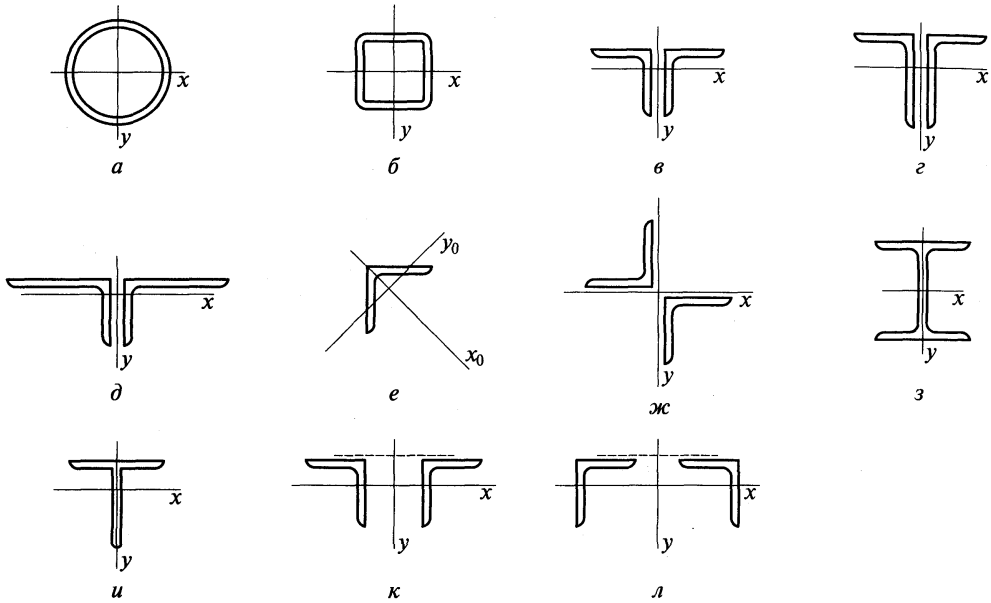


Рис. 9.11. Типы сечений стержней легких ферм:

а и *б* — трубчатые; *в, г, д, е, ж, к* и *л* — с использованием прокатных уголков; *з* — двутавровое; *и* — тавровое

последние годы нашли широкое применение. Вместе с тем нужно отметить, что фермы из гнутозамкнутых профилей с бесфасоночными узлами требуют высокой точности изготовления.

Технологические трудности не позволяют изготавливать гнутые профили толщиной более 10—12 мм, что ограничивает возможности их использования. Кроме того, большие пластические деформации в углах гиба снижают хрупкую прочность стали, поэтому фермы из гнутых профилей не рекомендуется применять в конструкциях, эксплуатирующихся при низких температурах.

До последнего времени легкие фермы проектировались в основном из стержней с сечениями, составленными из двух уголков (рис. 9.11, *в—д*). Такие сечения имеют большой диапазон площадей, удобны для конструирования узлов на фасонках и прикрепления примыкающих к фермам конструкций (прогонов, кровельных панелей, связей и т.п.). Существенными недостатками такой конструктивной формы является большое число элементов с различными типоразмерами, значительный расход металла на фасонки и прокладки, высокая трудоемкость изготовления и наличие щели между уголками, затрудняющей окраску и способствующей коррозии. Кроме того, стержни с сечением из двух уголков, составленных тавром, неэффективны при работе на сжатие.

При относительно небольших усилиях стержни ферм могут выполняться из одиночных уголков (рис. 9.11, *е*). Такое сечение проще в изготовлении, особенно при бесфасоночных узлах, поскольку имеет меньше сборочных деталей и не имеет щелей, закрытых для очистки и окраски.

При проектировании ферм из одиночных уголков необходимо учитывать, что они не имеют оси симметрии в плоскости фермы. Для уменьшения асимметрии решетка прикрепляется к поясным уголкам с внутренней стороны. Все же такое решение создает условия для закручивания пояса и требует надежного закрепления пояса связями.

Организация проката широкополочных двутавровых профилей (рис. 9.11, *з*), а также возможность получения тавров путем разрезки двутавров (рис. 9.11, *и*) создали условия

для проектирования ферм со стержнями из одиночного профиля вместо сечения, составленного из двух уголков. Такая конструктивная форма экономнее по расходу металла и значительно менее трудоемка, поскольку более чем вдвое уменьшилось число сборочных деталей.

Если пояс ферм помимо осевого усилия работает также на изгиб (при внеузловой передаче нагрузки), то рационально сечение из двутавра (см. рис. 9.11, *з*) или двух швеллеров.

Весьма часто сечения элементов фермы принимаются из разного вида профилей: пояса из двутавров, решетка из гнутозамкнутых профилей или пояса из тавров, решетка из парных или одиночных уголков. Такое комбинированное решение оказывается более рациональным.

В пространственных фермах (башнях, мачтах, стрелах кранов и т.п.), где пояс является общим для двух ферм, его сечение должно обеспечивать удобное сопряжение элементов в разных плоскостях. Этому требованию лучше всего отвечает трубчатое сечение.

В четырехгранных фермах при небольших усилиях простейшим типом сечения пояса является одиночный уголок или, когда площади одного уголка недостаточно, крестовое сечение из двух уголков. При больших усилиях применяются также двутавры.

Сжатые элементы ферм следует проектировать равноустойчивыми в двух взаимно перпендикулярных направлениях. При одинаковых расчетных длинах (см. подразд. 9.4.3) $l_x = l_y$ (верхний пояс стропильной фермы без фонаря, опорный раскос и стойка и т.п.) этому условию отвечают сечения из трубчатых и квадратных гнутозамкнутых профилей, так как для них $i_x = i_y$ и, следовательно, $\lambda_x = l_x/i_x = \lambda_y = l_y i_y$.

В фермах из парных уголков близкие радиусы инерции ($i_x \approx i_y$) имеют неравнополочные уголки, поставленные большими полками вместе (см. рис. 9.11, *г*). Если расчетная длина в плоскости фермы в 2 раза меньше, чем из плоскости (элементы решетки при наличии шпренгеля, верхний пояс фермы на участке под фонарем и т.д.), то рационально сечение из неравнополочных уголков, составленных вместе малыми полками (см. рис. 9.11, *д*), так как в этом случае $i_y \approx 2i_x$. Для промежуточных раскосов, для которых $l_x = 0{,}8l_y$, условию равноустойчивости ближе всего отвечает сечение из двух равнополочных уголков.

В каждом конкретном случае выбор типа сечения элементов ферм определяется условиями работы конструкции (степень агрессивности среды, характер и место приложения нагрузок и т.д.), возможностью изготовления, наличием сортамента и, конечно, экономическими соображениями.

9.3.2. Стержни тяжелых ферм. Стержни тяжелых стальных ферм отличаются от легких более мощными и развитыми сечениями, составленными из нескольких элементов, что обусловлено их большими расчетными длинами и действующими в них значительными усилиями. Сечения таких стержней обычно проектируют двухстенчатыми (рис. 9.12), а узловые сопряжения выполняются с помощью фасонок, расположенных в двух плоскостях. Стержни тяжелых ферм (как раскосы и стойки, так и пояса) имеют разные сечения, но для удобства сопряжения в узлах ширина элементов b должна быть одинаковой.

Для поясов ферм желательно применять сечения, имеющие две оси симметрии, что облегчает стык в узле двух сечений соседних панелей разной площади и не создает дополнительного момента вследствие несовпадения центров тяжести этих сечений.

Тяжелые фермы, работающие на динамические нагрузки (железнодорожные мосты, краны и т.п.), иногда еще проектируют клепаными. Современные тяжелые фермы, как правило, проектируют из сварных стержней с монтажными узлами на высокопрочных болтах.

Применяются следующие типы сечений стержней тяжелых стальных ферм.

Н-образные сечения: сварные из двух вертикальных листов (вертикалов), связанных горизонтальным листом (горизонталом) (рис. 9.12, *б*), и клепаные из четырех неравнополочных уголков, также связанных горизонтальным листом (рис. 9.12, *в*). Развитие

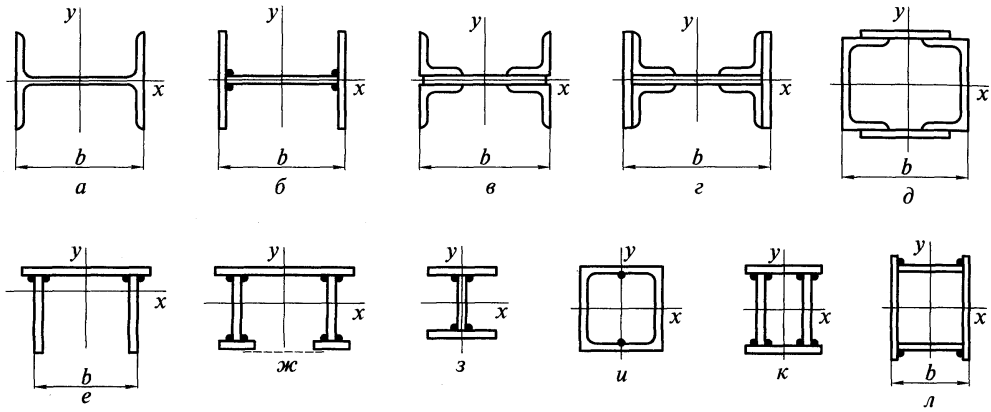


Рис. 9.12. Типы сечений стержней тяжелых ферм:

а, *б* и *з* — из прокатных и составных сварных двутавров; *в* и *г* — для клепаных ферм; *д* и *и* — из прокатных швеллеров; *е* и *ж* — из составных сварных швеллеров; *к* и *л* — трубчатые прямоугольные сварные

таких сечений в смежных панелях производится путем прикрепления дополнительных вертикальных листов (рис. 9.12, *г*). Эти сечения удобно прикреплять к фасонкам, так как они имеют гладкую наружную поверхность и симметричны. В простейшей своей форме они малотрудоемки и в этом отношении существенно превосходят все остальные сечения. Если конструкция не защищена от попадания атмосферных осадков, то в горизонтально расположенных элементах необходимо оставлять отверстия для стока воды диаметром 50 мм.

Н-образные сечения применяют как для поясов, так и для раскосов.

Швеллерное сечение состоит из двух швеллеров, поставленных полками внутрь (рис. 9.12, *д*). При этом используются как прокатные, так и составные швеллеры. Сечения в смежных стержнях изменяют приваркой к швеллерам листов. Стержни швеллерного сечения имеют хорошую устойчивость в обеих плоскостях, поэтому такое сечение целесообразно для сжатых элементов, особенно при большой их длине. Недостатком швеллерного сечения является наличие двух ветвей, которые приходится соединять планками или решетками (аналогично центрально сжатым колоннам).

Коробчатое сечение состоит из двух вертикальных элементов, соединенных горизонтальным листом сверху (рис. 9.12, *е*, *ж*). Оно применяется главным образом для верхних поясов тяжелых мостовых ферм. Жесткость сечения значительно повышается, если снизу вертикальные ветви соединить решеткой (см. рис. 9.12, *ж*) или перфорированным листом.

Одностенчатое двутавровое сечение состоит из сварного или широкополочного прокатного двутавра, поставленного вертикально (рис. 9.12, *з*). Сжатые пояса двутаврового сечения требуют более частого закрепления из плоскости фермы, так как жесткость двутаврового профиля в плоскости, перпендикулярной стенке, значительно меньше, чем в плоскости стенки.

Трубчатые стержни, применяемые в сварных тяжелых фермах, имеют те же преимущества, что и применяемые в легких фермах.

Замкнутое коробчатое сечение (рис. 9.12, *и*, *к*, *л*) обладает повышенной изгибной и крутильной жесткостью, что делает его наиболее рациональным для длинных сжатых элементов тяжелых ферм. Сечение может быть выполнено как из гнутых элементов, так и сварным, составленным из четырех листов.

9.4. Расчет ферм

9.4.1. Определение расчетной нагрузки. Вся нагрузка, действующая на ферму, обычно прикладывается к узлам фермы, к которым прикрепляются элементы поперечной конструкции (например, прогоны кровли или подвесного потолка), передающие нагрузку на ферму. Если нагрузка приложена непосредственно в панели, то в основной расчетной схеме она также распределяется между ближайшими узлами, но дополнительно учитывается местный изгиб пояса от расположенной на нем нагрузки. Пояс фермы при этом рассматривается как неразрезная балка с опорами в узлах.

Рекомендуется определять усилия в стержнях ферм отдельно для каждого вида нагрузки. Так, в стропильных фермах усилия следует определять для следующих нагрузок:

постоянной, в которую входит собственная масса фермы и всей поддерживаемой конструкции (кровли с утеплением, фонарей и т.п.);

временной — нагрузки от подвесного подъемно-транспортного оборудования, полезной нагрузки, действующей на подвешенное к ферме чердачное перекрытие, и т.п.;

кратковременной (например, атмосферной) — снег, ветер.

Расчетная постоянная нагрузка, действующая на любой узел стропильной фермы, зависит от грузовой площади, с которой она собирается (заштрихована на рис. 9.13), и определяется по формуле

$$F_{gi} = (g_{ф} + g_{кр}/\cos\alpha)b[(d_{i-1} + d_i)/2)\gamma_g], \qquad (9.4)$$

где $g_{ф}$ — собственная масса фермы и связей, кН/м^2, горизонтальной проекции кровли; $g_{кр}$ — масса кровли, кН/м^2; α — угол наклона верхнего пояса к горизонту; b — расстояние между фермами; d_{i-1} и d_i — примыкающие к узлу панели; γ_g — коэффициент надежности для постоянных нагрузок.

В отдельных узлах к нагрузке, получаемой по формуле (9.4), прибавляется нагрузка от массы фонаря.

Снег — нагрузка временная, она может загружать ферму лишь частично. Загружение снегом одной половины фермы может оказаться невыгодным для средних раскосов.

Расчетную узловую нагрузку от снега определяют по формуле

$$F_{si} = S_g b[(d_{i-1} + d_i)/2)], \qquad (9.5)$$

где S_g — масса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной проекции кровли.

Значение S_g должно определяться с учетом возможного неравномерного распределения снегового покрова около фонарей или перепадов высот.

Давление ветра учитывается только на вертикальные поверхности, а также на поверхности с углом наклона к горизонту более 30°, что бывает в башнях, мачтах, эстакадах, а также в крутых треугольных стропильных фермах и фонарях. Ветровая нагрузка, как и другие виды нагрузок, приводится к узловой. Горизонтальная нагрузка от ветра на фонарь при расчете стропильной фермы, как правило, не учитывается, так как ее влияние на работу фермы незначительно.

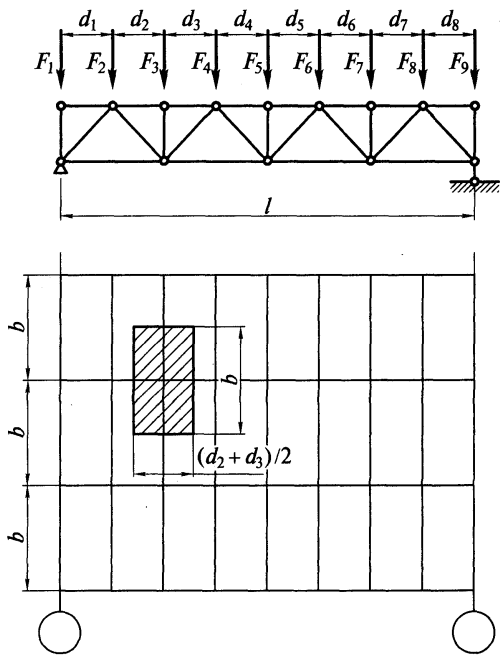


Рис. 9.13. Расчетная схема фермы

9.4.2. Определение усилий в стержнях ферм. При расчете ферм со стержнями из уголков или тавров предполагается, что в узлах системы — идеальные шарниры, оси всех стержней прямолинейны, расположены в одной плоскости и пересекаются в центрах узлов (см. рис. 9.13). Стержни такой идеальной системы работают только на осевые усилия: напряжения найденные по этим усилиям, являются основными. В связи с фактической жесткостью узловых соединений в стержнях фермы возникают дополнительные напряжения, которые при отношении высоты сечения стержня к его длине $h/l \leq 1/15$ расчетом не учитываются, так как они мало влияют на несущую способность конструкции.

В фермах со стержнями, имеющими повышенную жесткость на изгиб, влияние жесткости соединений в узлах более значительно. Кроме того, моменты в узлах приводят к более раннему возникновению пластических деформаций в сечениях элементов, что снижает хрупкую прочность стали. Поэтому для двутавровых, трубчатых и Н-образных сечений стержней расчет ферм по шарнирной схеме допускается при отношении высоты сечения к длине не более $^1/_{10}$ для конструкции, эксплуатируемых при расчетной температуре ниже –40 °С. При превышении этих отношений следует учитывать дополнительные изгибающие моменты в стержнях от жесткости узлов. При этом осевые усилия можно определять по шарнирной схеме, а дополнительные моменты определять приближенно.

В верхних поясах ферм при непрерывном опирании на них настилов (равномерное распределение нагрузки на поясе фермы) допускается вычислять моменты по следующим формулам:

пролетный момент в крайней панели

$$M_1 = qd_1^2/10;$$

пролетный момент промежуточных панелей

$$M_i = qd_i^2/12;$$

момент в узле (опорный)

$$M_{\text{оп}} = qd_i^2/18,$$

где q — распределенная нагрузка на ферму; d — длина панели.

Кроме того, в стержнях фермы возникают напряжения от моментов в результате неполного центрирования стержней в узлах. Эти напряжения, не являющиеся основными, как правило, расчетом не учитываются, так как допускаемые в фермах эксцентриситеты малы и незначительно влияют на их несущую способность.

Смещение оси поясов ферм при изменении сечений не учитывается, если оно не превышает 1,5 % высоты пояса.

Расчет ферм следует выполнять на ЭВМ, что позволяет рассчитать любую схему фермы на статические и динамические нагрузки с учетом, если надо, моментов от жесткости узлов и смещения осей стержней (см. гл. 18).

Существующие программы расчета позволяют получать расчетные усилия в стержнях с учетом требуемых сочетаний нагрузок и выполнять подбор сечений стержней из наиболее распространенных сварных и прокатных профилей.

Использование ЭВМ позволяет также оптимизировать конструкцию, т.е. найти оптимальные схему фермы, материал стержней, тип сечений, что позволяет получить наиболее экономичное проектное решение.

При отсутствии ЭВМ усилия в стержнях ферм удобнее всего определять графическим методом, т.е. построением диаграмм Максвелла — Кремоны, причем для каждого вида нагрузки (нагрузки от покрытия, от подвесного транспорта и т.п.) строят свою диаграмму. Для ферм с несложными схемами (например, для ферм с параллельными поясами) и небольшим числом стержней более простым может оказаться аналитическое определение усилий. Если фермы работают на подвижную нагрузку, то максимальные усилия в стержнях фермы от подвижной нагрузки определяют по линиям влияния.

В соответствии с классификацией сочетаний нагрузок (основные и особые) усилия определяют отдельно для каждого вида сочетаний и несущую способность стержней проверяют по окончательному расчетному наибольшему усилию.

Рекомендуется результаты статического расчета записывать в таблицу, в которой должны быть приведены значения усилий от постоянной нагрузки, от возможных комбинаций временных нагрузок (например, от одностороннего загружения снегом), а также расчетные усилия как результат суммирования усилий при невыгоднейшем загружении для всех возможных сочетаний нагрузок.

9.4.3. Определение расчетной длины стержней. В момент потери устойчивости сжатый стержень выпучивается, поворачивается вокруг центров соответствующих узлов и вследствие жесткости фасонок заставляет поворачиваться и изгибаться в плоскости фермы остальные стержни, примыкающие к этим узлам (рис. 9.14).

Примыкающие стержни сопротивляются изгибу и повороту узла и этим препятствуют свободному изгибу стержня, теряющего устойчивость. Наибольшее сопротивление повороту узла оказывают растянутые стержни, поскольку их деформация от изгиба ведет к сокращению расстояния между узлами, между тем как от основного усилия это расстояние должно увеличиваться. Сжатые же стержни слабо сопротивляются изгибу, так как деформации от поворота и осевого усилия направлены у них в одну сторону, кроме того, они могут терять устойчивость одновременно.

Таким образом, чем больше растянутых стержней примыкает к сжатому стержню и чем они мощнее, т.е. чем больше их погонная жесткость, тем выше степень защемления стержня и меньше его расчетная длина; влиянием сжатых стержней на защемление можно пренебречь.

Поэтому в качестве степени защемления сжатого стержня в узлах может быть принято отношение

$$\tau = i/\sum i_{\text{р}}, \tag{9.6}$$

где i — погонный момент инерции рассматриваемого стержня в плоскости фермы; $\sum i_{\text{р}}$ — сумма погонных моментов инерции растянутых стержней, примыкающих к рассматриваемому стержню с обоих его концов.

Чем меньше отношение τ, тем больше степень защемления и меньше расчетная длина стержня фермы

$$l_{ef} = \mu l, \tag{9.7}$$

где μ — коэффициент приведения длины, зависящий от степени защемления; l — расстояние между центрами узлов.

Сжатый пояс оказывается слабо защемленным в узлах, так как с каждой стороны к нему примыкает только по одному растянутому раскосу, погонная жесткость которых значительно меньше погонной жесткости пояса. Поэтому защемлением сжатого пояса можно в запас устойчивости пренебречь и принимать его расчетную длину равной расстоянию между смежными узлами.

К сжатым стержням решетки в верхнем узле примыкает растянутый раскос, а в нижнем узле — растянутые панели нижнего пояса и раскос (см. рис. 9.14). Здесь степень защемления значительно больше и отношение τ получается небольшим, близким к 0,5, что дает значение коэффициента $\mu = 0{,}77$.

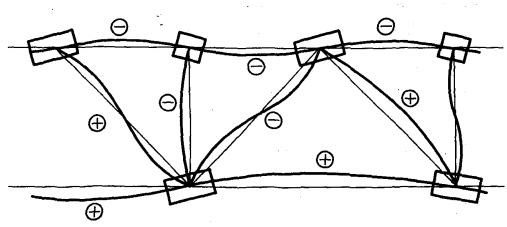


Рис. 9.14. Схема деформаций стержней при потере устойчивости сжатого стержня

По нормам коэффициент приведения длины μ элементов решетки из уголков в плоскости фермы установлен равным 0,8.

Таким образом, расчетная длина $l_x = 0{,}8l$ в плоскости фермы определяется с некоторым запасом, в особенности для средних раскосов, жесткость которых по сравнению с примыкающими стержнями невелика.

Исключение составляет опорный восходящий раскос, условия работы которого в плоскости фермы такие же, как и у верхнего пояса, вследствие чего расчетная длина опорного раскоса в плоскости фермы принимается равной расстоянию между центрами узлов.

Расчетная длина пояса в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, принимается равной расстоянию между узлами, закрепленными связями от смещения из плоскости фермы.

В беспрогонных покрытиях верхний пояс стропильных ферм закреплен в плоскости кровли жесткими плитами или панелями настила, прикрепленными к поясам ферм в каждом узле. В этом случае за расчетную длину пояса из плоскости фермы можно принимать ширину одной плиты.

Расчетная длина стержней решетки при выгибе их из плоскости фермы принимается равной расстоянию между геометрическими центрами узлов, так как фасонки весьма гибки из плоскости фермы и должны рассматриваться как листовые шарниры.

В трубчатых фермах с бесфасоночными узлами расчетная длина раскоса как в плоскости, так и из плоскости фермы с учетом повышенной крутильной жесткости замкнутых сечений может приниматься равной $0{,}9l$.

В других случаях расчетные длины элементов ферм принимаются по нормам.

9.4.4. Предельные гибкости стержней. Элементы конструкций, как правило, должны проектироваться из жестких стержней. Особенно существенное значение гибкость λ имеет для сжатых стержней, теряющих устойчивость при продольном изгибе.

Даже при незначительных сжимающих усилиях гибкость сжатых стержней не должна быть слишком большой. Очень гибкие стержни легко искривляются от случайных воздействий, провисают от собственной массы, в них появляются нежелательные эксцентриситеты, они вибрируют при динамических нагрузках. Поэтому для сжатых стержней устанавливается предельная наибольшая гибкость, которая является такой же нормативной величиной, как и расчетное сопротивление.

Значение предельной гибкости $[\lambda]$, установленное в нормах, зависит от назначения стержня и степени его загруженности $\alpha = N/(\varphi A R_y \gamma_c)$, где N — расчетное усилие; $\varphi A R_y \gamma_c$ — несущая способность стержня:

	$[\lambda]$
Сжатые пояса, а также опорные стойки и раскосы, передающие Опорные реакции	$180-60\,\alpha$
Прочие сжатые стержни ферм	$210-60\,\alpha$
Сжатые стержни связей	200

При этом α принимается не менее 0,5.

Растянутые стержни конструкции также не должны быть слишком гибкими, так как они могут погнуться при транспортировании и монтаже.

Особенно важно, чтобы стержни имели достаточную жесткость в конструкциях, подверженных динамическим воздействиям (для предотвращения вибрации стержней).

Для растянутых стержней ферм, подвергающихся непосредственному действию динамической нагрузки, установлены следующие значения предельной гибкости:

	$[\lambda]$
Растянутые пояса и опорные раскосы	250
Прочие растянутые стержни ферм	350
Растянутые стержни связей	400

В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых стержней ограничивают только в вертикальной плоскости (чтобы предотвратить чрезмерное их провисание), установив для всех растянутых стержней предельную гибкость $[\lambda] = 400$.

9.5. Подбор сечений элементов ферм

В фермах из прокатных и гнутых профилей для удобства комплектования металла принимается обычно не более 5—6 калибров профилей.

Из условия обеспечения качества сварки и повышения коррозионной стойкости толщину замкнутых профилей (труб, гнутозамкнутых сечений) не следует принимать менее 3 мм, а для уголков — менее 4 мм. Для предотвращения повреждения стержней при транспортировке и монтаже не рекомендуется также применять профили размером менее 50 мм.

Профильный прокат поставляется длиной до 12 м. Для снижения трудоемкости изготовления в фермах пролетом до 24 м (включительно) изготавливаемых из двух отправочных элементов пояса принимают постоянного сечения.

Для снижения расхода стали целесообразно, особенно при больших усилиях, наиболее нагруженные элементы ферм (пояса, опорные раскосы) проектировать из стали повышенной прочности, а прочие элементы — из обычной стали.

Выбор стали для ферм производится в соответствии с нормами. Стержни ферм работают в относительно благоприятных условиях (одноосное напряженное состояние, незначительная концентрация напряжений и т.д.), поэтому для них могут применяться стали полуспокойной выплавки. Фасонки ферм работают в сложных условиях (плоское поле растягивающих напряжений, наличие сварочных напряжений, концентрация напряжений вблизи швов), что повышает опасность хрупкого разрушения и требует применения более качественной спокойной стали.

Подбор сечений элементов ферм удобно оформлять в табличной форме (табл. 9.1).

9.5.1. Подбор сечений сжатых элементов. Предельное состояние сжатых элементов ферм определяется их устойчивостью, поэтому проверка несущей способности этих элементов выполняется по формуле (см. гл. 2)

$$N/(\varphi A) \le R_y\gamma_c, \tag{9.8}$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый по прил. 14.

Формула (9.8) содержит два неизвестных: площадь сечения A и коэффициент φ, являющийся функцией гибкости $\lambda = l_{ef}/i$ и типа сечения (см. прил. 8).

Для подбора сечения необходимо наметить тип сечения, задаться гибкостью стержня, определить по прил. 8 коэффициент φ и найти требуемую площадь сечения

$$A_{тр} = N/(\varphi R_y\gamma_c). \tag{9.9}$$

При предварительном подборе можно принять для поясов легких ферм $\lambda = 60...80$ и для решетки $\lambda = 100...120$. Большие значения гибкости принимаются при меньших усилиях.

Таблица 9.1

Подбор сечения стержней легких ферм

Элемент	Расчетное усилие, кН	Сечение	Площадь сечения A, см^2	Расчетные длины l_x/l_y, см	Радиусы инерции, i_x/i_y, см	Гибкости λ_x/λ_y	Предельная гибкость $[\lambda]$	φ	γ_c	Проверка несущей способности
Верхний пояс	−535	160×100×9 ¬⌐	45,8	258/516	2,85/7,75	90,5/66,6	124	0,546	0,95	$21,4 < R_y\gamma_c = 22,8$ кН/см^2
Раскос	+535	⌋⌊ 90×7	24,5	—	—	—	400	—	0,95	$21,7 < R_y\gamma_c = 22,8$ кН/см^2

Примечание. Для сжатого пояса $[\lambda] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,94 = 124$; $\alpha = N/(\varphi A R_y\gamma_c) = 535/(0,546 \cdot 45,8 \cdot 22,8) = 0,94$.

По требуемой площади подбирается по сортаменту подходящий профиль, определяются его фактические геометрические характеристики A, i_x, i_y, находятся $\lambda_x = l_x/i_x$; $\lambda_y = l_y/i_y$. По большей гибкости уточняется коэффициент φ и проводится проверка устойчивости по формуле (9.8). Если гибкость стержня предварительно была задана неправильно и проверка показала перенапряжение или значительное недонапряжение, то проводят корректировку сечения, принимая промежуточное между предварительно заданным и фактическим значениями гибкости. Обычно второе приближение достигает цели.

Местную устойчивость сжатых элементов, выполненных из прокатных сечений, можно считать обеспеченной, поскольку из условий прокатки толщина полок и стенок профилей больше, чем требуется из условий устойчивости. Устойчивость стенок трубчатых сечений обеспечена, если $r/t \le 1{,}57\sqrt{E/R_y}$, где r — радиус; t — толщина стенки. Для гнутозамкнутых сечений предельная условная гибкость стенок из условия устойчивости $\bar{\lambda}_w$ определяется из выражения

$$\bar{\lambda}_w = (h_w/t)\sqrt{R_y/E} \le \bar{\lambda}_{uw}, \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1 + 0{,}2\bar{\lambda} \le 1{,}6,$$

где $\bar{\lambda} = (l_{ef}/i)\sqrt{R_y/E}$ — условная гибкость стержня.

Для составных сечений предельные гибкости полок и стенок определяются в соответствии с нормами (см. гл. 2).

Пример 9.1. Требуется подобрать сечение верхнего пояса фермы по расчетному усилию $N = 535$ кН.

Расчетные длины стержня $l_x = 2{,}58$ м; $l_y = 5{,}16$ м. Материал — сталь С245; $R_y = 24$ кН/см^2. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0{,}95$; толщина фасонки 12 мм. Поскольку $l_y = 2l_x$, принимаем тавровое сечение из двух неравнополочных уголков, расположенных узкими полками вместе. Задаемся гибкостью в пределах, рекомендуемых для поясов: $\lambda = 80$. Принимаемому сечению соответствует тип кривой устойчивости c и, следовательно, при $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E} = 80\sqrt{24/(2{,}06\cdot 10^4)} = 2{,}73\,\varphi = 0{,}611$.

Требуемая площадь сечения $A_{тр} = N/(\varphi R_y\gamma_c) = 535/(0{,}611\cdot 24\cdot 0{,}95) = 38{,}4$ см^2.

Принимаем сечение из двух уголков 125×80×10, поставленных вместе меньшими полками; $A = 19{,}7\times 2 = 39{,}4$ см^2; $i_x = 2{,}26$ см; $i_y = 6{,}18$ см (следует обратить внимание, что индексы расчетных осей и осей по сортаменту для неравнополочных уголков могут не совпадать);

$$\lambda_x = 258/2{,}26 = 114;\ \lambda_y = 516/6{,}18 = 83;\ \bar{\lambda}_{max} = 114\sqrt{24/(2{,}06\cdot 10^4)} = 3{,}89;\ \varphi = 0{,}417;$$

$$N/(\varphi A) = 535/(39{,}4\cdot 0{,}417) = 32{,}6 \text{ кН/см}^2 > R_y\gamma_c = 22{,}8 \text{ кН/см}^2.$$

Сечение подобрано неудачно и имеет большое перенапряжение. Принимаем гибкость (между предварительно заданной и фактической) $\lambda = 100$; $\bar{\lambda} = 100\sqrt{24/(2{,}06\cdot 10^4)} = 3{,}41$; $\varphi = 0{,}49$; $A_{тр} = 535/(0{,}49\cdot 24\cdot 0{,}95) = 47{,}9$ см^2.

Принимаем два уголка: 160×100×9; $A = 22{,}90\times 2 = 45{,}8$ см^2; $i_x = 2{,}85$ см (i_y не лимитирует сечение); $\lambda_x = 258/2{,}85 = 90{,}5$;

$$\bar{\lambda}_x = 90{,}5\sqrt{24/(2{,}06\cdot 10^4)} = 3{,}09;\ \varphi = 0{,}546;$$

$$N/(\varphi A) = 535/(0{,}546\cdot 45{,}8) = 21{,}4 \text{ кН/см}^2 < R_y\gamma_c = 22{,}8 \text{ кН/см}^2.$$

Оставляем принятое сечение из двух уголков размером 160×100×9.

9.5.2. Подбор сечения растянутых элементов. Предельное состояние растянутых элементов определяется либо их разрывом $\sigma > \sigma_u$, где σ_u — временное сопротивление стали, либо развитием чрезмерных пластических деформаций $\sigma > \sigma_y$, где σ_y — предел текучести.

Стали с нормативным пределом текучести $R_{yn} \leq 44$ кН/см^2 имеют развитую площадку текучести (см. гл. 1), поэтому, как правило, несущая способность элементов из таких сталей проверяется исходя из условия развития пластических деформаций по формуле

$$\sigma = N/A_n \leq R_y\gamma_c, \tag{9.10}$$

где A_n — площадь сечения нетто.

Для элементов, выполненных из сталей, не имеющих площадки текучести (условный предел текучести $\sigma_{02} > 44$ кН/м^2), а также, если эксплуатация конструкций возможна и после развития пластических деформаций, проверка несущей способности производится по формуле

$$\sigma = N/A_n \leq (R_u/\gamma_u)\gamma_c, \tag{9.11}$$

где R_u — расчетное сопротивление, определенное по временному сопротивлению; $\gamma = 1{,}3$ — коэффициент надежности при расчете по временному сопротивлению.

В практике проектирования расчет растянутых элементов обычно выполняется по формуле (9.10).

При этом следует отметить, что если при проверке устойчивости ослабление сечения (например, отверстиями для болтов) не учитывается, поскольку теряет устойчивость весь элемент и местные напряжения не влияют на его предельное состояние, то при проверке растянутого элемента, когда несущая способность определяется напряжениями, возникающими в наиболее слабом сечении, необходимо учитывать возможные ослабления сечения и принимать площадь нетто.

Требуемая площадь нетто растянутого элемента определяется по формуле

$$A_{\text{тр}} = N/(R_y\gamma_c). \tag{9.12}$$

Затем по сортаменту выбирается профиль, имеющий ближайшее большее значение площади (если сечение не ослабляется отверстиями). Проверка принятого сечения в этом случае является формальной.

Пример 9.2. Требуется подобрать сечение растянутого раскоса фермы по расчетному усилию $N = 535$ кН. Материал — сталь С245; $R_y = 24$ кН/см^2; $\gamma_c = 0{,}95$.

Требуемая площадь сечения $A_{\text{тр}} = 535/(24 \cdot 0{,}95) = 23{,}5$ см^2. Сечение не ослаблено отверстиями. Принимаем два равнополочных уголка 90×7; $A = 12{,}3 \cdot 2 = 24{,}6$ см$^2 > A_{\text{тр}}$.

9.5.3. Подбор сечения элементов ферм, работающих на действие продольной силы и изгиб (внецентренное растяжение и сжатие). Предельное состояние внецентренно растянутых элементов определяется чрезмерным развитием пластических деформаций в наиболее нагруженном сечении, и их несущая способность проверяется по формуле (см. гл. 2)

$$[N/(A_nR_y\gamma_c)]^n + M_x/(cW_nR_y\gamma_c) \leq 1. \tag{9.13}$$

Для внецентренно сжатых элементов определяющей в большинстве случаев является потеря устойчивости, и проверка их несущей способности выполняется по формуле

$$N/(\varphi_e A) \leq R_y\gamma_c. \tag{9.14}$$

Подбор сечения таких элементов производится методом последовательных приближений.

Поскольку осевое усилие играет определяющую роль, обычно предварительно с некоторым запасом назначают сечение исходя из его работы на центральное сжатие или растяжение (см. примеры 9.1 и 9.2), а затем проверяют его с учетом действующих моментов по формулам (9.13) и (9.14).

Пример 9.3. Подобрать сечение растянутого нижнего пояса при действии на него внеузловой нагрузки в середине длины панели (рис. 9.15, *а*) $F = 10$ кН. Осевое усилие в поясе $N = 800$ кН. Расстояние между центрами узлов $d = 3$ м. Материал конструкций — сталь С245; $R_y = 24$ кН/см^2. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0{,}95$.

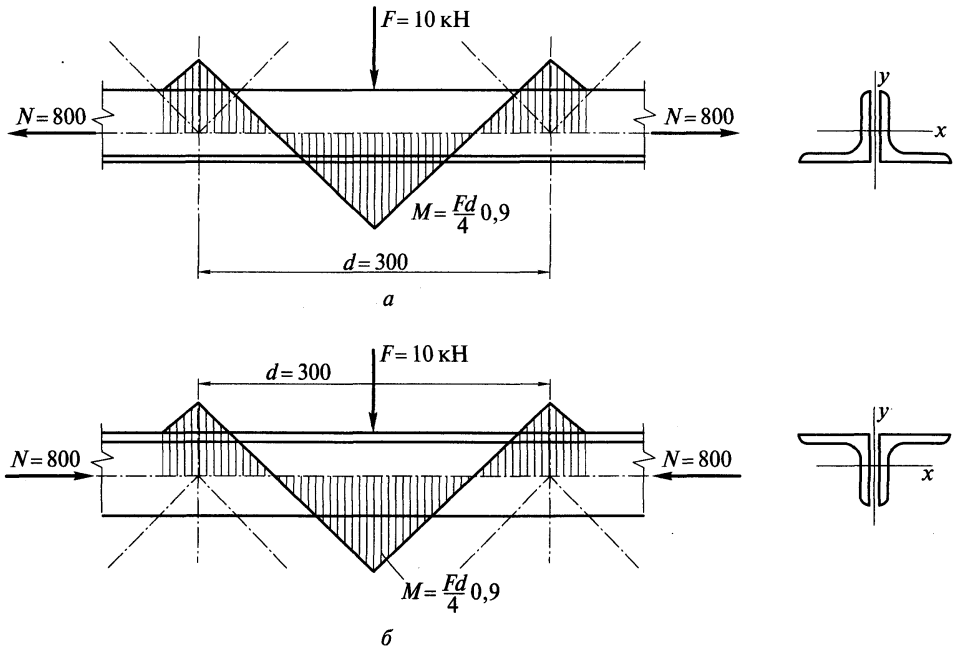


Рис. 9.15. Расчетные схемы к примерам 9.3 (*а*) и 9.4 (*б*)

Подбираем сечение элемента из условия его работы на растяжение по формуле (9.12): $A_{тр} = 800/(24 \cdot 0{,}95) = 35{,}1$ см^2.

Принимаем сечение из двух уголков 125×8; $A = 19{,}7 \cdot 2 = 39{,}4$ см^2; моменты сопротивления для обушка $W_x^{об}$ и пера $W_x^{п}$ равны:

$$W_x^{об} = 294 \cdot 2/3{,}36 = 175 \text{ см}^3;\ W_x^{п} = 294 \cdot 2/(12{,}5 - 3{,}36) = 64{,}3 \text{ см}^3.$$

Момент с учетом неразрезности пояса $M = (Fd/4)0{,}9 = (10 \cdot 300/4)0{,}9 = 675$ кН·см. Проверка несущей способности пояса: по прил. 6 для сечения из двух уголков $n = 1$; $c = 1{,}6$.

По формуле (9.13) для растянутого волокна (по обушку)

$$800/(39{,}4 \cdot 24 \cdot 0{,}95) + 675/(1{,}6 \cdot 175 \cdot 24 \cdot 0{,}95) = 0{,}996 < 1;$$

для сжатого волокна (по перу)

$$800/(39{,}4 \cdot 24 \cdot 0{,}95) - 675/(64{,}3 \cdot 24 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}6) = 0{,}6 < 1.$$

Принятое сечение удовлетворяет условию прочности.

Пример 9.4. Подобрать сечение верхнего сжатого пояса при действии на него внеузловой нагрузки $F = 10$ кН. Осевое усилие в поясе $N = 800$ кН. Расчетная длина пояса $l_x = l_y = d = 3{,}0$ м (рис. 9.15, *б*). Материал конструкций — сталь С245; $R_y = 24$ кН/см^2. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0{,}95$.

Подбираем сечение верхнего пояса из условия работы его на сжатие по формуле (9.9).

Задаемся гибкостью (в пределах рекомендуемых значений) $\lambda = 60$; $\bar{\lambda} = 60\sqrt{24/(2{,}06 \cdot 10^4)} = 2{,}04$; $\varphi = 0{,}737$; $A_{тр} = 800/(0{,}737 \cdot 24 \cdot 0{,}95) = 47{,}6$ см^2.

Принимаем сечение из двух уголков 140×10; $A = 27{,}3 \cdot 2 = 54{,}6$ см^2; $i_x = 4{,}33$ см; $i_y = 6{,}18$ см (при толщине фасонки 12 мм); $W_x^{об} = 2 \cdot 512/3{,}82 = 268$ см^3; $W_x^{п} = 2 \cdot 512/(14{,}0 - 3{,}82) = 101$ см^3; $\lambda_x = 300/4{,}33 = 69{,}3$; $\bar{\lambda}_x = 69{,}3\sqrt{24/(2{,}06 \cdot 10^4)} = 2{,}36$.

Момент с учетом неразрезности пояса $M = (10 \cdot 300/4)0{,}9 = 675$ кН см; $e = M/N = 675/800 = 0{,}844$ см.

Ядровое расстояние для наиболее сжатого волокна (по обушку) $\rho_c = W_x^{об}/A = 268/54{,}6 = 4{,}9$; $m_x = e/\rho_c = 0{,}844/4{,}9 = 0{,}17$.

Коэффициент влияния формы сечения (прил. 11) $\eta = 1{,}8 + 0{,}12m_x = 1{,}8 + 0{,}12 \cdot 0{,}17 = 1{,}82$ (при $A_f/A_w = 1$, $1 < \bar{\lambda}_x \le 5$); $m_{ef} = 0{,}17 \cdot 1{,}82 = 0{,}31$; $\varphi_e = 0{,}672$.

Проверка устойчивости:

$$800/(0{,}672 \cdot 54{,}6) = 21{,}8 \text{ кН/см}^2 < R_y\gamma_c = 22{,}8 \text{ кН/см}^2.$$

Сечение удовлетворяет условию устойчивости в плоскости действия момента. Так как $i_x < i_y$, проверка устойчивости из плоскости действия момента не требуется.

9.5.4. Подбор сечений стержней по предельной гибкости. Ряд стержней легких ферм имеет незначительные усилия. Сечения этих стержней подбирают по предельной гибкости (см. подразд. 9.4.4). К таким стержням обычно относятся дополнительные стойки в треугольной решетке, раскосы в средних панелях ферм треугольного очертания, элементы связей и т. п.

Зная расчетную длину стержня l_{ef} и значение предельной гибкости $[\lambda]$, определяют требуемый радиус инерции $i_{тр} = l_{ef}/[\lambda]$. По нему в сортаменте выбирают сечение, а затем проверяют несущую способность подобранного сечения.

9.5.5. Особенности расчета и подбора сечений элементов тяжелых ферм. В отличие от легких ферм стержни тяжелых ферм проектируются, как правило, составного сечения — сплошного или сквозного (см. рис. 9.12).

Если высота сечений превышает $^1/_{10}$—$^1/_{15}$ длины элементов, необходимо учитывать моменты, возникающие от жесткости узлов, и подбирать сечения как внецентренно сжатые или растянутые.

Узлы тяжелых ферм при больших усилиях делают двухстенчатыми, т. е. размещают фасонки по двум наружным граням поясов (рис. 9.16). Для удобства крепления элементов ширину всех стержней b следует сохранять постоянной. Обычно $b = 400...500$ мм.

В необходимых случаях между фасонкой и гранью элемента устанавливают прокладки.

Пояса тяжелых ферм имеют в разных панелях разные сечения, связанные общностью типа и условиями сопряжения стержней в узлах. Перед началом подбора устанавливают тип сечения (Н-образное, швеллерное, коробчатое) и намечают места изменения сечения. Приемы изменения площади сечения зависят от типа сечения. В сварных Н-образных сечениях обычно изменяется высота вертикалов, в крайнем случае может изменяться и их толщина при сохранении постоянства расстояния между наружными гранями сечения. Горизонтал из условия необходимой устойчивости и жесткости сечения должен иметь толщину не менее $^1/_{50}$ расстояния между вертикалами и не менее 12 мм. Толщину вертикалов исходя из условий их устойчивости следует принимать в соответствии с гл. 2. Основой швеллерных сечений являются два швеллера, которые проходят через все сечения (см. рис. 9.12, *д*).

Швеллерное сечение развивают путем добавления вертикальных листов. Таким образом, высота швеллерных сечений может быть постоянной во всех стержнях.

После подбора сечений производят их проверку. Проверку сечений сжатых стержней ферм выполняют так же, как центрально-сжатых колонн (см. гл. 8): Н-образных — как сплошных, швеллерных — как сквозных, с той разницей, что ширина b сечений здесь является заданной, а не определяемой из условия равноустойчивости.

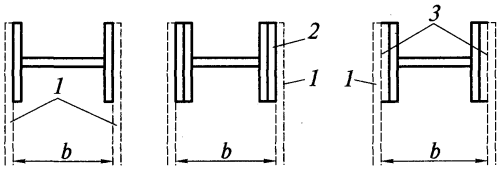


Рис. 9.16. Размещение фасонок в тяжелых фермах:

1 — фасонка; *2* — лист; *3* — прокладка

При учете жесткости узлов подбор сечений ферм выполняют как внецентренно сжатых или внецентренно растянутых элементов.

Раскосы ферм принимают обычно швеллерного (см. рис. 9.12, *д*) или Н-образного сечения (см. рис. 9.12, *а* или *б*). Швеллерные сечения более выгодны при работе на продольный изгиб и потому весьма часто применяются для длинных гибких раскосов, но они более трудоемки по сравнению с Н-образными сечениями.

Ширину сечения раскосов для простоты сопряжении на монтаже обычно принимают на 2 мм меньше расстояния между гранями фасонок.

9.6. Конструкции легких ферм

9.6.1. Общие требования к конструированию. Чтобы избежать дополнительных напряжений от расцентровки осей стержней в узлах, необходимо стремиться центрировать стержни в узлах по осям, проходящим через их центры тяжести (с округлением до 5 мм).

Узловые моменты, являющиеся следствием расцентровки стержней в узлах, определяются как произведение нормальных усилий стержней и внешних узловых сил на их плечи до точки пересечений осей двух раскосов (рис. 9.17).

Момент $M = (H_2 - N_1)e_2 - Fe_1$ распределяется между элементами фермы, сходящимися в узле, пропорционально их погонным жесткостям. Если жесткость элементов решетки по сравнению с поясом мала, то момент в основном воспринимается поясом фермы. При постоянном сечении пояса и одинаковых панелях момент в поясе $M_п = M/2$.

Резку стержней решетки производят, как правило, нормально к оси стержня; для крупных стержней допускают косую резку в целях уменьшения размеров фасонок. Чтобы уменьшить сварочные напряжения в фасонках, стержни решетки не доводятся до поясов на расстояние $a = 6t - 20$ мм, но не более 80 мм (здесь t — толщина фасонки в мм). Между торцами стыкуемых элементов поясов ферм, перекрываемых накладками, следует оставлять зазор не менее 50 мм.

Толщину фасонок выбирают в зависимости от действующих усилий (табл. 9.2) и принятой толщины сварных швов. При значительной разнице усилий в стержнях решетки можно принимать две толщины в пределах отправочного элемента. Допустимая разница толщин фасонок в смежных узлах равна 2 мм.

Размеры фасонок определяются необходимой длиной швов крепления элементов. Необходимо стремиться к простейшим очертаниям фасонок, чтобы упростить их изготовление и уменьшить количество обрезков. Целесообразно унифицировать размеры фасонок и иметь на ферму не более одного-двух типоразмеров. Стропильные фермы пролетом 18—36 м разбивают на два отправочных элемента с укрупнительными стыками в средних узлах. Стыки целесообразно для удобства укрупнительной сборки и изготовления проектировать так, чтобы правая и левая полуфермы были взаимозаменяемыми.

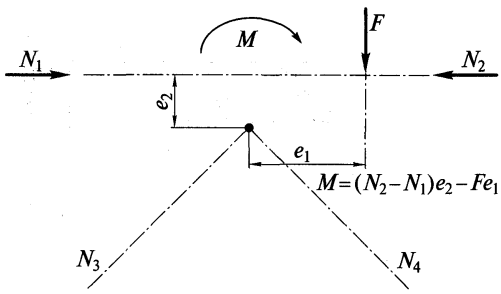


Рис. 9.17. Определение дополнительных моментов от расцентровки узлов

При проектировании ферм со стержнями из широкополочных двутавров и тавров, из замкнутых гнутосварных профилей или из круглых труб надо пользоваться специальными руководствами, разработанными различными организациями (ЦНИИПроектстальконструкция им. Н. П. Мельникова, ЦНИИСК им. В. В. Кучеренко и др.).

9.6.2. Фермы из одиночных уголков. В легких сварных фермах из одиночных уголков узлы можно проектировать без фасонок и стержни решетки приваривать непосредственно к полке поясного уголка

Таблица 9.2

Рекомендуемые толщины фасонок

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

угловыми швами (рис. 9.18). Оси центров тяжести элементов фермы лежат в разных плоскостях, в результате чего в узле фермы появляется крутящий момент. Для его снижения целесообразно прикреплять решетки к внутренней грани полки пояса (рис. 9.18, *б*).

Для повышения жесткости узла может быть поставлена дополнительная планка *1*. Уголки следует прикреплять обваркой по контуру. Допускается приварка уголка одним фланговым швом (у обушка) и лобовыми швами, а также центровка осей стержней решетки на обушок пояса (рис. 9.18, *а*). Если для прикрепления стержней решетки непосредственно к полке поясов не хватает места, то к полке пояса приваривают планку (см. рис. 9.18, *б*), создающую в узле необходимое уширение. Швы, прикрепляющие уголок, рассчитывают в соответствии с указаниями подразд. 4.5.

9.6.3. Фермы из парных уголков. В фермах со стержнями из двух уголков, составленных тавром, узлы проектируют на фасонках, которые заводят между уголками. Стержни решетки прикрепляют к фасонке флаговыми швами (рис. 9.19). Усилие в элементе распределяется между швами по обушку и перу уголка обратно пропорционально их расстояниям до оси стержня. Разность площадей швов регулируется толщиной и длиной швов. Концы фланговых швов для снижения концентрации напряжений заводят на торцы стержня на 20 мм.

К поясу фасонки рекомендуется прикреплять сплошными швами минимальной толщины. Фасонки выпускают за обушки поясных уголков на 10—20 мм.

Швы, прикрепляющие фасонку к поясу, при отсутствии узловых нагрузок рассчитывают на разность усилий в смежных панелях пояса (рис. 9.19, *в*):

$$N = N_2 - N_1. \qquad (9.15)$$

В месте опирания на верхний пояс прогонов или кровельных плит (рис. 9.19, *в*, *г*) фасонки не доводят до обушков поясных уголков на 10—15 мм.

Чтобы прикрепить прогоны, к верхнему поясу фермы приваривают уголок с отверстиями для болтов (см. рис. 9.19, *в*). В местах опирания крупнопанельных плит верхний пояс стропильных ферм усиливают накладками $t = 12$ мм, если толщина поясных уголков менее 10 мм при шаге ферм 6 м и не менее 14 мм при шаге ферм 12 м.

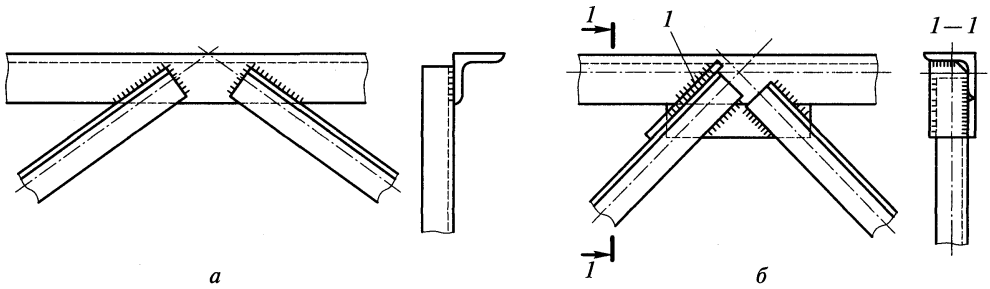


Рис. 9.18. Узлы ферм из одиночных уголков:
а — бесфасоночный; *б* — с дополнительными фасонками

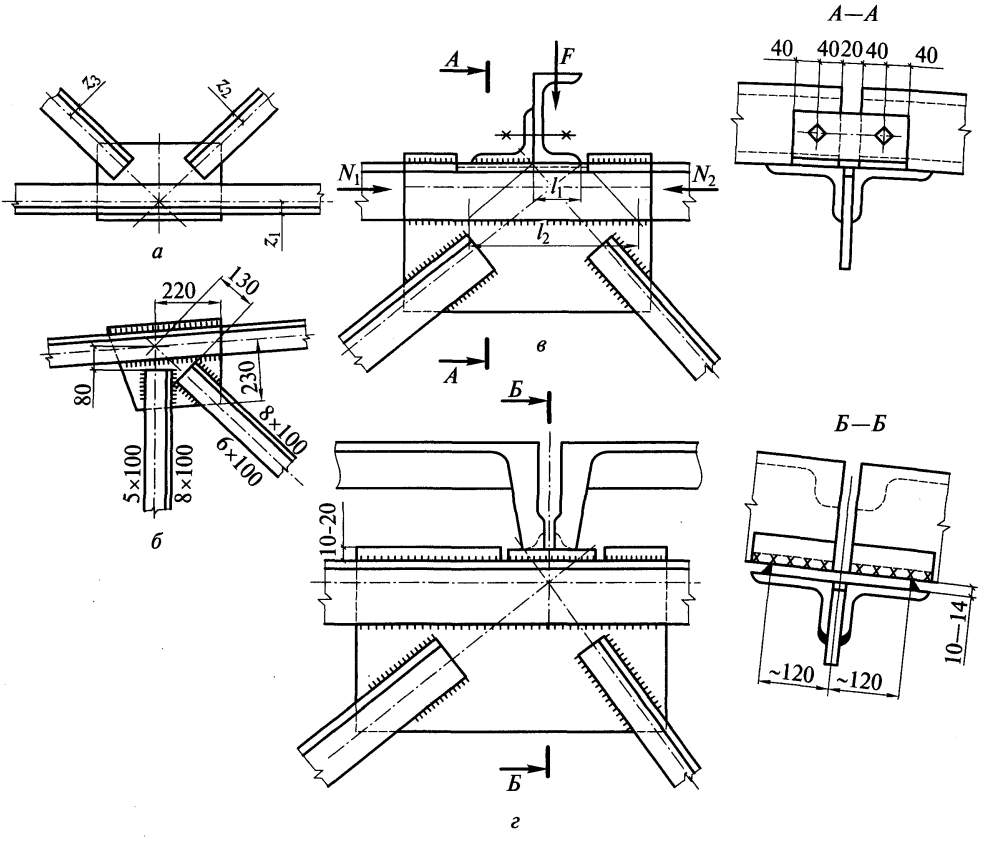


Рис. 9.19. Узлы ферм из парных уголков:

а — центрирование стержней; *б* — узел при раскосной решетке; *в* — прикрепление прогонов; *г* — прикрепление крупнопанельных плит

Во избежание ослабления сечения верхнего пояса не следует приваривать накладки поперечными швами.

Если к узлу приложена сосредоточенная нагрузка (см. рис. 9.19, *в*), то швы, прикрепляющие фасонку к поясу, рассчитывают на совместное действие продольного усилия (от разницы усилий в поясах) и сосредоточенной нагрузки.

Условно усилие F передается на участки швов l_1 и l_2 (см. рис. 9.19, *в*). Напряжения в швах от этого усилия

$$\tau_{wF} = F/[\beta_f k_f (l_1 + l_2)]; \tag{9.16}$$

от продольного усилия

$$\tau_{wN} = N/(\beta_f k_f \sum l_w), \tag{9.17}$$

где $\sum l_w$ — суммарная длина швов крепления пояса к фасонке.

Прочность шва проверяется на совместное действие усилий по формуле

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wF}^2 + \tau_{wN}^2} \le R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c. \tag{9.18}$$

Аналогично проверяется прочность соединения по границе сплавления (см. гл. 4).

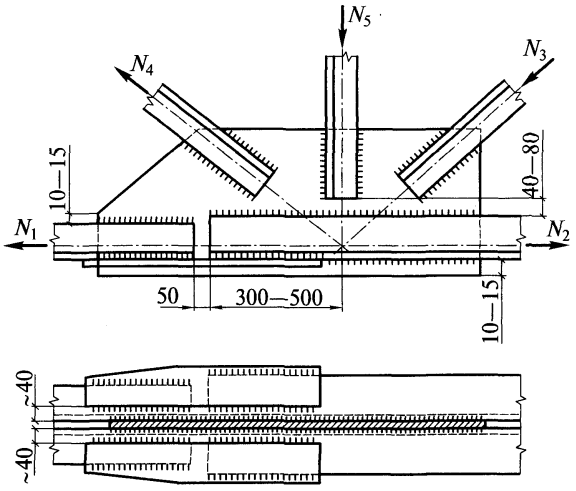


Рис. 9.20. Заводской стык пояса с изменением сечения

При расчете узлов обычно задаются значением k_f и определяют требуемую длину шва.

Фасонки ферм с треугольной решеткой следует конструировать прямоугольного очертания, а с раскосной решеткой — в виде прямоугольной трапеции. Такие фасонки вырезают из листа с минимальным количеством отходов и наименьшей длиной резов.

Для обеспечения плавной передачи усилия и снижения концентрации напряжений угол между краем фасонки и элементом решетки должен быть не менее 15° (рис. 9.19, *б*).

Стыки поясов необходимо перекрывать накладками, выполненными из уголков (при одинаковой толщине поясов) или листов (рис. 9.20). Площадь сечения стыковых элементов должна быть не меньше площади сечения стыкуемых элементов. Уголки, перекрывающие стыки пояса, принимаются того же калибра, что и поясные. Для того чтобы прикрепить уголковую накладку, приходится срезать обушок и вертикальную полку уголка. Уменьшение его площади сечения компенсируется фасонкой.

При установке листовых накладок в работу включается фасонка. Центр тяжести сечения в месте стыка не совпадает с центром тяжести сечения пояса, и оно работает на внецентренное растяжение (или сжатие). Для облегчения работы фасонок стык пояса желательно вынести за пределы узла.

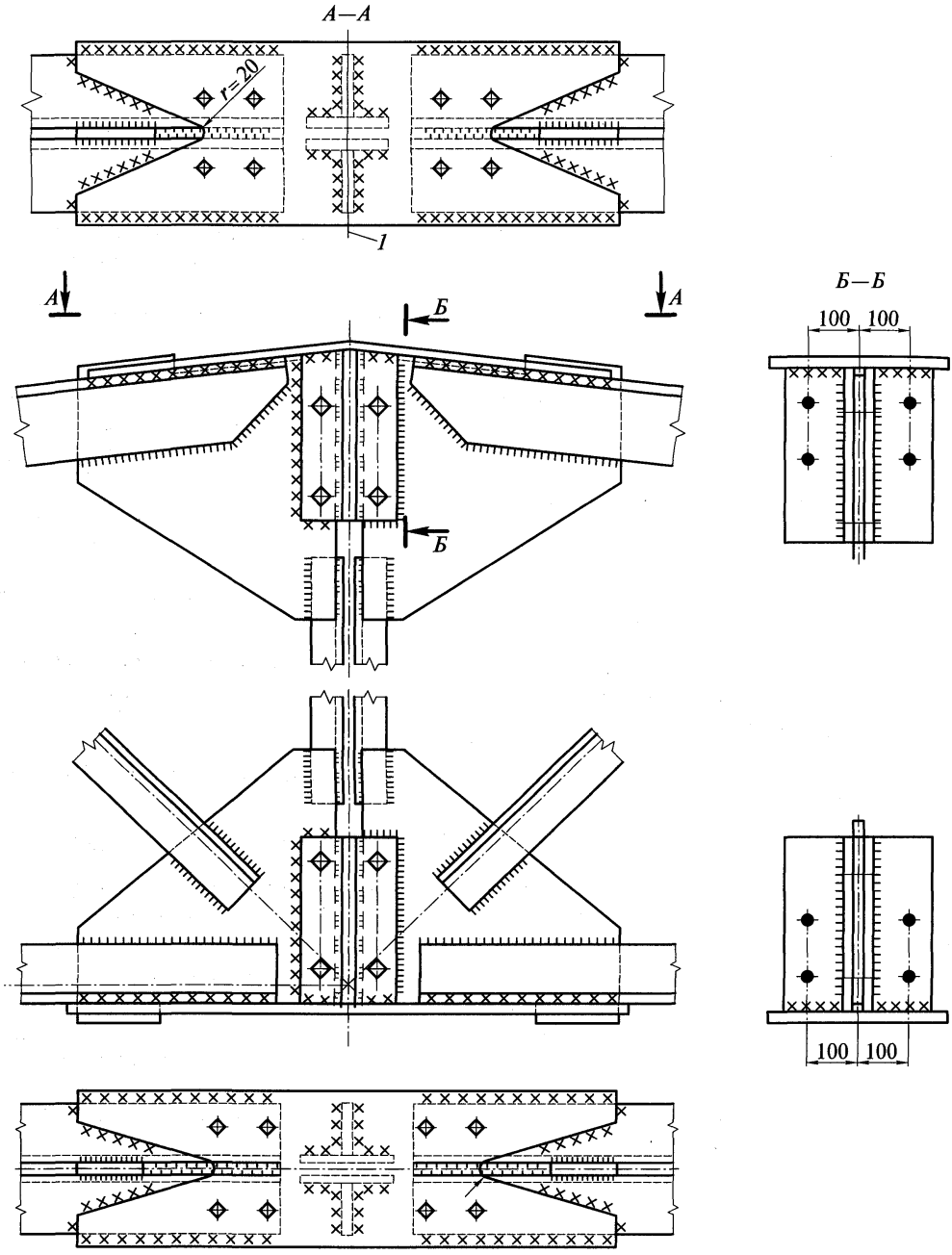
Крепление накладок к поясным уголкам целесообразно рассчитать из условия равнопрочности на полное усилие, которое может выдерживать накладка.

Для обеспечения совместной работы уголков их соединяют прокладками.

Расстояние между прокладками должно быть не более $40i$ для сжатых элементов и $80i$ для растянутых, где i — радиус инерции одного уголка относительно оси, параллельной прокладке. При этом в сжатых элементах ставится не менее двух прокладок. Если уголки не соединены прокладками, то при расчете каждый уголок рассматривают отдельно, а его гибкость определяют исходя из минимального для одного уголка радиуса инерции i_{min}.

Решения укрупнительного узла ферм при их поставке из отдельных отправочных элементов показаны на рис. 9.21. Приведенные решения обеспечивают сборку конструкции из двух симметричных взаимозаменяемых полуферм.

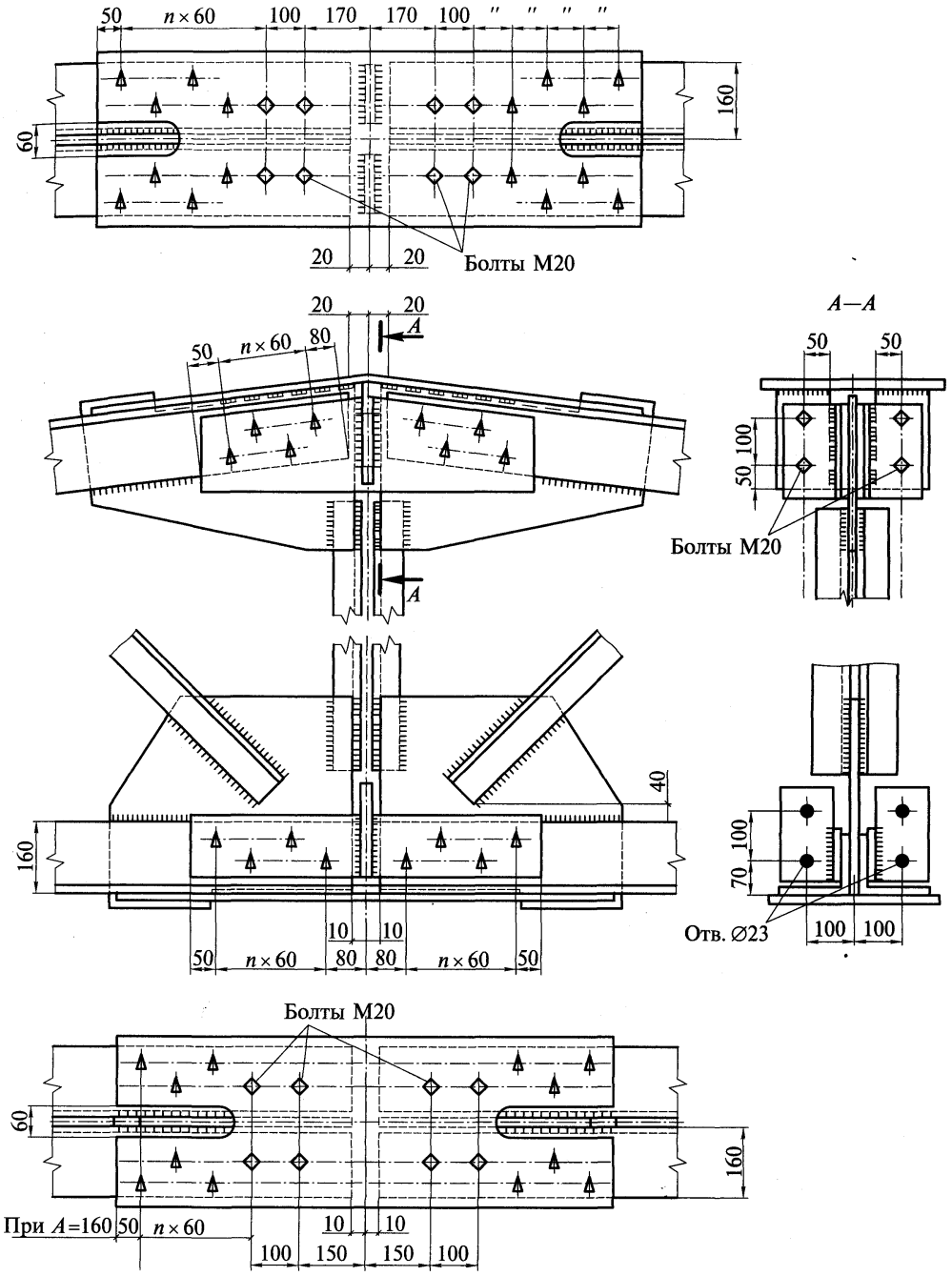
Конструкция опорных узлов зависит от вида опор (металлические или железобетонные колонны, кирпичные стены и т.д.) и способа сопряжения (жесткое или шарнирное).



а

Рис. 9.21. Укрупнительный стык стро

а — на сварке; *б* — на болтах;



б

пильной фермы из парных уголков:

1 — линия сгиба стыковой накладки

При свободном опирании ферм на нижележащую конструкцию возможное решение опорного узла показано на рис. 9.22. Давление фермы F_R через плиту передается на опору. Площадь плиты $A_{пл}$ определяется по несущей способности материала опоры:

$$A_{пл} \geq F_R / R_{оп}, \tag{9.19}$$

где $R_{оп}$ — расчетное сопротивление материала опоры на сжатие.

Плита работает на изгиб от отпора материала опоры аналогично плите базы колонны (см. гл. 8).

Давление фермы на опорную плиту передается через фасонку и опорную стойку, образующие жесткую опору крестового сечения. Оси пояса и опорного раскоса центри-

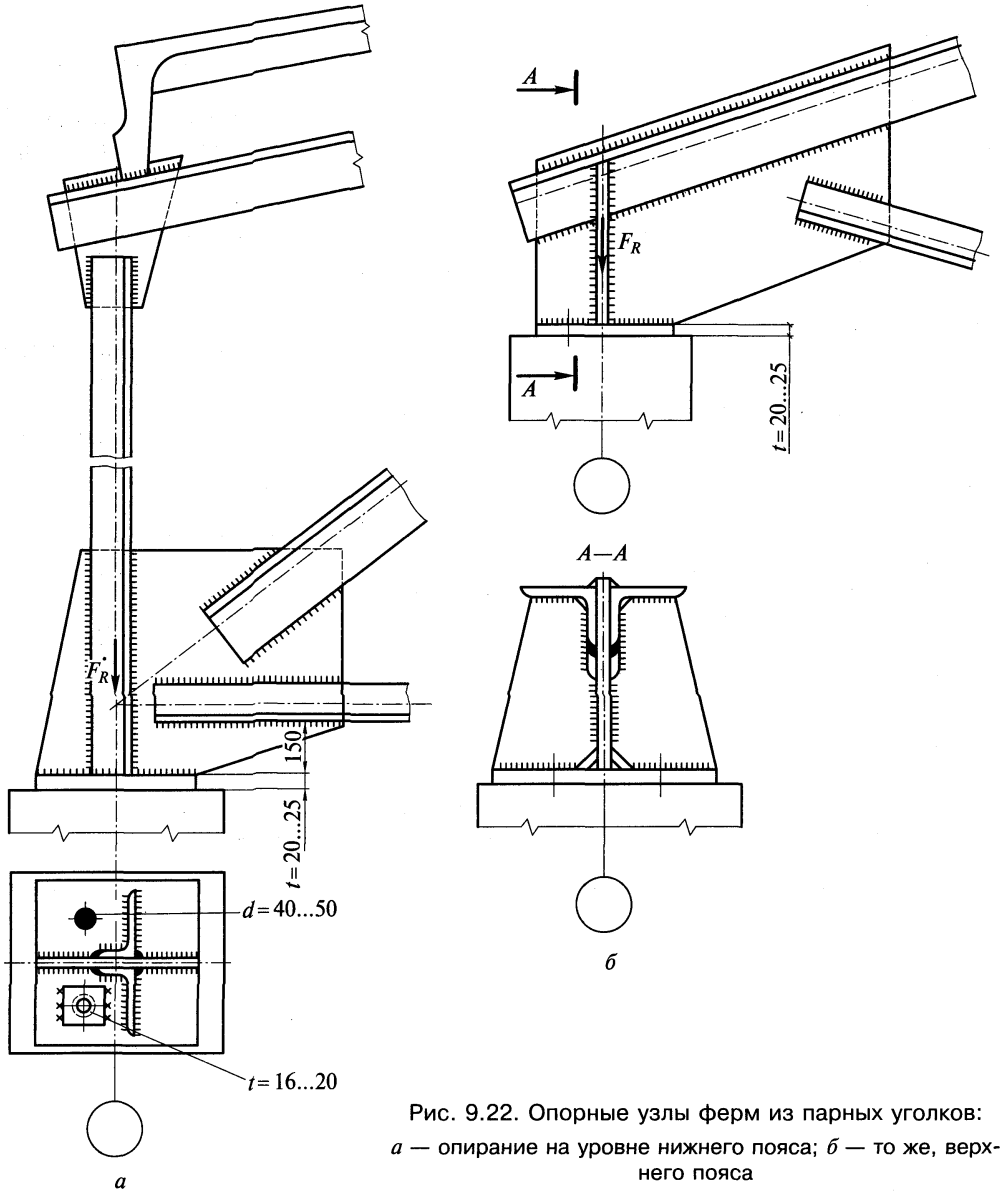


Рис. 9.22. Опорные узлы ферм из парных уголков:

а — опирание на уровне нижнего пояса; *б* — то же, верхнего пояса

руют на ось опорной стойки; таким образом, опорная реакция фермы проходит через центр жесткого креста.

Швы, приваривающие фасонку и опорную стойку к плите, рассчитывают на опорную реакцию:

$$F_R/(k_f\sum l_w) \le (R_w\beta)_{\min}\gamma_c. \qquad (9.20)$$

Если торцы фасонки и опорной стойки фрезеруются, то усилие на плиту передается за счет плотного касания (смятия), и швы являются конструктивными.

В опорной плите устраивают отверстия для анкеров. Для компенсации возможного несовпадения анкерных болтов и отверстий диаметр отверстия делают в 2—2,5 раза больше диаметра анкеров, а шайбы анкерных болтов приваривают к плите.

Для удобства сварки и монтажа узла расстояние между нижним поясом и опорной плитой принимают обычно не менее 150 мм.

Аналогично конструируется опорный узел при опирании фермы в уровне верхнего пояса (рис. 9.22, *б*).

9.6.4. Фермы с поясами из широкополочных тавров с параллельными гранями полок. Тавры с параллельными гранями полок получают путем продольного роспуска широкополочных двутавров. Тавры применяются в поясах ферм, решетка выполняется из спаренных или одиночных прокатных или гнутых уголков. По сравнению с фермами со стержнями из парных уголков фермы с поясами из тавров экономичнее по расходу металла на 10—12 %, по трудоемкости на 15—20 % и по стоимости на 10—15 %. Экономия достигается за счет уменьшения числа деталей, размеров фасонок и длины сварных швов.

При небольших усилиях в раскосах швы их крепления к поясу могут быть размещены на стенке тавра (рис. 9.23, *а*). При больших усилиях (опорный и соседний с ним раскосы) для обеспечения необходимой длины швов приходится приваривать к стенке тавра узловую фасонку той же толщины (рис. 9.23, *б*). Стыковой шов соединения фа-

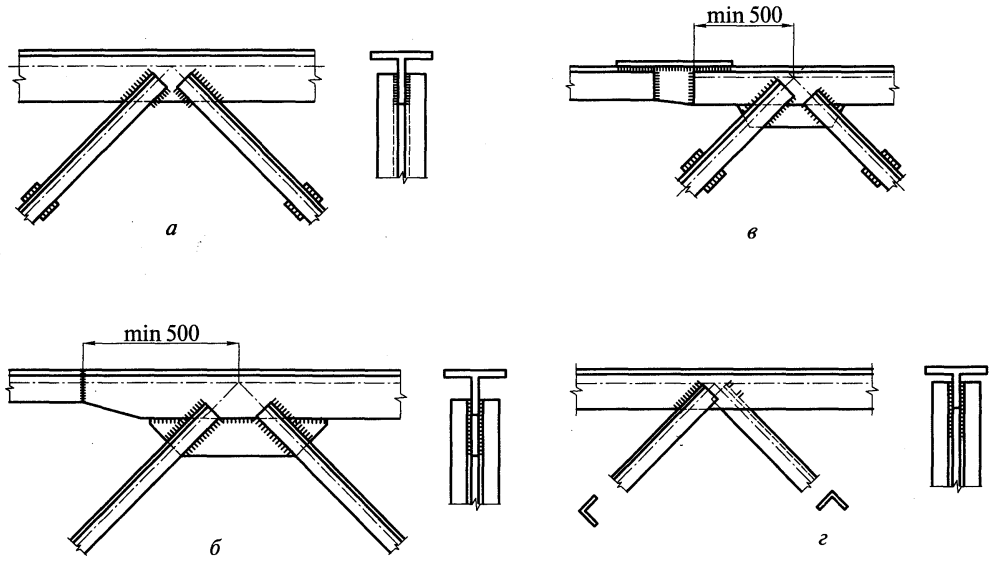


Рис. 9.23. Узлы ферм с поясами из тавров:

а — узел без фасонки; *б* — узел с дополнительной фасонкой и изменением сечения пояса встык; *в* — узел с изменением сечения пояса с помощью накладки и вставки; *г* — узел фермы с перекрестной решеткой из уголков

сонки со стенкой тавра рассчитывается на срез от усилия, равного разности усилий в примыкающих панелях пояса.

Изменение сечения пояса может быть осуществлено встык (см. рис. 9.23, *б*) или с помощью листовой вставки и накладки (рис. 9.23, *в*).

Укрупнительные стыки отправочных марок выполняются на сварке или высокопрочных болтах.

Высокие экономические показатели имеют фермы с поясами из тавров и перекрестной решеткой из одиночных уголков (см. рис. 9.7, *ж*). Раскосы из одиночных уголков удается, как правило, прикрепить к стенке тавра без дополнительных фасонок (рис. 9.23, *г*). В месте пересечения раскосы соединяются на сварке или с помощью болта. Растянутый раскос препятствует потере устойчивости сжатого и уменьшает его расчетную длину как в плоскости, так и из плоскости фермы в 2 раза.

9.6.5. Фермы из труб. Узловые сопряжения трубчатых ферм должны обеспечивать герметизацию внутренней полости ферм, чтобы предотвратить возникновение там коррозии.

В трубчатых фермах наиболее рациональны бесфасоночные узлы с непосредственным примыканием стержней решетки к поясам (рис. 9.24, *а*). При выполнении фигурной резки концов специальными машинами узлы с непосредственным примыканием дают высококачественное соединение с минимальной затратой труда и материала. Стержни центрируют, как правило по геометрическим осям. При неполном использовании несущей способности поясной трубы допускается эксцентриситет не более одной четверти диаметра поясной трубы.

Расчет узлового сопряжения с непосредственным примыканием стержней решетки к поясам является теоретически сложной задачей, относящейся к области расчета пересекающихся цилиндрических оболочек.

Напряжения по длине шва распределяются неравномерно и зависят от отношения диаметров соединяемых труб, толщины стенки поясной трубы угла сопряжения труб, прочностных характеристик материала поясной трубы и т. п.

Форма сварного шва без снятия фаски получается переменной по длине линии соединения труб. При остром угле примыкания шов приближается к угловому, при тупом — к стыковому.

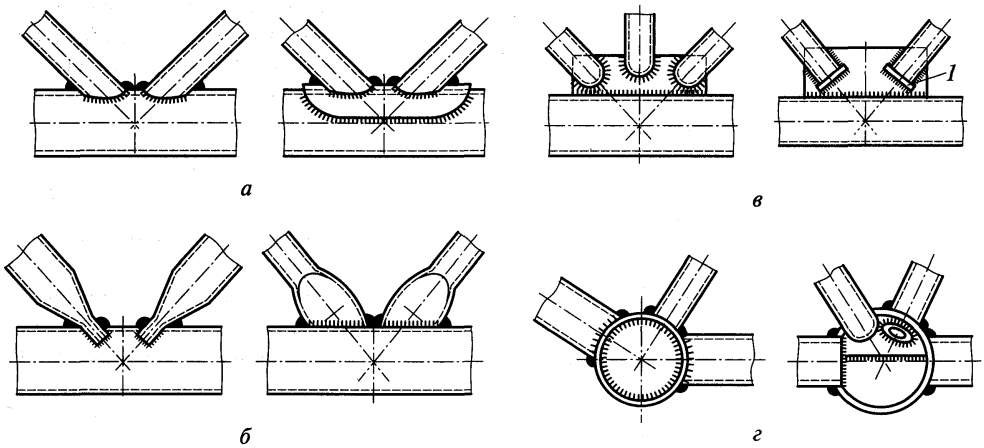


Рис. 9.24. Узлы трубчатых ферм:

а — с непосредственным примыканием; *б* — со сплющиванием концов стержней; *в* — на фасонках; *г* — со вставками; *1* — заглушка

В результате снятия фаски с переменным углом ее наклона по длине реза торца трубы сварной шов на большей части своего протяжения может рассматриваться как стыковой.

Прочность шва, прикрепляющего трубчатый стержень решетки, можно проверить в запас прочности по формуле

$$N/(0{,}85k_f l_w) \le (R_w\beta)_{\min}\gamma_c, \qquad (9.21)$$

где 0,85 — коэффициент условия работы шва, учитывающий неравномерность распределения напряжения по длине шва; l_w — длина шва, определяемая по формуле

$$l_w = 0{,}5\pi d\xi[1{,}5(1 + \operatorname{cosec}\alpha) - \sqrt{\operatorname{cosec}\alpha}]. \qquad (9.22)$$

Значение коэффициента ξ, зависящего от соотношения диаметров труб, приведены в табл. 9.3.

При недостаточной толщине пояса его можно усилить накладкой (см. рис. 9.24, *а*). Накладки вырезают из трубы того же диаметра, что и пояс, или выгибают из листа толщиной не менее одной и не более двух толщин стенки поясной трубы.

Если в узлах трубчатые стержни решетки пересекаются между собой, растянутый раскос целесообразно приваривать к поясу по всему контуру сечения, а сжатый раскос или стойку частично прирезать и приваривать к растянутому. Следует иметь в виду, что прирезка сжатого стержня усложняет обработку, а закрытая часть сварного шва (перекрываемая сжатым раскосом) недоступна для осмотра. Можно избежать прирезки к раскосам сжатой стойки устройством специального столика.

При передаче на пояса ферм сосредоточенных нагрузок (от массы кровли, подвесного транспорта и т. п.) необходимо предусматривать детали для приложения этих нагрузок симметрично относительно осевой плоскости фермы вдоль боковых участков стенки поясной трубы.

Укрупнительное соединение стропильных ферм в коньковом узле рекомендуется выполнять с центрирующей прокладкой, расположенной между фланцевыми заглушками.

Если нет станков для фигурной обработки торцов трубы, узлы трубчатых ферм можно выполнять со сплющиванием концов стержней решетки (рис. 9.24, *б*), а в исключительных случаях — на фасонках (рис. 9.24, *в*). Сплющивание концов допустимо лишь для труб из низкоуглеродистой или другой пластичной стали.

Узлы в местах перелома оси пояса, а также при большом числе сходящихся стержней можно в отдельных случаях выполнять с цилиндрическими или многоугольными узловыми вставками (рис. 9.24, *г*). При пространственном узле вставка делается шаровой.

Соединять трубы одинакового диаметра рационально встык на остающемся подкладном кольце (рис. 9.25, *а*).

Расчет такого соединения на растяжение и сжатие производят по формуле

$$N/(\pi D_{\text{ср}} t) \le (R_w\beta)_{\min}\gamma_c, \qquad (9.23)$$

где $D_{\text{ср}}$ — средний диаметр трубы с меньшей толщиной стенки; t — меньшая толщина стенки соединяемых труб.

Стыковое соединение получается равнопрочным с основным металлом при расчетном сопротивлении наплавленного металла не ниже расчетного сопротивления материала труб для сталей, неразупрочняемых при сварке. При более низком расчетном

Таблица 9.3

Значения коэффициента ξ

d/D	0,2	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
ξ	1,00	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,08	1,12	1,22

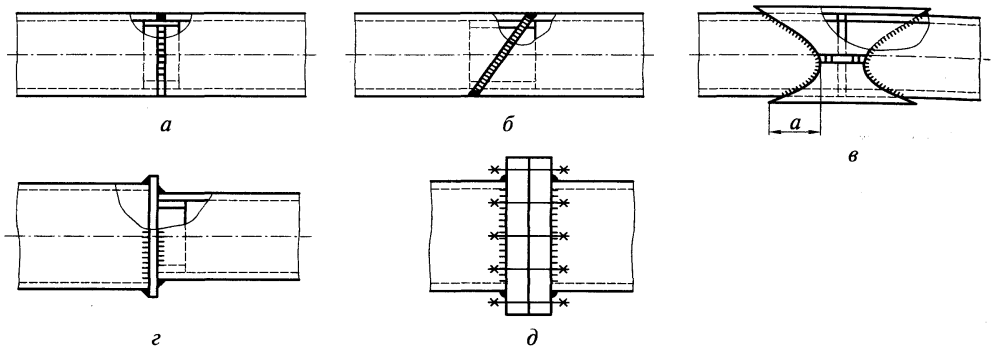


Рис. 9.25. Стыковые соединения труб:

а — прямой с подкладным кольцом; *б* — то же, косой; *в* — с наружными накладками; *г* — сварной через торцевой фланец; *д* — болтовое фланцевое

сопротивлении наплавленного металла стыковое соединение на подкладном кольце можно выполнять косым швом (рис. 9.25, *б*).

Если невозможно обеспечить достаточную точность подгонки труб для сопряжения встык и равнопрочность сварного шва, стыковые соединения труб равных диаметров можно выполнять с помощью парных кольцевых накладок, гнутых из листа или вырезаемых из трубы того же или несколько большего диаметра (рис. 9.25, *в*). Фигурные вырезы накладок позволяют увеличить длину шва для получения соединения, равнопрочного с основным металлом. Толщину накладок и сварного шва рекомендуется принимать на 20 % больше толщины стыкуемых труб.

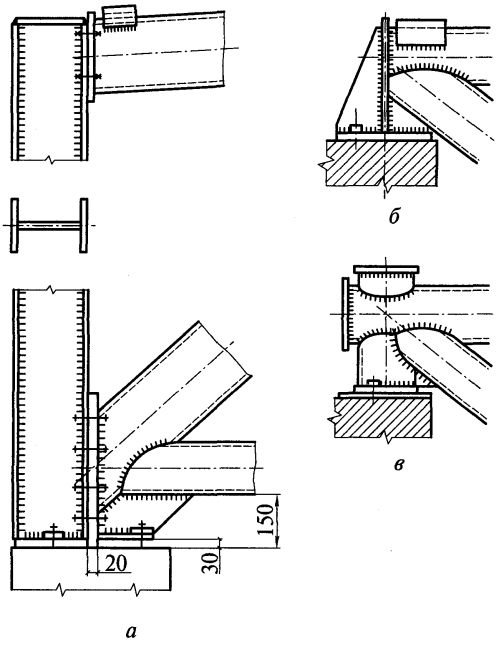


Рис. 9.26. Опорные узлы трубчатых ферм:

а — через опорные фланцы; *б* и *в* — при шарнирном опирании фермы

Длина сварного шва при накладках с фигурными вырезами приближенно определяется по формуле

$$t_w \approx 2n\sqrt{a^2 + (\pi D / 2n)^2}, \qquad (9.24)$$

где a — размер лепестка (глубина фигурного выреза накладки вдоль оси трубы); n — число лепестков по периметру трубы.

Стыковые соединения труб разных диаметров, работающие на сжатие, а также соединения в местах перелома оси пояса могут выполняться с помощью торцевых прокладок (рис. 9.25, *г*). На монтаже часто применяются фланцевые соединения на болтах (рис. 9.25, *д*).

Примеры решения опорных узлов ферм приведены на рис. 9.26.

9.6.6. Фермы из гнутых профилей. *Фермы из гнутосварных замкнутых профилей* (*ГСП*). Проектируют с бесфасоночными узлами (рис. 9.27). Для упрощения конструкции узлов следует принимать треугольную решетку без дополнительных стоек, при которой в узлах к поясам примыкает не более двух элементов.

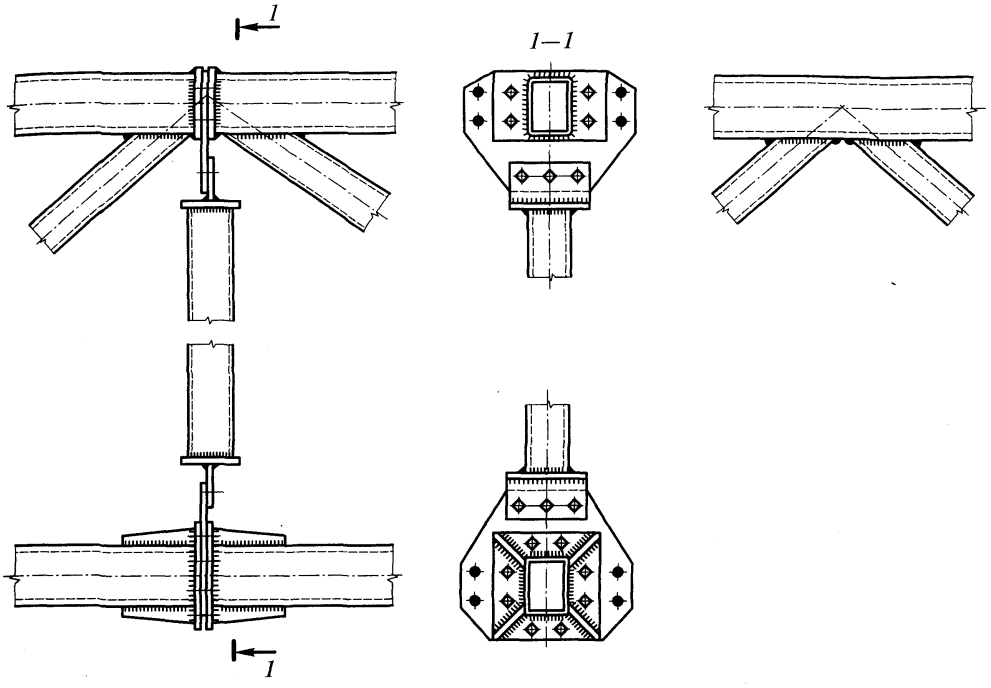


Рис. 9.27. Узлы ферм из гнутозамкнутых профилей

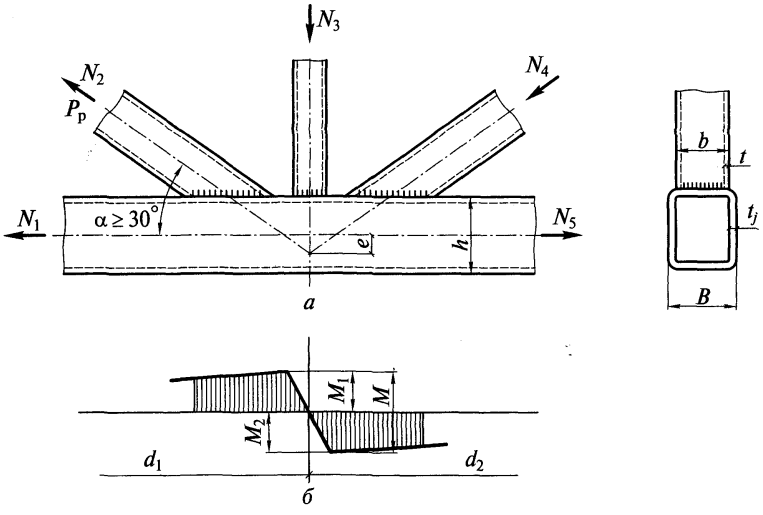


Рис. 9.28. Узел с расцентровкой осей стержней:
а — схема узла; *б* — распределение моментов в поясе

Толщину стенок стержней ферм рекомендуется принимать не менее 3 мм. В одной ферме не должны применяться профили одинаковых размеров сечения, отличающиеся толщиной стенок менее чем на 2 мм.

Ширину стержней решетки $b_р$ (из плоскости конструкции) следует принимать возможно большей, но не более $B - 3(t_п + t_р)$ из условия наложения продольных сварных швов и не менее 0,6 поперечного размера пояса B ($t_п$, $t_р$ — толщина пояса и решетки).

Углы примыкания раскосов к поясу должны быть не менее 30° для обеспечения плотности участка сварного шва со стороны острого угла. Следует избегать пересечения стержней решетки в узлах во избежание двойной резки концов стержней.

Для свободного размещения стержней решетки на уровне примыкания их к поясу иногда приходится нарушать центрацию элементов (рис. 9.28).

Если эксцентриситет $e > 0{,}025h$, то при расчете следует учитывать узловой момент $M = (N_5 - N_1)e$. Гибкость стержней решетки в плоскости фермы значительно больше гибкости пояса, поэтому узловой момент воспринимается в основном поясом.

Приближенно моменты в поясе можно определить по формулам:

$$M_1 \approx (d_2/(d_1 + d_2))M; \tag{9.25}$$

$$M_2 \approx (d_1/(d_1 + d_2))M, \tag{9.26}$$

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

Заводские стыки стержней рекомендуется выполнять сваркой встык на остающейся подкладке, а монтажные стыки — фланцевыми на болтах.

Сварные швы, прикрепляющие стержни решетки к полкам поясов с полным проплавлением стенки профиля, рассчитывают, как стыковые (см. гл. 4).

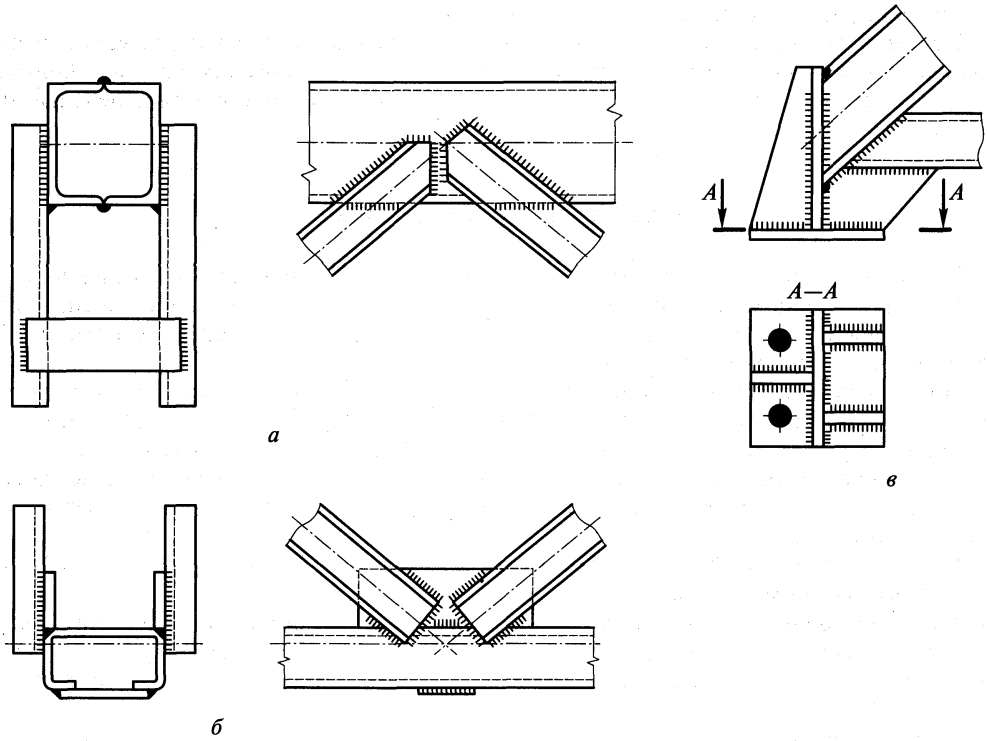


Рис. 9.29. Узлы ферм из открытых гнутых профилей:
а и *б* — промежуточный поясной; *в* — опорный

Фермы из открытых гнутых профилей. Узлы ферм из легких гнутых профилей во многих случаях также могут выполняться без фасонок.

При поясе фермы коробчатого сечения и раскосах из двух ветвей, соединенных планками, раскосы примыкают с двух сторон внахлестку к поясу и привариваются фланговыми швами (рис. 9.29, *а*). Если высота пояса недостаточна, то к нему в двух плоскостях стыковыми швами приваривают фасонки, к которым прикрепляют стержни решетки (рис. 9.29, *б*). Решение опорного узла показано на рис. 9.29, *в*.

9.7. Оформление рабочего чертежа легких ферм (КМД)

На деталировочном (рабочем) чертеже показывают фасад отправочного элемента, планы верхнего и нижнего поясов, вид сбоку и, если необходимо, разрезы. Узлы вычерчивают на фасаде, причем для ясности чертежа узлы и сечения стержней вычерчивают в масштабе 1:10—1:15 на схеме осей фермы, вычерченной в масштабе 1:20—1:30 (см. рис. 13.17).

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

Основными размерами узла в сварных фермах являются расстояния от центра узла до торцов прикрепляемых стержней решетки и до края фасонки (см. рис. 9.19). По этим расстояниям определяются требуемая длина стержней решетки, которая обычно назначается кратной 10 мм, и размеры фасонок. На чертеже указываются размеры сварных швов и расположение отверстий для болтов.

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

В примечаниях указываются особенности изготовления конструкции, неясные из чертежа.

9.8. Узлы тяжелых ферм

В тяжелых фермах необходимо более строго выдерживать центровку стержней в узлах по осям, проходящим через центры тяжести, так как даже при небольших эксцентриситетах большие усилия в стержнях вызывают значительные моменты, которые необходимо учитывать при расчете ферм.

При изменении сечения поясов центровку элементов следует проводить по осям центров тяжести сечений. Если необходимо обеспечить ровную поверхность грани пояса (например, для опирания кровельных элементов в покрытиях зданий), за ось пояса принимают осредненную линию центров тяжести, при этом в расчете необходимо учесть момент, возникающий от расцентровки элементов (если эксцентриситет превышает 1,5 % высоты сечения пояса).

Поскольку тяжелые фермы имеют, как правило, высоту больше провозного габарита (3,85 м), их приходится собирать на монтаже из отдельных элементов. Монтажные стыки элементов располагают в узлах или около узлов. Стыки вне узлов конструктивно проще, а узлы фермы имеют в этом случае меньшую концентрацию напряжений. Поэтому такое решение рекомендуется для сооружений, эксплуатируемых при температуре ниже −40 °С.

При размещении стыков поясов в узлах несколько усложняется конструкция узла, однако число болтов (при болтовых узлах) уменьшается.

При выполнении соединения на монтаже не всегда удается обеспечить надлежащее качество сварных швов. Кроме того, чтобы избежать сварки в вертикальном и потолочном положении, необходимо кантовать ферму, что также трудно сделать в монтажных

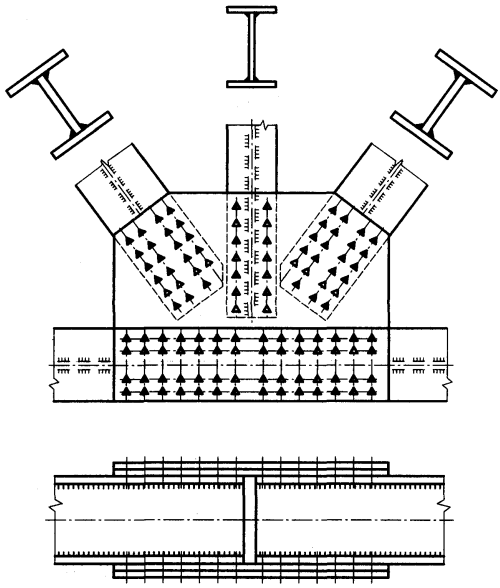


Рис. 9.30. Узел тяжелой фермы на болтах

условиях. Поэтому монтажные соединения элементов ферм, особенно при работе ферм на динамические нагрузки (мостовые, подкрановые фермы и т.д.), часто выполняются на высокопрочных болтах, что значительно упрощает монтажные работы и обеспечивает более высокую надежность конструкций (рис. 9.30).

При Н-образном или швеллерном сечениях стержней, имеющих гладкую наружную поверхность, простыми и надежными являются узлы на фасонках, соединяющих с наружной стороны все подходящие к узлу стержни.

К фасонкам прикрепляют только вертикальные элементы стержней. Такое прикрепление позволяет сверлить все отверстия по плоским кондукторам на многошпиндельных станках, монтажные болты устанавливают с наружной стороны узла на вертикальных плоскостях.

Фасонки при устройстве стыков пояса в центре узла служат стыковыми элементами, вместе с тем фасонки испытывают значительные напряжения при передаче усилий с раскосов на пояса. Чтобы облегчить работу фасонок, целесообразно в местах стыков поясов усиливать фасонки наружными накладками. Число болтов, прикрепляющих накладки, увеличивается на 10 % вследствие нечеткости передачи усилия. Фасонки следует принимать достаточно толстыми, обычно не меньше толщины прикрепляемых элементов.

Болты в узлах тяжелых ферм следует размещать по унифицированным рискам на расстояниях, требуемых кондукторным и многошпиндельным сверлением (обычно при болтах $d = 24$ мм шаг болтов принимают 80 мм). Унификация заключается в том, что разбивка отверстий во всех узлах подчиняется единой модульной сетке, нанесенной на концы стержней и фасонки. В более узких стержнях получается меньшее число продольных рисок, чем в широких, при больших усилиях увеличивается число поперечных рядов отверстий и т.д. При таком конструировании используется один тип кондуктора для всех узлов, что упрощает изготовление и упорядочивает проектирование.

В большепролетных фермах горизонтальное смещение опоры весьма значительно. Чтобы исключить возникновение дополнительных горизонтальных усилий, конструктивное решение опорных узлов должно соответствовать принимаемой расчетной схеме (одна опора шарнирно неподвижная, другая — подвижная). Неподвижную опору выполняют в виде плиточного шарнира или неподвижного балансира, подвижную — на катках (см. гл. 19) по типу мостовых ферм[1].

9.9. Предварительно напряженные фермы

В фермах предварительное напряжение может осуществляться затяжками, в неразрезных фермах — смещением опор. Для разрезных ферм основным способом создания

[1] *Гибшман Е. Е.* Проектирование металлических мостов. — М.: Транспорт, 1969.

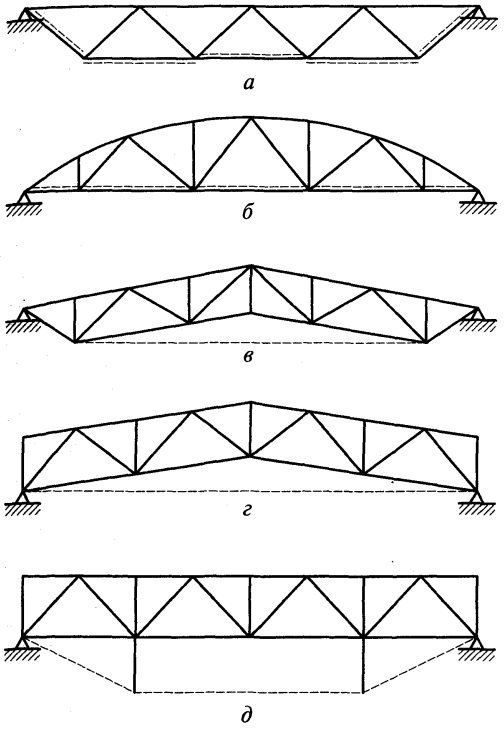


Рис. 9.31. Размещение затяжек в предварительно напряженных фермах:

а — преднапряжение в пределах отдельных панелей; *б* — на всей длине нижнего пояса; *в* и *г* — «арка с затяжкой»; *д* — шпренгельный тип

предварительного напряжения является натяжение их затяжками из высокопрочных материалов (стальных канатов, пучков высокопрочной проволоки и т. п.). Затяжки следует размещать так, чтобы в результате их натяжения в наиболее нагруженных стержнях фермы возникли усилия, обратные по знаку усилиям от внешней нагрузки. Схема размещения затяжек определяет характер предварительного напряжения и работы фермы.

Можно размещать затяжки в пределах длины отдельных стержней, работающих под нагрузкой на растяжение, создавая в них предварительное напряжение сжатия (рис. 9.31, *а*). Этот способ может быть эффективен лишь для тяжелых ферм, у которых каждый стержень представляет собой отправочный элемент. Тогда предварительное напряжение стержней осуществляется на заводе.

В фермах, пояс которых (работающий на растяжение) имеет значительный удельный вес по расходу металла, можно с помощью одной затяжки создать сжимающее предварительное напряжение во всех панелях пояса и тем самым значительно умень-

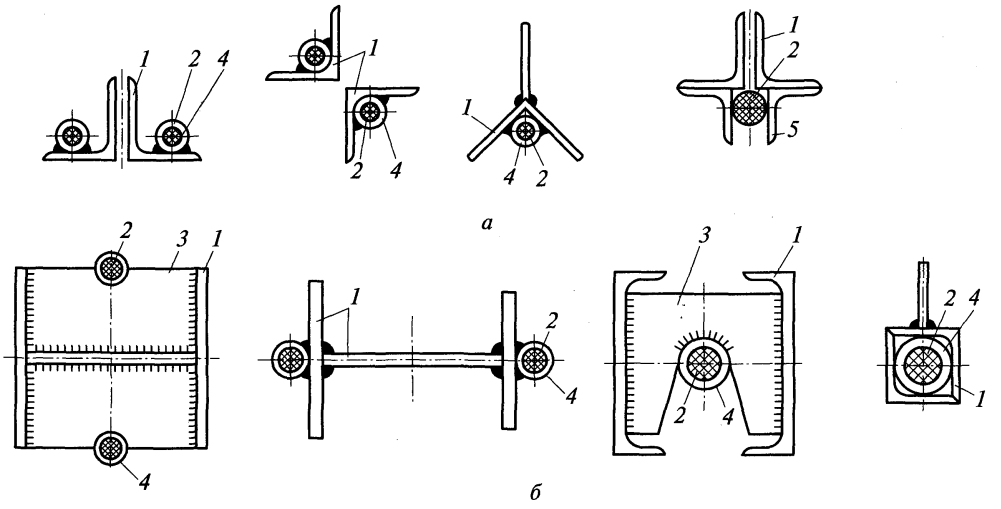


Рис. 9.32. Размещение затяжек по сечению стержней в легких (*а*) и тяжелых (*б*) фермах:

1 — стержень; *2* — затяжка; *3* — диафрагма; *4* — отрезок трубы; *5* — отрезок уголка

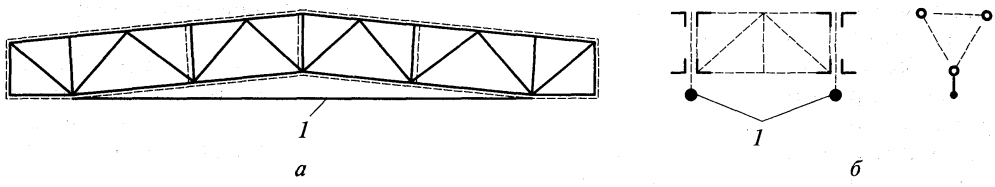


Рис. 9.33. Компоновка пространственных блоков при выносных затяжках:
а — схема фермы; *б* — поперечные сечения; *1* — затяжка

шить его вес. Примером может служить сегментная ферма, у которой решетка имеет небольшие усилия, а в работу верхнего пояса могут быть включены конструкции покрытия, например, железобетонный или металлический настил (рис. 9.31, *б*).

В легких фермах наиболее эффективна схема типа арки с затяжкой (рис. 9.31, *в*, *г*). По этой схеме натяжением затяжки создается предварительное напряжение во всех стержнях фермы, причем наиболее тяжелые элементы — верхний и нижний пояса — получают разгружающие усилия от натяжения затяжки.

Возможны выносные затяжки (рис. 9.31, *д*), разгружающее воздействие которых на стержни фермы может быть особенно значительным. Однако по условиям компоновки сооружения и транспортирования, а также с учетом габаритов выносную затяжку не всегда можно применить.

При размещении вдоль нижнего пояса затяжка по длине соединяется диафрагмами с поясом и обеспечивает его устойчивость во время предварительного напряжения, когда нижний пояс получает сжимающие усилия (рис. 9.32).

При выносных затяжках и в схеме «арка с затяжкой» необходимо принять меры для обеспечения устойчивости нижнего пояса в процессе предварительного напряжения. В этом случае следует осуществлять натяжение затяжки в проектном положении, когда ферма раскреплена связями, или же производить на земле укрупнительную сборку монтажного блока из двух спаренных ферм, после чего выполнять натяжение и подъем (рис. 9.33, *а*). В пространственных системах ферм, например треугольного сечения, также можно производить натяжение внизу, так как нижний пояс закреплен от потери устойчивости (рис. 9.33, *б*).

В зависимости от последовательности предварительного напряжения работа фермы состоит из нескольких этапов (рис. 9.34). В простейшем случае на первом этапе создается предварительное напряжение, на втором ферма загружается эксплуатационной нагрузкой. Более эффективным способом является загружение фермы на первом этапе частью постоянной нагруз-

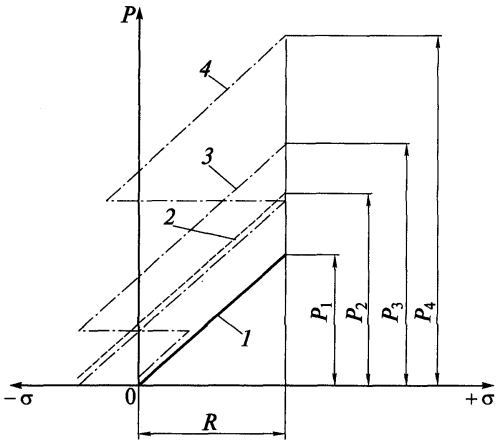


Рис. 9.34. Работа стержня при различной последовательности предварительного напряжения и загружения фермы:

1 — без предварительного напряжения; *2* — предварительное напряжение — нагрузка; *3* — нагрузка — предварительное напряжение — нагрузка; *4* — предварительное напряжение — нагрузка, предварительное напряжение — нагрузка

ки, затем создание предварительного напряжения и на третьем этапе загружение фермы оставшейся частью постоянной и временной нагрузок.

Наиболее эффективно многоступенчатое предварительное напряжение: первый этап — частичное предварительное напряжение; второй — загружение частью постоянной нагрузки; третий — повторное натяжение затяжки; четвертый — загружение оставшейся частью постоянной нагрузки; пятый — еще одно натяжение затяжки; шестой — загружение временной эксплуатационной нагрузкой.

При рационально выбранных схеме фермы и способе предварительного напряжения можно получить экономию стали 25—30 %.

Сечения стержней в предварительно напряженных фермах могут быть такими же, как и в обычных. При предварительном напряжении отдельных стержней затяжки должны размещаться симметрично относительно вертикальной оси стержня. По конструктивным соображениям они часто проектируются из двух ветвей (см. рис. 9.32).

Основы расчета и конструирования предварительно напряженных ферм изложены в спецкурсе [2].

РАЗДЕЛ II

КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

ГЛАВА 10

ОСНОВНЫЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСОВ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

10.1. Общая характеристика каркасов производственных зданий и основные требования, предъявляемые к их конструкциям

Современные производства размещаются в многоэтажных и одноэтажных зданиях, схемы и конструкции которых достаточно многообразны.

По числу пролетов одноэтажные здания подразделяются на однопролетные и многопролетные (с пролетами одинаковой и разной высоты).

Ограждающие конструкции, защищающие помещение от влияния внешней среды, пути внутрицехового транспорта, различные площадки, лестницы, трубопроводы и другое технологическое оборудование крепятся к каркасу здания.

Каркас, т.е. комплекс несущих конструкций, воспринимающий и передающий на фундаменты нагрузки от массы ограждающих конструкций, технологического оборудования, атмосферные нагрузки и воздействия, нагрузки от внутрицехового транспорта (мостовые, подвесные, консольные краны), температурные технологические воздействия, может быть из железобетона, смешанным (т.е. частично — из железобетона, частично — из стали) и стальным. Выбор материала каркаса является важной технико-экономической задачей.

Пример конструктивной схемы стального каркаса двухпролетного производственного здания показан на рис. 10.1.

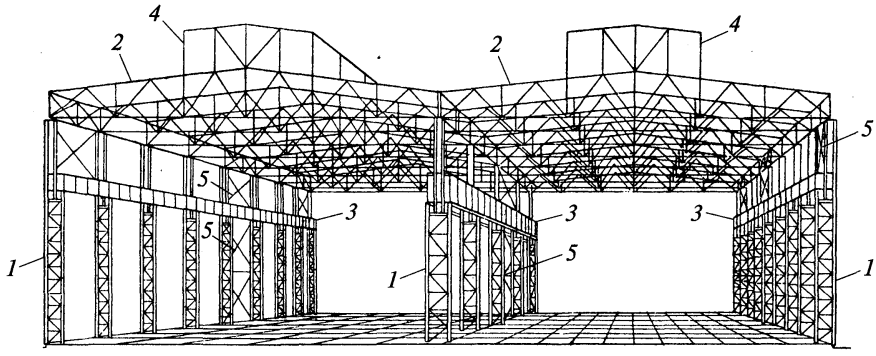


Рис. 10.1. Конструктивная схема каркаса двухпролетного производственного здания:
1 — колонны; *2* — стропильные фермы; *3* — подкрановые балки; *4* — светоаэрационные фонари; *5* — связи между колоннами

По виду внутрицехового транспорта здания подразделяются на бескрановые, с мостовыми кранами, подвесными кранами, подвесными конвейерами. Выбор вида транспорта определяется массой грузов и траекториями их перемещения.

При стабильных, многократно повторяющихся траекториях наиболее удобны наземные и подвесные конвейеры. Для перемещения грузов с большой массой по разнообразным траекториям оказываются более целесообразными мостовые и подвесные краны, с помощью которых груз может быть доставлен в любую точку цеха. Такие же перемещения могут обеспечивать козловые и полукозловые краны, но их использование требует исключения части площади цеха из технологического процесса в целях безопасной эксплуатации.

Многие современные производственные здания характеризуются большими пролетами, большой высотой помещений, большими нагрузками от мостовых кранов. Например, конверторный цех (с тремя конверторами объемом 400 м^3) занимает площадь около 3 га и представляет собой многопролетное многоэтажное здание с пролетами шириной 15—30 м и высотой до 80 м. Здание оборудовано мостовыми кранами грузоподъемностью до 450 т. В машиностроительной промышленности есть здания высотой 40—60 м с мостовыми кранами грузоподъемностью до 1200 т.

Конструкция здания должна полностью удовлетворять назначению сооружения, быть надежной, долговечной и экономичной.

10.1.1. Эксплуатационные требования, требования надежности и долговечности. В промышленных зданиях по сравнению с другими наиболее существенно влияние технологии производства на конструктивную схему каркаса, поэтому конструктивная форма часто полностью определяется габаритными размерами и расположением оборудования, внутрицеховым транспортом, путями перемещения деталей и готовой продукции. Технологии производства различной продукции весьма разнообразны, а эксплуатационные требования почти всегда конкретны, специфичны именно для данного производства. Однако некоторые требования являются общими для всех производств:

удобство обслуживания и ремонта производственного оборудования, что требует соответствующего расположения колонн, подкрановых путей, связей и других элементов каркаса;

нормальная эксплуатация кранового оборудования и других подъемных механизмов, включая доступность его осмотра и ремонта;

необходимые условия аэрации и освещения зданий;

долговечность конструкций, которая зависит в основном от степени агрессивности внутрицеховой среды;

относительная безопасность при пожарах и взрывах.

Чрезвычайно большое влияние на работу каркаса здания оказывают краны. Динамические многократно повторяющиеся и значительные по величине крановые воздействия часто приводят к раннему износу и повреждению конструкций каркаса, особенно подкрановых балок. Поэтому при проектировании каркаса здания необходимо особо учитывать режим работы мостовых кранов, который зависит от назначения здания и производственного процесса в нем.

Мостовые краны могут иметь ручной (при малой грузоподъемности) и электрический привод. Режим работы кранов определяется интенсивностью и условиями их работы. Интенсивность оценивается рядом показателей (общим числом циклов работы, коэффициентом нагружения, числом включений механизма в час) и не зависит от грузоподъемности. Условия работы характеризуются типом транспортируемых грузов (расплавленный металл, шлак, ядовитые, взрывчатые вещества и другие опасные грузы). В соответствии с правилами Госгортехнадзора и ГОСТа на грузоподъемные краны (ГОСТ 25546—82) все краны подразделяются соответственно на четыре режима и восемь режимных групп.

К кранам легкого режима работы (Л) относятся краны режимных групп 1К—3К (в том числе все краны, имеющие ручной привод), работающие с большими перерыва-

ми, не связанные с технологией производства и предназначенные для монтажных и ремонтных работ.

К среднему режиму работы (С) относятся краны режимных групп 4К, 5К, 6К, участвующие в технологическом процессе в механических цехах со среднесерийным производством. Для кранов, транспортирующих груз, нагретый свыше 300 °С, расплавленный металл и другие опасные грузы, должна быть установлена группа режима не менее 6К.

К тяжелому режиму работы (Т) относятся краны режимной группы 7К (частично 6К), работающие в цехах с крупносерийным производством, а также в цехах металлургического производства.

К весьма тяжелому режиму работы (ВТ) относятся краны группы режима 8К, оборудованные жестким подвесом, грейфером или магнитом, эксплуатирующиеся в металлургических и других цехах с круглосуточной работой.

Режим работы кранов и тип подвеса груза учитываются при проектировании каркасов. Например, при использовании кранов тяжелого и весьма тяжелого режима работы должны быть обеспечены большая поперечная жесткость каркаса, большая надежность и выносливость подкрановых балок, а также устроены проходы вдоль подкрановых путей.

На работу и долговечность строительных конструкций здания большое влияние оказывает внутрицеховая среда. Степень агрессивного воздействия внутрицеховой среды на стальные конструкции оценивается скоростью коррозионного поражения незащищенной поверхности металла, мм в год. В зависимости от концентрации агрессивных газов и относительной влажности установлены четыре степени агрессивности среды для стальных конструкций: неагрессивная (скорость коррозии незащищенного металла до 0,01 мм в год), слабая (до 0,05 мм в год), средняя (до 0,1 мм в год) и сильная (свыше 0,1 мм в год).

При проектировании зданий с сильной степенью агрессивности среды особое внимание обращают на выбор марки стали, достаточно стойкой против коррозии при определенном составе агрессивной среды, на конструктивную форму элементов каркаса и эффективные защитные покрытия.

В некоторых зданиях стальные конструкции подвергаются высоким тепловым воздействиям (нагревание до температуры 150 °С и выше) и случайным воздействиям расплавленного металла или огня. При нагревании стальных конструкций до температуры свыше 100—150 °С разрушается их защитное лакокрасочное покрытие, при нагревании свыше 200—300 °С происходят искривление и коробление элементов (особенно при неравномерном нагреве), а при нагревании свыше 400—500 °С снижаются прочностные свойства стали. При проектировании металлических конструкций таких зданий нужно предусматривать специальную защиту конструкций от чрезмерного нагревания. При длительном воздействии лучистой или конвекционной теплоты или при кратковременном непосредственном воздействии огня применяются подвесные металлические экраны, футеровки из кирпича или жаропрочного бетона; от брызг расплавленного металла и при опасности его прорыва конструкции защищают облицовками из огнеупорного кирпича или жароупорного бетона.

При проектировании зданий, эксплуатируемых в условиях низких температур (климатический пояс с расчетными температурами от −40 до −65 °С), с учетом возможности хрупкого разрушения выбирают соответствующие марки стали, проверяют конструкции на хрупкое разрушение, предусматривают дополнительные связи, сокращают размеры температурных отсеков, а также предусматривают мероприятия, уменьшающие концентрацию напряжений.

При проектировании каркасов зданий со взрывоопасным производством предусматривается возможность «сбрасывания» части конструкций при взрыве без полного разрушения каркаса.

При проектировании конструкций степень ответственности зданий и сооружений, определяемая последствиями разрушения, учитывается коэффициентом надежности по назначению γ_n (см. подразд. 2.2.1).

10.1.2. Экономические факторы. К экономическим факторам прежде всего относятся затраты, связанные с возведением сооружения и его эксплуатацией, они включают в себя стоимость материалов, изготовления, перевозки и монтажа конструкций. Необходимо учитывать эффект, получаемый от сокращения времени строительства и более раннего начала производства продукции, а также расходы, связанные с поддержанием сооружения в состоянии, обеспечивающем условия его нормальной эксплуатации в течение всего срока службы.

Эти факторы очень сложны и часто противоречат один другому (например, расход стали и трудоемкость изготовления конструкций, затраты на возведение сооружения и расходы на поддержание конструкций в эксплуатационном состоянии и т.д.). При проектировании конструкций здания все это необходимо учитывать и находить оптимальное технико-экономическое решение, наилучшим образом удовлетворяющее всем условиям.

Значительную часть стоимости конструкций составляет стоимость стали. Поэтому при поиске экономичного решения требуется найти такие конструктивные формы, которые обеспечивают наименьшую массу каркаса. Эти вопросы решаются при компоновке каркаса и проектировании отдельных элементов и их соединений. Основными направлениями решения этих задач можно считать использование сталей повышенной прочности, эффективных видов проката, применение принципа концентрации материала.

Трудоемкость и стоимость изготовления любой промышленной продукции зависит в основном от однотипности, серийности изделий. Поэтому задача снижения трудоемкости и стоимости изготовления конструкций требует возможно большего сокращения типоразмеров конструкций, т.е. унификации их. Уменьшение числа типоразмеров конструкций ускоряет монтажные работы и снижает их стоимость. Оптимальное решение, учитывающее одновременно стоимость металла, изготовления и монтажа, дает типизация конструкций. Под типизацией подразумевается комплекс правил и требований, которым должна быть подчинена конструктивная форма однородных конструкций, для того чтобы она в целом наиболее полно отвечала признакам оптимальности: была наиболее экономичной по затратам металла, наименее трудоемкой в изготовлении и удобной в монтаже.

Типизация конструкций относится как к конструктивным схемам зданий в целом, так и к их отдельным элементам. Первоначальный процесс типизации конструктивных элементов определяется сведением к обоснованному минимуму размеров основных параметров зданий (пролетов, шагов, колонн, высот). Это достигается унификацией габаритных схем зданий. Затем разрабатываются схемы типовых конструктивных элементов (колонн, стропильных и подстропильных ферм, подкрановых балок, связей, вспомогательных конструкций). Конечным этапом типизации является разработка рабочих чертежей сортамента типовых конструктивных элементов, из которых собирают каркас здания.

Основной предпосылкой типизации является принцип модульности, т.е. соизмеримости размеров элементов, кратности их определенной величине, называемой модулем.

Требования в отношении типизации конструкций согласуются с требованием сокращения сроков строительства, поскольку применение типовых конструкций и элементов обеспечивает:

уменьшение числа монтажных элементов;

снижение объема укрупнительной сборки на строительной площадке благодаря укрупнению отправочных элементов;

транспортабельность элементов конструкции;

упрощение монтажных элементов;

необходимую жесткость элементов при транспортировании и монтаже;

сокращение времени проектирования.

Унификация объемно-планировочных и конструктивных решений позволяет резко сократить число типоразмеров конструктивных элементов каркасов зданий и открывает возможность разработки типовых конструкций для многократного применения.

В настоящее время для производственных зданий общего назначения разработаны чертежи типовых колонн, ферм, подкрановых балок, фонарей, вспомогательных конструкций.

Снижение стоимости монтажа конструкций каркаса достигается использованием конвейерной сборки, при которой отдельные элементы каркаса на специальной площадке собираются в жесткие пространственные блоки, целиком устанавливаемые в проектное положение. Блочный метод монтажа наиболее целесообразен для зданий большой площади, и при проектировании каркасов таких зданий должна быть учтена возможность его использования. Это требует некоторых изменений в конструкциях по сравнению с конструкциями каркаса при поэлементном монтаже.

10.2. Состав каркаса и его конструктивные схемы

Каркасы производственных зданий в большинстве случаев проектируются так, что несущая способность и жесткость поперек здания обеспечивается поперечными рамами, а вдоль — продольными элементами каркаса, кровельными и стеновыми панелями.

Поперечные рамы (см. рис. 10.1) каркаса состоят из колонн (стоек рамы) и ригелей (в виде ферм или сплошностенчатых элементов).

Продольные элементы каркаса — это подкрановые конструкции, подстропильные фермы, связи между колоннами и фермами, кровельные прогоны (или ребра стальных кровельных панелей).

Кроме перечисленных элементов в составе каркаса обязательно имеются конструкции торцевого (а иногда и продольного) фахверка, площадок, лестниц и других элементов здания.

Конструктивные схемы каркасов достаточно многообразны. В каркасах с одинаковым шагом колонн по всем рядам наиболее простая конструктивная схема — это поперечные рамы, на которые опираются подкрановые конструкции, а также панели покрытия или прогоны (рис. 10.2, *а*, *б*). Такое конструктивное решение обеспечивает выполнение эксплуатационных требований в большинстве машиностроительных цехов, в которых оборудование удобно размещается при относительно небольшом шаге колонн по внутренним рядам (6—12 м). Технологии производств, размещенных во многих цехах металлургического производства (прокатные цехи, цехи раздевания слитков и т.д.), также позволяют использовать эту схему. Такая схема удобна для бесфонарных зданий и зданий с продольными фонарями.

При необходимости освещения с помощью поперечных фонарей их конструкции также могут быть использованы для опирания панелей покрытия (рис. 10.2, *а*, *в*). При необходимости больших шагов колонн по всем рядам можно использовать схему с продольным фонарем, несущим часть нагрузки от покрытия (рис. 10.2, *г*). На конструкции фонаря опираются прогоны, расположенные параллельно фермам. Для опирания другого конца прогонов между колоннами устраивается подстропильная ферма. В случаях повышенных требований по освещенности помещений иногда используются каркасы с шедовым покрытием (рис. 10.2, *д*), в которых на ригели рам опираются конструкции поперечных фонарей, а на них — прогоны или панели покрытия.

При больших пролетах и шагах колонн эффективно применяются каркасы с пространственным ригелем (рис. 10.2, *е*). Ригель рамы выполняется в виде коробчатого сквозного сечения с консолями, на которые опираются конструкции фонаря.

При относительно небольших пролетах используются сплошные рамные каркасы (рис. 10.2, *ж*).

В цехах, где по средним рядам шаг колонн должен быть больше, чем по крайнему ряду, устанавливаются подстропильные фермы, на которые опираются ригели рам (рис. 10.3, *а*, разрез *2—2*). При кранах большой грузоподъемности и с большим расстоянием между колоннами часто оказывается целесообразным совместить функции подстро-

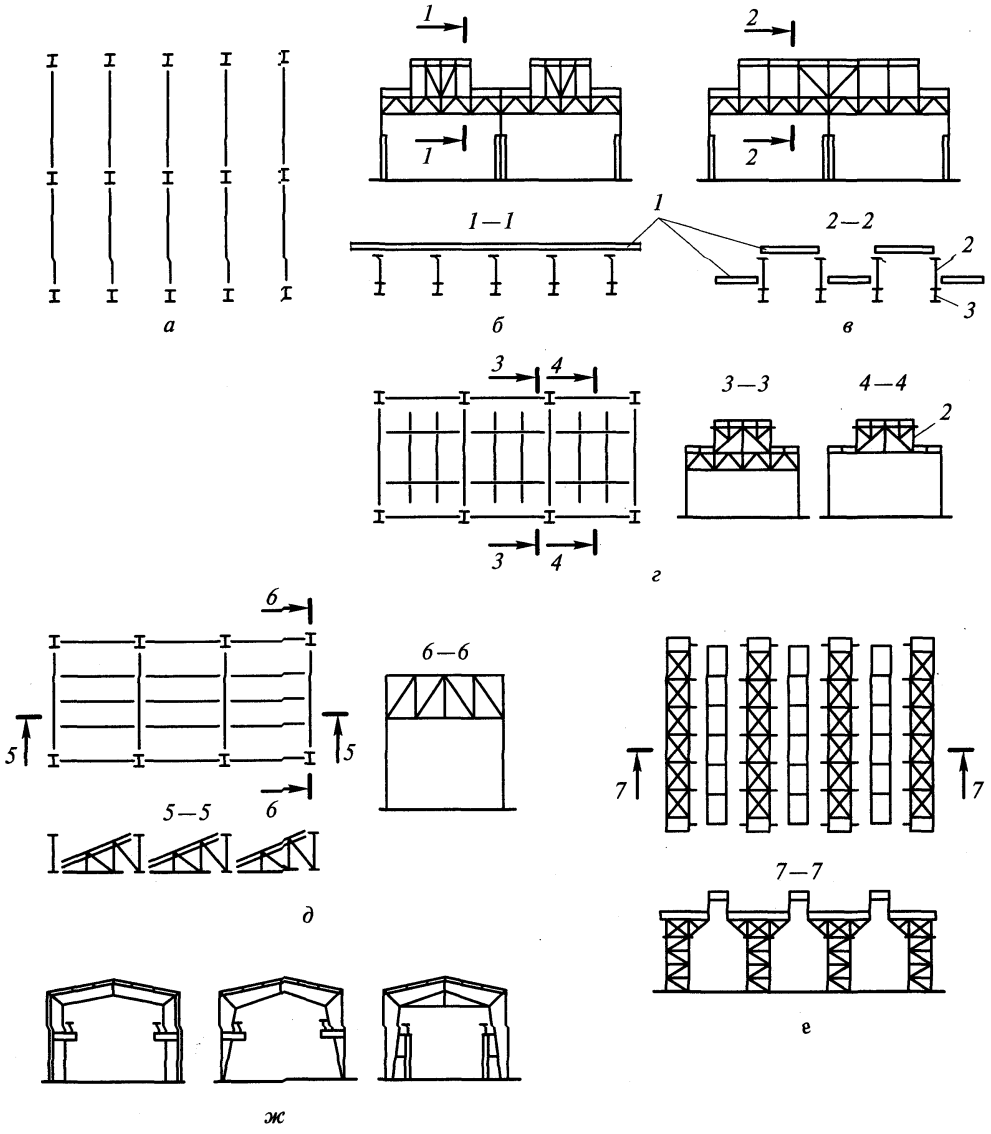


Рис. 10.2. Конструктивные схемы каркасов:

а — план каркаса; *б* и *в* — схемы поперечных рам; *г* — план и поперечные рамы каркаса с продольным фонарем; *д* — то же, с шедовым покрытием; *е* — схемы каркаса с пространственным ригелем; *ж* — поперечные рамы сплошностенчатого сечения; *1* — панели покрытия; *2* — фонарь; *3* — ферма

пильных ферм и подкрановых конструкций и предусмотреть по среднему ряду подкраново-подстропильную ферму (рис. 10.3, *б*, разрез *2—2*), на верхний пояс которой опирается кровля, а на нижний — краны.

Конструктивные схемы каркасов различаются видом сопряжений (жесткое, шарнирное) ригеля с колонной. При жестком сопряжении (рис. 10.4, *а*) конструкция узла

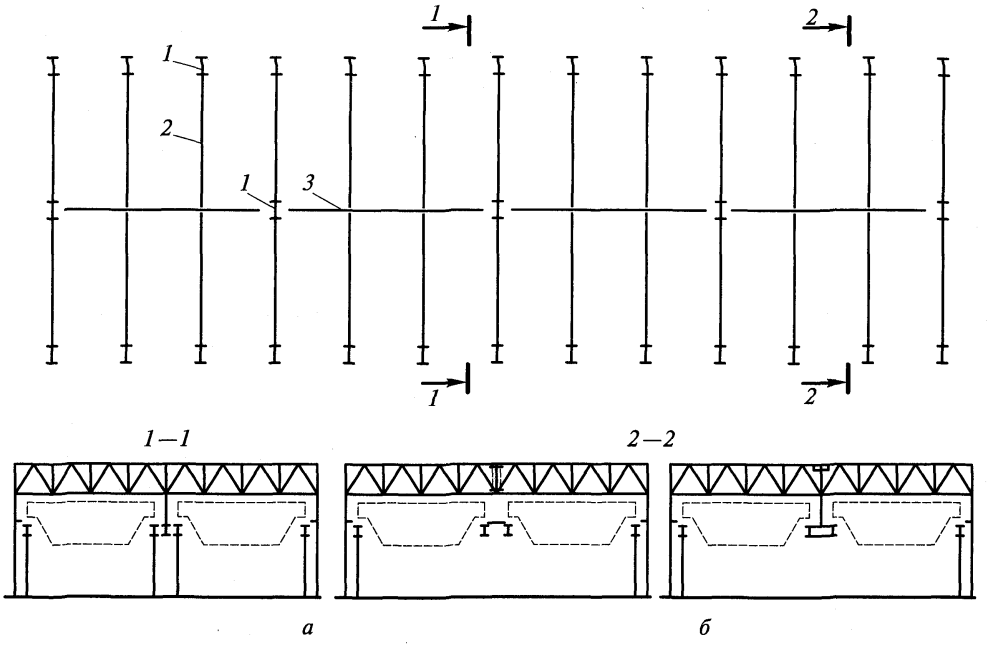


Рис. 10.3. Конструктивные схемы каркасов при большом шаге колонн средних рядов:
а — с опиранием на подстропильную ферму; *б* — с применением подкраново-подстропильной фермы; *1* — колонна; *2* — стропильная ферма; *3* — подстропильная ферма

крепления фермы к колонне обеспечивает передачу моментов, в расчетной схеме принимается жесткий узел. При жестком сопряжении горизонтальные перемещения рам меньше, чем при таких же воздействиях на раму с шарнирным сопряжением.

Большая жесткость необходима в цехах с мостовыми кранами, работающими весьма интенсивно. В этих цехах горизонтальные перемещения колонн могут препятствовать нормальной эксплуатации мостовых кранов. Однако жесткое сопряжение препятствует типизации ферм, на которые в этом случае передаются значительные опорные моменты, разные для рам с разными параметрами. Поэтому жесткое сопряжение можно реко-

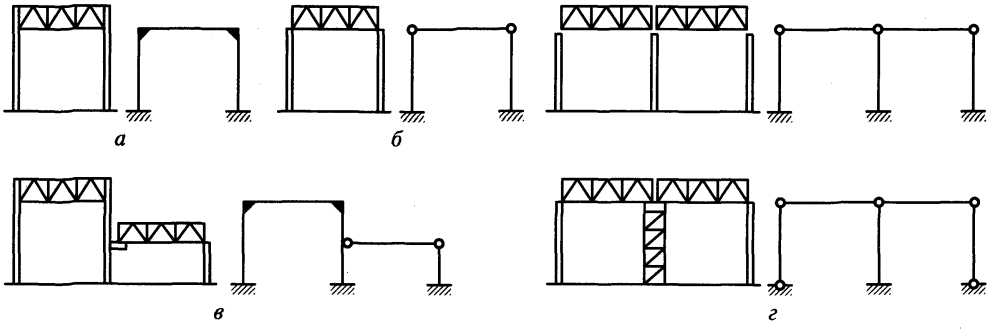


Рис. 10.4. Виды сопряжения ригеля с колонной и расчетные схемы поперечных рам:
а — при жестком сопряжении ригеля с колоннами; *б* — то же, при шарнирном сопряжении; *в* — комбинированное соединение; *г* — при наличии мощной промежуточной колонны

мендовать главным образом для однопролетных каркасов большой высоты при кранах ВТ и Т режимов работы (см. рис. 10.4, *а*). В остальных однопролетных каркасах более целесообразно шарнирное сопряжение (рис. 10.4, *б*).

В многопролетных цехах горизонтальные нагрузки на одну раму воспринимаются несколькими (а не двумя, как в однопролетных) колоннами, поэтому даже в цехах большой высоты часто оказывается возможным использовать шарнирное сопряжение.

В многопролетных цехах с пролетами разной высоты возможны решения, при которых часть узлов проектируется жесткими, а часть — шарнирными (рис. 10.4, *в*).

Опирание колонн на фундаменты в плоскости рам обычно конструируется жестким (см. рис. 10.2, 10.3, 10.4, *а—в*), но возможно решение, при котором только часть колонн сопрягается с фундаментом жестко, а часть — шарнирно (рис. 10.4, *г*). Такое решение часто оказывается экономически выгодным при больших тепловыделениях во время эксплуатации здания.

Подкрановые конструкции в большинстве случаев опираются на колонны каркаса, но возможны и конструктивные решения, при которых внутри цеха проектируется специальная крановая эстакада, состоящая из колонн, связей между ними, подкрановых и тормозных балок. Эстакада на вертикальные нагрузки работает раздельно с каркасом, и такое решение может оказаться целесообразным в тех случаях, когда ожидается (после некоторого срока эксплуатации) увеличение грузоподъемности мостовых кранов.

Каркасы промышленных зданий изредка проектируются с использованием висячих конструкций, складок, оболочек, структур.

10.3. Оптимизация конструктивных решений каркасов промышленных зданий

Цель оптимизации конструкций — получение наибольшего экономического эффекта при полном удовлетворении технологических требований к зданию и обеспечении достаточной его надежности. Критерии оптимальности разнообразны.

Наиболее эффективный путь оптимизации каркасов зданий — это выбор рациональной конструктивной схемы, возможной для проектируемого объекта.

Конструктивные решения многообразны, но существуют некоторые общие принципы проектирования экономичных каркасов.

1. *Концентрация материала.* В большинстве случаев выгодно сосредоточить массу в некоторых несущих элементах. При этом часть элементов получается достаточно тяжелой, но число их сокращается. Например, при больших нагрузках и высотах колонн шаг колонн 12 м оказывается выгоднее, чем 6 м (число колонн и ферм сокращается почти в 2 раза).

2. *Наиболее полное использование прочности всего объема материала в конструкциях.* Этот принцип реализуется выбором конструктивной схемы с использованием растянутых поверхностей, равнонапряженных по всей площади, регулированием усилий в плоских и пространственных конструкциях (в том числе и с помощью предварительного напряжения). Например, в неразрезных подкрановых балках прочностные свойства по длине используются лучше, чем в разрезных. Пролетные моменты в первых меньше, чем в разрезных. Численным показателем реализации этого принципа в конструкциях может служить так называемая нагруженность, т.е. показатель, в котором учитываются уровень напряжений в конструкциях и объем их материала.

3. *Совмещение функций элементов.* Например, включение конструкций фонаря в работу ригеля рамы приводит к сокращению массы ригеля; при больших шагах колонн подкраново-подстропильная ферма экономичнее отдельно запроектированных подкрановой балки и подстропильной фермы и т.д.

4. *Наименьший путь передачи нагрузок на фундамент.* Например, рамные системы всегда более металлоемки, чем арочные при одном и том же пролете. При этом нужно

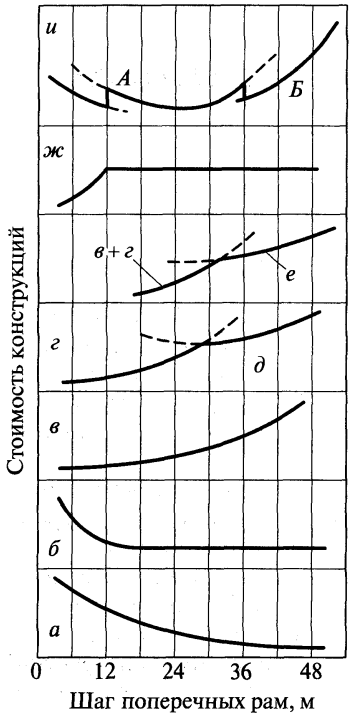


Рис. 10.5. Изменение стоимости конструкций на 1 м^2 площади цеха в зависимости от шага поперечных рам

учитывать, что для обеспечения равноценных производственных площадей пролет арочной системы должен быть больше.

Эти принципы можно использовать при качественном анализе возможных вариантов конструктивных решений, а также при выборе вариантов для последующего применения системы автоматизированного проектирования (САПР). Можно ожидать, что наилучшие результаты даст вариант, который соответствует нескольким общим принципам.

Другой путь экономии материальных средств — это оптимизация в рамках определенной конструктивной формы размеров всей системы и ее элементов. При проектировании каркасов промышленных зданий обычно нельзя менять пролет и высоту помещения цеха (они определяются требованиями технологии), но возможны поиски оптимального шага поперечных рам. Можно проследить, как меняются экономические показатели элементов каркаса традиционных конструкций при изменении шага рам (рис. 10.5).

Стоимость колонн и фундаментов под них с увеличением шага уменьшается (*а*). Для стропильных ферм (*б*) с увеличением шага от 6 до 12 м стоимость снижается. Масса подстропильных ферм зависит от квадрата шага рам, и график их стоимости (*в*) достаточно резко возрастает. То же можно сказать и относительно подкрановых балок (*г*). При этом начиная с некоторого шага становится выгоднее использовать сквозные подкрановые балки (*д*). Можно заметить шаг 30 м, после которого суммарная стоимость подстропильных ферм и подкрановых балок (*в* + *г*) становится больше, чем подкраново-подстропильных ферм (*е*). Стоимость конструкций кровли (прогонов, панелей, настилов и т.д.) с увеличением шага от 6 до 12 м возрастает (*ж*). Изменяются с изменением шага и массы других конструкций каркаса (связей, фахверка и т.д.). Наличие возрастающих и убывающих графиков указывает на возможность определения минимумов суммарной стоимости (*и*). Скачки на этом графике соответствуют изменению конструктивной формы каркаса (*А* — переходу к покрытию с подстропильными фермами; *Б* — замене подстропильных ферм и подкрановых балок подкраново-подстропильными фермами).

График суммарной стоимости, а также других экономических показателей (массы стали, удельной трудоемкости изготовления и монтажа и других) может быть выражен аналитически в виде целевой функции. Это дает возможность использовать САПР для получения наиболее экономичных конструкций. САПР эффективно используется при разработке типовых конструкций и их элементов. Целевые функции при этом учитывают увеличение массы конструкций при дискретном назначении ее размеров и размеров профилей элементов. При проектировании конструкций индивидуального и малосерийного изготовления основным методом оптимизации остается метод вариантного проектирования с использованием ЭВМ при расчете вариантов конструктивного решения.

ГЛАВА 11

КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА

11.1. Размещение колонн в плане

Проектирование каркаса производственного здания начинают с выбора конструктивной схемы и ее компоновки. Исходным материалом является технологическое задание, в котором даются расположение и габаритные размеры агрегатов и оборудования цеха, число кранов, их грузоподъемность и режим работы. Технологическое задание содержит данные о районе строительства и условиях эксплуатации цеха (освещенность, температурно-влажностный режим и т. п.).

После выбора конструктивной схемы одновременно с компоновкой решаются принципиальные вопросы архитектурно-строительной части проекта (определяются ограждающие конструкции, назначается расположение оконных и воротных проемов и т. п.).

При компоновке конструктивной схемы каркаса определяется размещение колонн здания в плане, устанавливаются внутренние габаритные размеры здания, назначаются и взаимоувязываются размеры основных конструктивных элементов каркаса.

Размещение колонн в плане принимают с учетом технологических, конструктивных и экономических факторов. Оно должно быть увязано с габаритными размерами технологического оборудования, его расположением и направлением грузопотоков. Размеры фундаментов под колонны увязывают с расположением и габаритными размерами подземных сооружений (фундаментов под рабочие агрегаты, коллекторов и т. п.). Колонны размещают так, чтобы вместе с ригелями они образовывали поперечные рамы, т. е. в многопролетных цехах колонны разных рядов устанавливаются по одной оси.

Согласно требованиям унификации промышленных зданий расстояния между колоннами поперек здания (размеры пролетов) назначаются в соответствии с укрупненным модулем, кратным 6 (иногда 3); для производственных зданий l = (18; 24; 30; 36) м и более. Расстояния между колоннами в продольном направлении (шаг колонн) также принимают кратными 6. Шаг колонн однопролетных зданий (рис. 11.1), а также шаг крайних (наружных) колонн многопролетных зданий обычно не зависит от расположения технологического оборудования, его принимают равным 6 или 12 м. Как правило, для зданий больших пролетов ($l \geq 30$ м) и значительной высоты ($H \geq 14$ м) оказывается выгоднее шаг 12 м. У торцов зданий колонны обычно смещаются с модульной сетки на

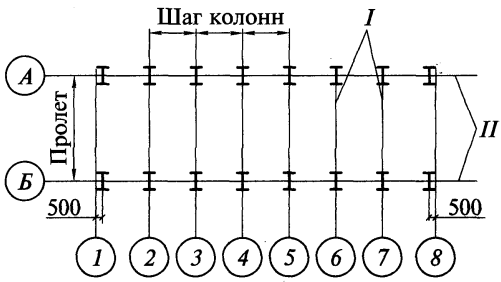


Рис. 11.1. Размещение колонн однопролетного здания:

I, *II* — соответственно поперечные и продольные разбивочные оси

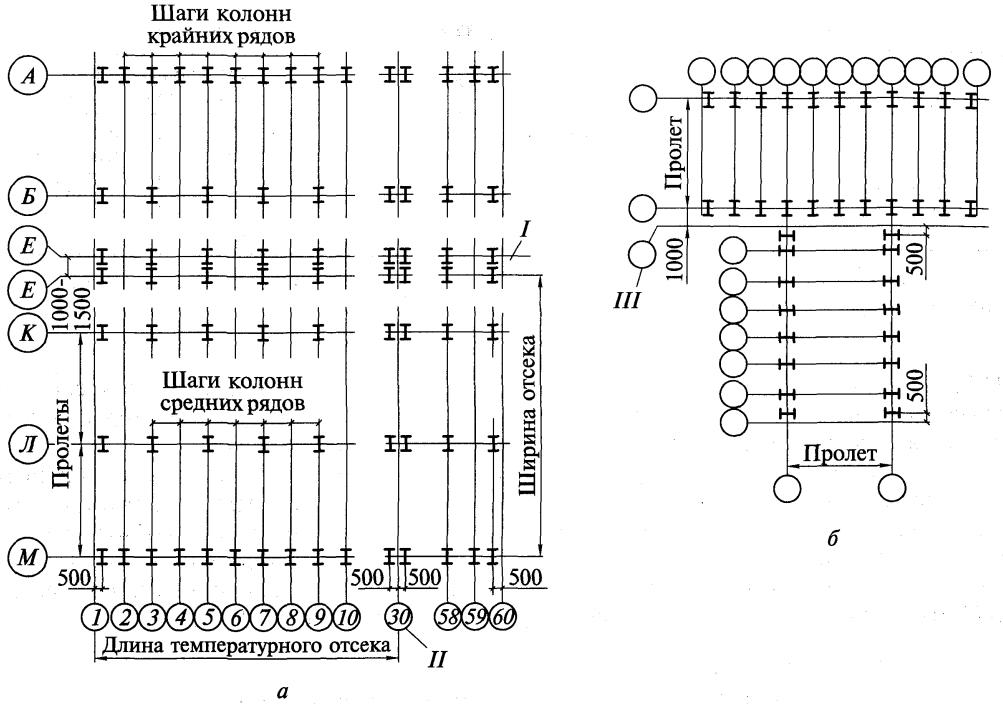


Рис. 11.2. Размещение колонн многопролетных зданий:

а — при параллельном расположении пролетов; *б* — при взаимно-перпендикулярном; *I*, *II* — соответственно поперечный и продольный температурный шов; *III* — дополнительная разбивочная ось

500 мм для возможности использования типовых ограждающих плит и панелей с номинальной длиной 6 или 12 м. Смещение колонн с разбивочных осей имеет и недостатки, поскольку у торца здания продольные элементы стального каркаса получаются меньшей длины, что приводит к увеличению типоразмеров конструкций.

В многопролетных зданиях шаг внутренних колонн исходя из технологических требований (например, передача продукции из пролета в пролет) часто принимается увеличенным, но кратным шагу наружных колонн (рис. 11.2).

При больших размерах здания в плане в элементах каркаса могут возникать большие *дополнительные напряжения от изменения температуры. Поэтому в необходимых случаях* здание разрезают на отдельные блоки поперечными и продольными температурными швами. Нормами проектирования установлены предельные размеры температурных блоков, при которых влияние климатических температурных воздействий можно не учитывать (табл. 11.1).

Наиболее распространенный способ устройства поперечных температурных швов заключается в том, что в месте разрезки здания ставят две поперечные рамы (не связанные между собой какими-либо продольными элементами), колонны которых смещают с оси на 500 мм в каждую сторону, подобно тому как это делают у торца здания (рис. 11.2, *а*).

Продольные температурные швы решают либо расчленением многопролетной рамы на две (или более) самостоятельные, что связано с установкой дополнительных колонн, либо с подвижным в поперечном направлении опиранием одного или обоих ригелей на колонну с помощью катков или другого устройства. В первом решении предусматривается дополнительная разбивочная ось на расстоянии 1000 или 1500 мм от основной (см. рис.

Таблица 11.1

Предельные размеры температурных блоков зданий, м

Характеристика зданий	Стальной каркас		Смешанный каркас (железобетонные колонны)	
	длина блока вдоль здания	ширина блока поперек здания	длина блока вдоль здания	ширина блока поперек здания
Отапливаемое	230(160)	150(110)	65	65
Неотапливаемое и горячие цеха	200(140)	120(90)	45	45

Примечание. Размеры в скобках даны для зданий, эксплуатируемых при расчетных зимних температурах наружного воздуха от –40 до –65 °С.

11.2, *а*). Иногда в зданиях, имеющих ширину, превышающую предельные размеры для температурных блоков, продольную разрезку не делают, предпочитая некоторое утяжеление рам, необходимое по расчету на температурные воздействия.

В некоторых случаях планировка здания, обусловленная технологическим процессом, требует, чтобы продольные ряды колонн двух пролетов цеха располагались во взаимно перпендикулярных направлениях. При этом также возникает необходимость в дополнительной разбивочной оси. Расстояние между осью продольного ряда колонн одного отсека и осью торца примыкающего к нему другого отсека принимается равным 1000 мм, а колонны смещаются с оси внутрь на 500 мм (рис. 11.2, *б*).

11.2. Компоновка поперечных рам

Компоновку поперечной рамы начинают с установления основных габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы. Размеры по вертикали привязывают к отметке уровня пола, принимая ее нулевой. Размеры по горизонтали привязывают к продольным осям здания. Все размеры принимают в соответствии с основными положениями по унификации и другими нормативными документами.

11.2.1. Компоновка однопролетных рам. Вертикальные габаритные размеры здания зависят от технологических условий производства и определяются расстояниями от уровня пола до головки кранового рельса H_1 и от головки кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия H_2. В сумме эти размеры составляют полезную высоту цеха H_0 (рис. 11.3). Размер H_2 диктуется высотой мостового крана:

$$H_2 = (H_к + 100) + f,$$

где $H_к + 100$ — расстояние от головки рельса до верхней точки тележки крана плюс установленный по требованиям техники безопасности зазор между этой точкой и строительными конструкциями, равный 100 мм; f — размер, учитывающий прогиб конструкций покрытия (ферм, связей) и принимаемый равным 200—400 мм в зависимости от пролета (для больших пролетов — больший размер).

Габаритные размеры мостовых кранов даются в соответствующих стандартах и заводских каталогах (см. прил. 1).

Окончательный размер H_2 принимается обычно кратным 200 мм. Высота цеха от уровня пола до низа стропильных ферм

$$H_0 = H_2 + H_1,$$

где H_1 — наименьшая отметка головки кранового рельса, которая задается по условиям технологического процесса (обусловливается требуемой высотой подъема изделия над уровнем пола).

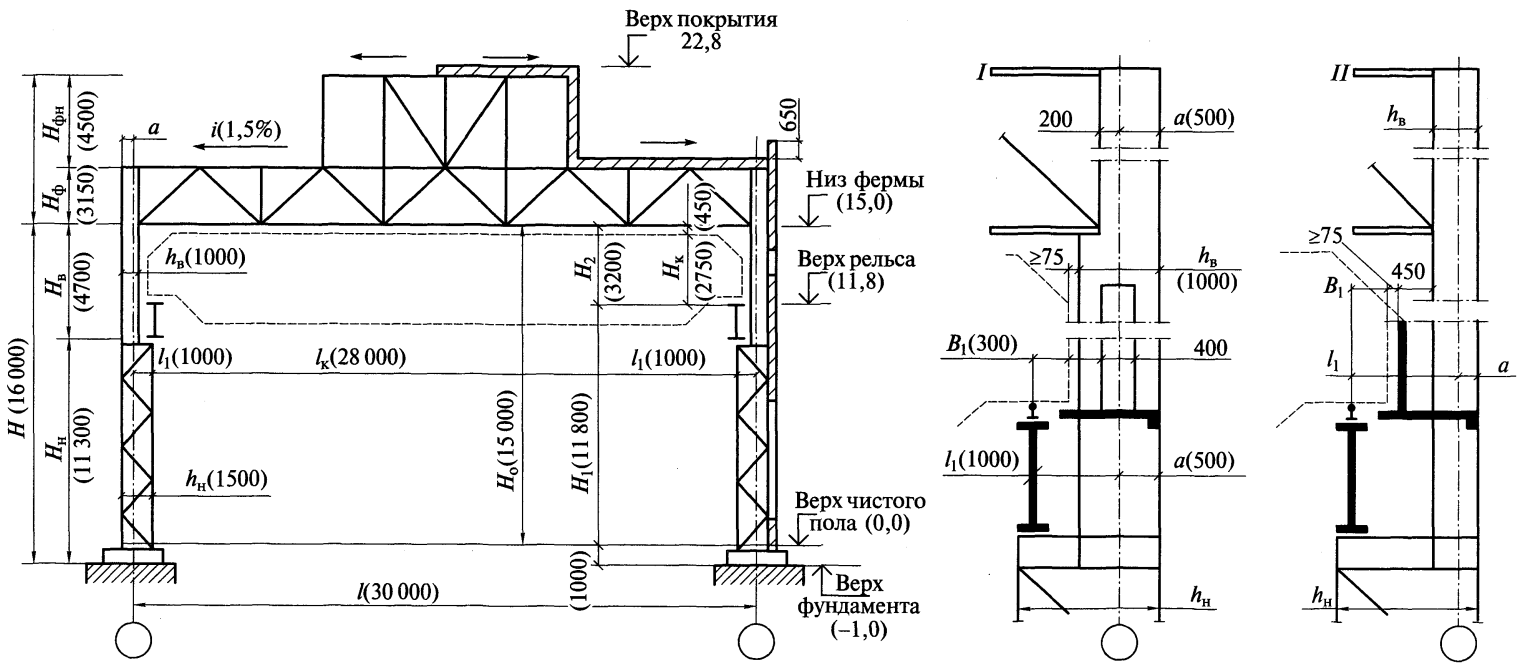


Рис. 11.3. Схема поперечной рамы однопролетного здания (в скобках — размеры, определенные в примере компоновки)

Размер H_0 принимается кратным 1,2 до высоты 10,8 м, а при большей высоте — кратным 1,8 из условия соизмеряемости со стандартными ограждающими конструкциями. Если приходится несколько увеличить высоту цеха, то надо изменить отметку головки рельса (полезную высоту цеха), а размер H_2 оставить минимально необходимым. В отдельных случаях при соответствующем обосновании размер H_0 принимают кратным 0,6.

Далее устанавливают размеры верхней части колонны $H_в$, нижней части $H_н$ и высоту у опоры ферм $H_ф$. Высота верхней части колонны

$$H_в = h_б + h_р + H_2,$$

где $h_б$ — высота подкрановой балки, которая предварительно принимается равной $1/8$—$1/10$ пролета балки (шага колонн); $h_р$— высота кранового рельса, принимаемая предварительно равной 200 мм.

Окончательно уточняют значение $H_в$ после расчета подкрановой балки. Размер нижней части колонны, мм,

$$H_н = H_0 - H_в + (600...1000),$$

где (600...1000) мм — обычно принимаемое заглубление опорной плиты башмака колонны ниже нулевой отметки пола.

Общая высота колонны рамы от низа базы до низа ригеля

$$H = H_в + H_н.$$

Высота части колонны в пределах ригеля $H_ф$ зависит от принятой конструкции стропильных ферм. При плоских кровлях и фермах с элементами из парных уголков высота $H_ф$ (по обушкам уголков) принимается равной 2,25 м при пролете 24 м и 3,15 м при пролетах 30 и 36 м. Для элементов ферм, выполненных из других профилей, целесообразно принимать высоту такой же.

Если на здании есть светоаэрационные или аэрационные фонари, их высоту $H_{фн}$ определяют светотехническим или теплотехническим расчетом с учетом высот типовых фонарных переплетов (1250 и 1750 мм), бортовой стенки и карнизного элемента.

При определении горизонтальных размеров учитываются унифицированные привязки колонн к разбивочным осям, требования жесткости, предъявляемые к колоннам и эксплуатационные требования.

Привязка наружной грани колонны к оси колонны a может быть нулевой, 250 или 500 мм. Нулевую привязку принимают в зданиях без мостовых кранов, а также в невысоких зданиях (при шаге колонн 6 м), оборудованных кранами грузоподъемностью не более 30 т.

Привязку размером a = 500 мм принимают для относительно высоких зданий с кранами грузоподъемностью 100 т и более, а также если в верхней части колонны устраиваются проемы для прохода. В остальных случаях a = 250 мм.

Колонны постоянного по высоте сечения используются для цехов с подвесным транспортом и с мостовыми кранами небольшой грузоподъемности. Высота сечения таких колонн назначается с учетом унифицированных привязок наружных граней колонн к разбивочной оси, а также (при фермах с элементами из парных уголков) установленной ГОСТ 23119—78 привязки ферм к разбивочной оси (200 мм). Таким образом, высота сечения колонны может быть 450 мм (250 + 200) и 700 мм (500 + 200). Если по условиям прочности или жесткости колонны требуется большая высота (обычно высота сечения не должна быть менее $1/20$ высоты колонны от верха фундамента до низа стропильной фермы), то можно рекомендовать высоту сечения колонны в пределах высоты фермы 450 или 700 мм, а ниже фермы — большую.

Высоту сечения верхней части ступенчатой колонны $h_в$ назначают аналогично (450, 700 мм), но не менее $1/12$ ее высоты $H_в$ (от верха уступа до низа стропильной фермы).

В цехах с интенсивной работой кранов и большой скоростью перемещения (при ВТ, Т режимах работы) возникает необходимость частого осмотра и ремонта крановых пу-

тей. Для выполнения этих работ должен быть обеспечен безопасный проход вдоль пути, поэтому в стенках верхних частей колонн устраиваются проходы шириной не менее 400 мм и высотой 2000 мм (см. рис. 11.3, *I*). Высота сечения верхней части колонны получается не менее 1000 мм, если проход не располагается вне сечения колонны (см. рис. 11.3, *II*).

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

$$l_1 \geq B_1 + (h_в - a) + 75,$$

где B_1 — размер части кранового моста, выступающей за ось рельса, принимаемый по ГОСТу на краны (см. прил. 1); 75 мм — зазор между краном и колонной, принимаемый по требованиям безопасности.

При устройстве прохода вне колонны (см. рис. 11.3, *II*) размер l_1 включает еще 450 мм (400 мм — габарит прохода и 50 мм на ограждение). Пролеты кранов $l_к$ имеют модуль 500 мм, поэтому размер l_1 должен быть кратным 250 мм.

Ось подкрановой ветви колонны обычно совмещают с осью подкрановой балки. В этом случае высота сечения нижней части колонны

$$h_н = l_1 + a.$$

С учетом обеспечения жесткости цеха в поперечном направлении высота сечения нижней части колонны назначается не менее $^1/_{20}$Н, а в цехах с интенсивной работой мостовых кранов — не менее $^1/_{15}$Н.

Верхнюю часть колонны обычно проектируют сплошной, двутаврового сечения; нижнюю часть принимают сплошной при ширине до 1 м, а при большей ширине ее экономичнее делать сквозной.

Ширина фонаря обычно назначается 6 или 12 м.

При компоновке устанавливаются схемы и размеры связей, фахверка и других элементов каркаса.

11.2.2. Компоновка многопролетных рам. При проектировании многопролетных рам нужно учесть, что для достижения максимальной типизации конструкций каркаса желательно, чтобы все пролеты были равными и имели одинаковую высоту.

По условиям технологии производства одинаковые пролеты не всегда удобны. В таких случаях нужно стремиться, чтобы число их размеров было наименьшим (рис. 11.4, *а*). Наиболее часто здания проектируются с плоской кровлей (уклон 1,5 %) и внутренними водостоками.

Для неотапливаемых зданий необходимо устройство наружного отвода воды. Иногда внутренние водостоки оказываются неприемлемыми по условиям технологического процесса (например, для сталеплавильных цехов). В таких случаях необходимо устройство двускатных покрытий, применение которых возможно из условия обеспечения водоотвода и аэрации при ширине здания до 70—80 м (рис. 11.4, *б*).

Проектирование отдельных пролетов с различной полезной высотой в многопролетных зданиях вызывается разнохарактерными условиями производства. В многопролетных зданиях с большими производственными тепло- и газовыделениями перепады по высоте (при достаточной их величине) используют для устройства аэрационных фонарей. Перепады высот смежных пролетов могут использоваться и для дополнительного бокового освещения.

При компоновке конструктивной схемы многопролетных рам с различной высотой пролетов приходится решать вопрос о применении в этих пролетах односкатных или двускатных покрытий. Для малых боковых пролетов самыми простыми являются односкатные покрытия (см. рис. 11.4, *б*). Для больших смежных пролетов при возможности устройства внутреннего водостока наиболее целесообразны двускатные фермы (см. рис. 11.4, *а*). В случае невозможности устройства внутреннего водостока применяются односкатные покрытия. На выбор уклона покрытия влияет тип кровли. При рулонной кровле

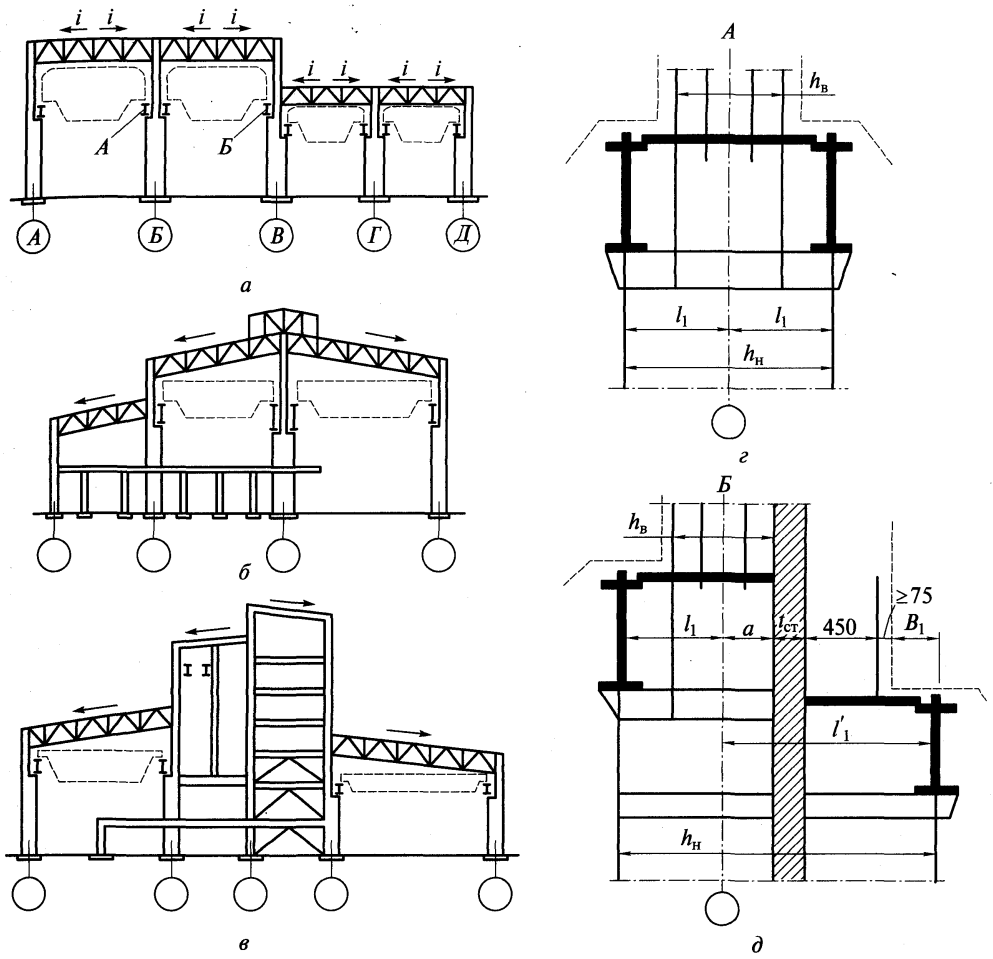


Рис. 11.4. Примеры схем поперечных рам многопролетных зданий:

а — цех машиностроительного завода; *б* — мартеновский цех; *в* — конвекторный цех; *г* — поперечная компоновка колонн среднего ряда при тяжелом режиме работы; *д* — то же, с перепадом высот

наиболее часто проектируются плоские покрытия ($i = 1{,}5...2{,}5\,\%$). При покрытии плоскими стальными листами $i = {}^1/_8...{}^1/_{10}$.

Мощные технологические агрегаты, особенно в металлургической промышленности, требуют иногда устройства в цехе тяжелых рабочих площадок, по которым двигаются железнодорожные составы; этажного расположения оборудования; повышенной аэрации, что вынуждает проектировать поперечную конструкцию цеха достаточно сложного профиля (рис. 11.4, *в*).

Определение компоновочных размеров для крайних рядов многопролетных рам производится точно так же, как для однопролетных. Если в различных пролетах здания одной высоты краны имеют разную грузоподъемность, то размер H_2 (см. рис. 11.3) принимается по наибольшему крану.

Компоновочные размеры средних колонн H_1, H_2, H_0 для зданий без перепада высот (пролеты *А—Б*, *Б—В* на рис. 11.4, *а*) принимаются такими же, как и для крайних. Заглубление средних колонн ниже уровня пола принимается одинаковым с крайними

(600—1000 мм). Высоту сечения верхней части средней колонны $h_в$ в зависимости от грузоподъемности кранов и высоты колонны принимают 400, 700, 1000 мм. Высота сечения нижней части $h_н = 2l_1$ (рис. 11.4, *г*).

При наличии в смежных пролетах кранов разной грузоподъемности может оказаться, что привязка l_1 крановых рельсов к оси колонны для правого и левого кранов различна и нижняя часть колонны будет асимметрична относительной разбивочной оси. Для средних колонн без перепада высот такие колонны обычно не проектируют, привязывая оба крановых рельса по наибольшему из размеров.

Определение компоновочных размеров рамы у рядов с перепадом высоты приведено на рис. 11.4, *д*, где изображена колонна в месте перепада высот, причем смежные пролеты разделены стенкой (на рисунке заштрихована). В этом случае привязка кранового рельса низкого пролета к разбивочной оси, очевидно, должна быть не менее, мм,

$$l_1' = a + t_{ст} + 450 + B_1 + 75,$$

где a — наружная привязка верхней части колонны; $t_{ст}$ — толщина стены; 450 — габарит прохода с ограждением, мм; B_1 — выступающая за рельс часть крана; 75 — необходимый зазор между краном и ограждением прохода, мм.

Размер l_1 принимают с округлением до 250 мм в большую сторону. Высота сечения нижней части колонны $h_н = l_1 + l_1'$ с привязкой граней асимметрично относительно разбивочной оси. Аналогичным образом устанавливают компоновочные размеры поперечных рам различных конфигураций.

Размеры подстропильных ферм (высота и длина панелей) увязываются с высотой и шагом стропильных.

Пример 11.1. *Компоновка поперечной рамы.* Исходные данные: прокатный цех однопролетный, пролетом 30 м, оборудован двумя мостовыми кранами грузоподъемностью $Q = 32/5$ т тяжелого (Т) режима работы. Группа режима 7К. Длина здания 108 м, отметка головок рельса 11,5 м. Здание отапливаемое, со светоаэрационным фонарем (два переплета по 1750 мм).

Выбрана система с шагом поперечных рам 12 м с жестким сопряжением ригеля с колонной (краны Т режима работы). Схема поперечной рамы и ее элементов показана на рис. 11.3.

Вертикальные размеры ($H_к$ — по прил. 1):

$$H_2 \geq (H_к + 100) + f = 2750 + 100 + 300 = 3150 \text{ мм}.$$

Принимаем $H_2 = 3200$ мм:

$$H_0 = H_1 + H_2 = 11\,500 + 3200 = 14\,700 \text{ мм}.$$

Ближайший больший размер, кратный 600 мм, — 15 000 мм. Принято $H_0 = 15\,000$ мм. Отметку верха подкранового рельса можно увеличить до 15 – 3,2 = 11,8 м. При высоте подкрановой балки с рельсом, равной $^1/_8$ ее пролета, $H_в = (h_б + h_р) + H_2 = 1500 + 3200 = 4700$ мм. При заглублении базы колонны на 1000 мм ниже пола $H_н = H_0 - H_в + 1000 = 15\,000 - 4700 + 1000 = 11\,300$ мм. Полная высота колонн $H = H_в + H_н = 16\,000$ мм; $H_ф = 3150$ мм; $H_{фн} = 4500$ мм.

Горизонтальные размеры назначают следующим образом (B_1 — по прил. 1). Поскольку в теле колонны необходим проход, привязка $a = 500$ мм, высота сечения верхней части колонны $h_в = 1000$ мм $> H_в/12 = 4700/12 = 390$ мм. В пределах высоты фермы высоту сечения колонны назначаем 700 мм (см. рис. 11.3); $l_1 \geq B_1 + (h_в - a) + 75 = 300 + (1000 - 500) + 75 = 875$ мм. Назначаем $l_1 = 1000$ мм (кратно 250 мм); $h_н = l_1 + a = 1000 + 500 = 1500$ мм. Пролет мостового крана $l_к = l - 2l_1 = 30\,000 - 2 \cdot 1000 = 28\,000$ мм.

Сечение верхней части колонны назначаем сплошностенчатым двутавровым, нижней — сквозным.

Все размеры, определенные в примере, показаны на рис. 11.3 в скобках.

11.3. Связи

Связи — важные элементы стального каркаса, которые необходимы для выполнения следующих требований:

обеспечение неизменяемости пространственной системы каркаса и устойчивости его сжатых элементов;

восприятие и передача на фундаменты некоторых нагрузок (ветровых, горизонтальных от кранов);

обеспечение совместной работы поперечных рам при местных нагрузках (например, крановых);

создание жесткости каркаса, необходимой для обеспечения нормальных условий эксплуатации;

обеспечение условий высококачественного и удобного монтажа.

Связи подразделяются на связи между колоннами и связи между фермами (связи по покрытию).

11.3.1. Связи между колоннами. Система связей между колоннами обеспечивает во время эксплуатации и монтажа геометрическую неизменяемость каркаса, его несущую способность и жесткость в продольном направлении (воспринимая при этом некоторые нагрузки), а также устойчивость колонн из плоскости поперечных рам.

Для выполнения этих функций необходим хотя бы один вертикальный жесткий диск по длине температурного блока и система продольных элементов, прикрепляющих колонны, не входящие в жесткий диск, к последнему. В жесткие диски (рис. 11.5) включены две колонны, подкрановая балка, горизонтальные распорки и решетка, обеспечивающая при шарнирном соединении всех элементов диска геометрическую неизменяемость.

Решетка проектируется крестовой (рис. 11.5, *а*), элементы которой принимаются гибкими [λ] = 220 и работают на растяжение при любом направлении сил, передаваемых на диск (сжатый раскос теряет устойчивость) и треугольной (рис. 11.5, *б*), элементы которой работают на растяжение и сжатие. Схема решетки выбирается так, чтобы ее элементы было удобно крепить к колоннам (углы между вертикалью и элементами решетки близки к 45°). При больших шагах колонн в нижней части колонны целесообразно устройство диска в виде двухшарнирной решетчатой рамы, а в верхней — использование подстропильной фермы (рис. 11.5, *в*). Распорки и решетка при малых высотах сечения колонн (например, в верхней части) располагаются в одной плоскости, а при больших высотах (нижняя часть колонны) — в двух плоскостях. На связевые

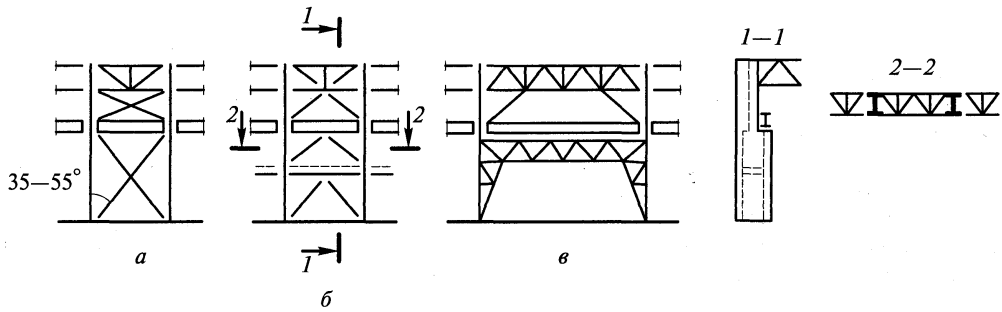


Рис. 11.5. Схемы конструкций жестких дисков связей между колоннами:

а — при обеспечении устойчивости нижней части колонн из плоскости рамы; *б* — при необходимости установки промежуточных распорок; *в* — при необходимости использования подкранового габарита

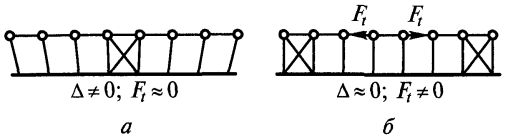


Рис. 11.6. Схемы температурных перемещений и усилий:

а — при расположении вертикальных связей посередине каркаса; *б* — то же, в торцах каркаса

диски передаются крутящие моменты, поэтому при расположении вертикальных связей в двух плоскостях они соединяются горизонтальными решетчатыми связями.

При размещении жестких дисков (связевых блоков) вдоль здания нужно учитывать возможность перемещений колонн при температурных деформациях продольных элементов (рис. 11.6, *а*). Если поставить диски по торцам здания (рис. 11.6, *б*), то во всех продольных элементах (подкрановые конструкции, подстропильные фермы, распорки *связей) и в связях возникают значительные температурные усилия.*

Поэтому при небольшой длине здания (температурного блока) ставится вертикальная связь в одной панели (рис. 11.7, *а*). При большой длине здания (или блока) для колонн в торцах возрастают неупругие перемещения за счет податливости креплений продольных элементов к колоннам. Расстояние от торца до диска ограничивается с целью закрепления колонн, расположенных близко к торцу, от потери устойчивости. В этих случаях вертикальные связи ставятся в двух панелях (рис. 11.7, *б*), причем расстояние между их осями должно быть таким, чтобы усилия F_t были невелики. Предельные расстояния между дисками зависят от возможных перепадов температур (разных для отапливаемых и неотапливаемых зданий, строящихся в районах с разными расчетными зимними температурами) и установлены нормами (табл. 11.2).

По торцам здания крайние колонны соединяют между собой гибкими верхними связями (см. рис. 11.7, *а*). Вследствие относительно малой жесткости надкрановой части колонны расположение верхних связей в торцевых панелях незначительно сказывается на температурных напряжениях.

Верхние вертикальные связи следует размещать не только в торцевых панелях здания, но и в панелях, примыкающих к температурным швам, так как это повышает продольную жесткость верхней части каркаса; кроме того, в процессе возведения цеха каждый температурный блок может в течение некоторого времени представлять собой самостоятельный конструктивный комплекс.

Вертикальные связи между колоннами ставят по всем рядам колонн здания; располагать их следует между одними и теми же осями.

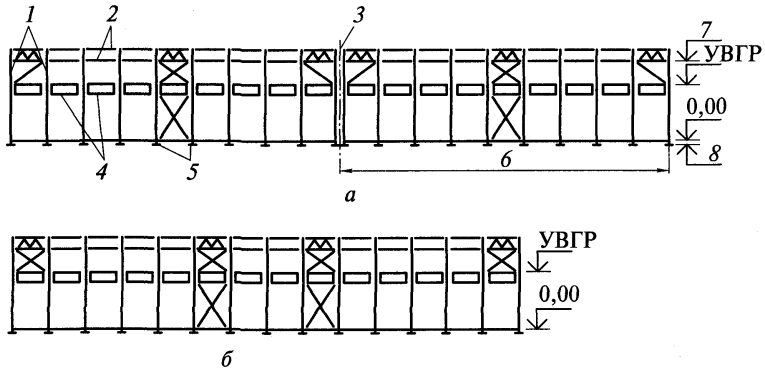


Рис. 11.7. Расположение связей между колоннами в зданиях:

а — коротких (или температурных отсеках); *б* — длинных; *1* — колонны; *2* — распорки; *3* — ось температурного шва; *4* — подкрановые балки; *5* — связевый блок; *6* — температурный блок; *7* — низ ферм; *8* — низ башмака

При проектировании связей по средним рядам колонн в подкрановой части следует иметь в виду, что довольно часто по условиям технологии необходимо иметь свободное пространство между колоннами. В этих случаях конструируют портальные связи (см. рис. 11.5, *в*).

Связи, устанавливаемые в пределах высоты ригелей в связевом и торцевом блоках, проектируют в виде самостоятельных ферм (монтажного элемента), в остальных местах ставят распорки.

Таблица 11.2

Предельные размеры между вертикальными связями, м

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

Особое внимание следует уделять компоновке связей между колоннами в горячих цехах при применении неразрезных подкрановых балок или большом внутреннем шаге колонн, несущих мощные продольные конструкции (например, подкраново-подстропильные фермы). В этих случаях полностью отсутствует узловая податливость продольных конструкций, система связей становится близкой к рамной, ее температурные деформации стеснены. Обследования и экспериментальные исследования работы таких цехов показывают, что несмотря на выполнение требований норм проектирования в элементах каркаса (колоннах и подкрановых балках) возникают большие дополнительные напряжения, а иногда наблюдается и разрушение связей. Поэтому в горячих цехах с неразрезными подкрановыми балками или тяжелыми подкраново-подстропильными фермами целесообразно предусматривать специальные конструктивные мероприятия (например, уменьшение длины температурных блоков).

Продольные элементы связей в точках крепления к колоннам обеспечивают несмещаемость этих точек из плоскости поперечной рамы (рис. 11.8, *а*). Эти точки в расчетной схеме колонны (рис. 11.8, *б*) могут быть приняты шарнирными опорами. При большой высоте нижней части колонны бывает целесообразна установка дополнительной распорки (рис. 11.8, *в*), которая закрепляет нижнюю часть колонны посередине ее высоты и сокращает расчетную длину колонны (рис. 11.8, *г*).

Связи кроме условных поперечных сил, возникающих при потере устойчивости колонны из плоскости поперечных рам, воспринимают также усилия от ветра, направленного на торец здания, и от продольных воздействий мостовых кранов.

Ветровая нагрузка на торец здания воспринимается стойками торцевого фахверка и частично передается на связи по нижнему поясу ферм. Связи шатра передают силу F_w на связи между колоннами. На рис. 11.9 стрелками показана передача силы F_w на фундамент.

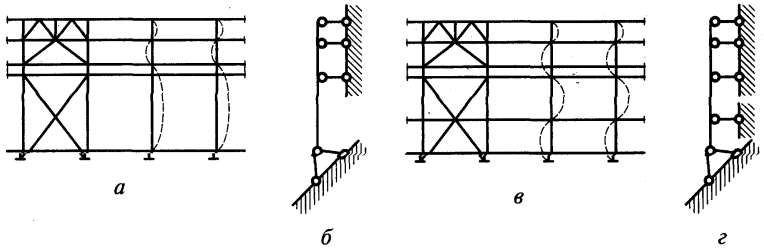


Рис. 11.8. Связи между колоннами и расчетные схемы колонн из плоскости рам:
а — схема потери устойчивости колонны из плоскости рамы; *в* — то же, при наличии дополнительной распорки; *б* и *г* — соответствующие расчетные схемы

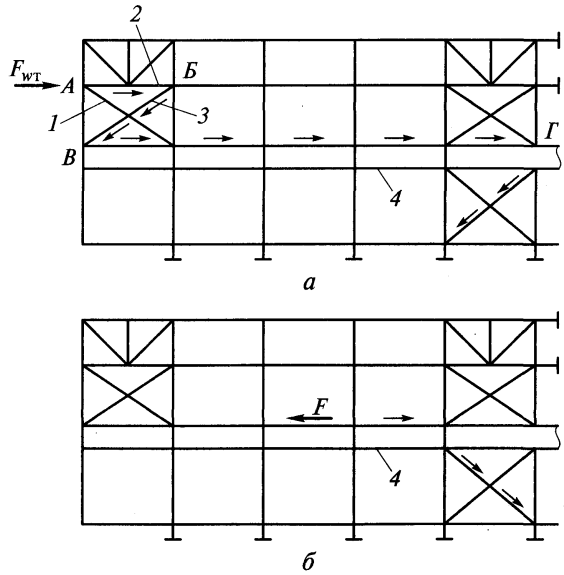


Рис. 11.9. Работа связей между колоннами при воздействии:
а — ветровой нагрузки на торец здания; *б* — мостовых кранов

В точке *А* (рис. 11.9, *а*) гибкий элемент связей *1* не может воспринимать сжимающую силу, поэтому F_w передается более короткой и достаточно жесткой распоркой *2* в точку *Б*. Здесь сила по элементу *3* передается в точку *В*. В этой точке усилие воспринимается подкрановыми балками *4*, передающими силу F_w на связевый блок в точку *Г*. Аналогично работают связи и на силы продольных воздействий кранов *F* (рис. 11.9, *б*). Элементы связей выполняются из уголков, швеллеров, прямоугольных и круглых труб.

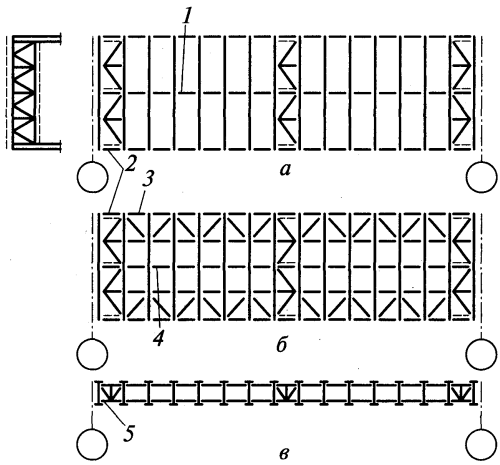


Рис. 11.10. Связи между фермами:
а — по верхним поясам ферм; *б* — по нижним поясам ферм; *в* — вертикальные; *1* — распорка в коньке; *2* — поперечные связевые фермы

При большой длине элементов связи, воспринимающие небольшие усилия, рассчитываются по предельной гибкости, которая для сжатых элементов связей ниже подкрановой балки равна 210 — 60α (α — отношение фактического усилия в элементе связей к его несущей способности), выше — 200; для растянутых эти значения составляют соответственно 200 и 300.

11.3.2. Связи по покрытию. Связи между фермами, создавая общую пространственную жесткость каркаса, обеспечивают устойчивость сжатых элементов ригеля из плоскости ферм, перераспределение местных нагрузок (например, крановых), приложенных к одной из рам, на соседние рамы, удобство монтажа, заданную геометрию каркаса, восприятие и передачу на колонны некоторых нагрузок.

Система связей покрытия состоит из горизонтальных и вертикальных связей. Горизонтальные связи располагаются в

плоскостях нижнего и верхнего поясов ферм и верхнего пояса фонаря. Горизонтальные связи состоят из поперечных и продольных (рис. 11.10 и 11.11).

Элементы верхнего пояса стропильных ферм сжаты, поэтому необходимо обеспечить их устойчивость из плоскости ферм. Ребра кровельных плит и прогоны могут рассматриваться как опоры, препятствующие смещению верхних узлов из плоскости фермы при условии, что они закреплены от продольных перемещений связями.

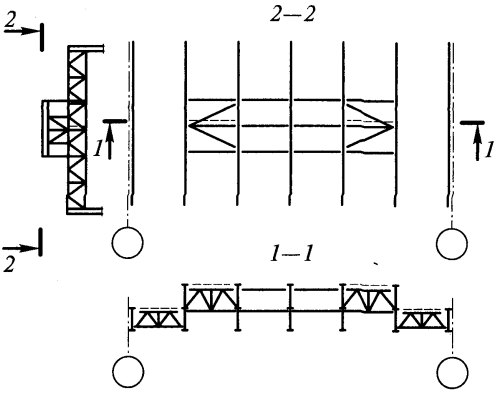


Рис. 11.11. Связи между фонарями

Для закрепления плит и прогонов от продольных смещений устраиваются поперечные связи по верхним поясам ферм, которые целесообразно располагать в торцах цеха, чтобы они (вместе с поперечными горизонтальными связями по нижним поясам ферм и вертикальными связями) обеспечивали пространственную жесткость покрытия. При большой длине здания или температурного блока (более 144 м) устанавливаются дополнительные поперечные связевые фермы. Это уменьшает поперечные перемещения поясов ферм, возникающие вследствие податливости связей.

Необходимо обращать особое внимание на завязку узлов ферм в пределах фонаря, где нет кровельного настила. Здесь для раскрепления узлов верхнего пояса ферм из их плоскости предусматриваются распорки, причем такие распорки в коньковом узле фермы обязательны (рис. 11.12, *б*). Распорки прикрепляются к торцевым связям в плоскости верхних поясов ферм.

В процессе монтажа (до установки плит покрытия или прогонов) гибкость верхнего пояса из плоскости фермы не должна быть более 220. Если коньковая распорка не обеспечивает этого условия, между ней и распоркой в плоскости колонн ставится дополнительная распорка. Связи по верхнему поясу фонаря (см. рис. 11.11) проектируются аналогично.

В зданиях с мостовыми кранами необходимо обеспечить горизонтальную жесткость каркаса как поперек, так и вдоль здания. При работе мостовых кранов возникают уси-

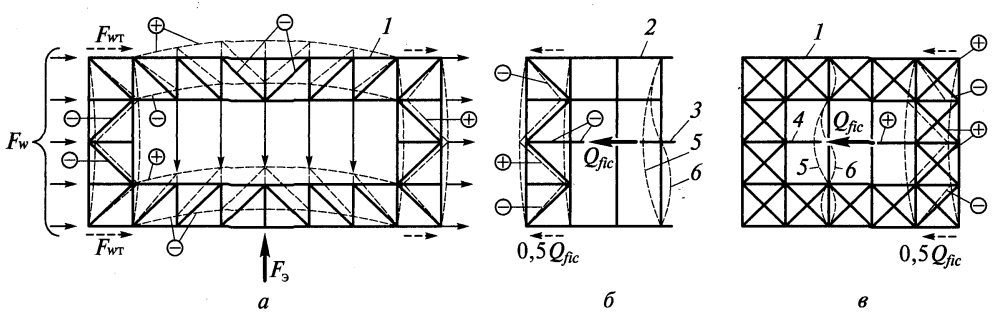


Рис. 11.12. Работа связей покрытия:

а — схема работы горизонтальных связей при действии внешних нагрузок; *б* и *в* — то же, при условных силах от потери устойчивости поясов ферм; *1* — связи по нижним поясам ферм; *2* — то же, по верхним; *3* — распорка связей; *4* — растяжка связей; *5* — форма потери устойчивости или колебаний при отсутствии распорки (растяжки); *6* — то же, при наличии распорки

лия, вызывающие поперечные и продольные деформации каркаса цеха. Если поперечная жесткость каркаса недостаточна, краны при движении могут заклиниваться, при этом нарушается нормальная их эксплуатация. Чрезмерные колебания каркаса создают неблагоприятные условия для работы кранов и сохранности ограждающих конструкций. Поэтому в однопролетных зданиях большой высоты ($H_0 > 18$ м), в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью $Q \geq 10$ т, с кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы при любой грузоподъемности обязательна система связей по нижним поясам ферм.

Горизонтальные силы от мостовых кранов воздействуют в поперечном направлении на одну плоскую раму и две-три смежные. Продольные связи обеспечивают совместную работу системы плоских рам, вследствие чего поперечные деформации каркаса от действия сосредоточенной силы значительно уменьшаются (рис. 11.12, *а*).

Жесткость этих связей должна быть достаточной для того, чтобы вовлечь в работу соседние рамы, и их ширина назначается равной длине первой панели нижнего пояса фермы. Связи обычно устанавливают на болтах. Приварка связей увеличивает их жесткость в несколько раз.

Прилегающие к опорам панели нижнего пояса ферм, особенно при жестком сопряжении ригеля с колонной, могут быть сжатыми, в этом случае продольные связи обеспечивают устойчивость нижнего пояса из плоскости ферм. Поперечные связи закрепляют продольные, а в торцах здания они необходимы и для восприятия ветровой нагрузки, направленной на торец здания.

Стойки фахверка передают ветровую нагрузку F_w в узлы поперечной горизонтальной торцевой фермы, поясами которой служат нижние пояса торцевой и смежной с ней стропильных ферм (см. рис. 11.12, *а*). Опорные реакции торцевой фермы воспринимаются вертикальными связями между колоннами и передаются на фундамент (см. рис. 11.9). В плоскости нижних поясов также устраиваются промежуточные поперечные связи, расположенные в тех же панелях, что и поперечные связи по верхним поясам ферм.

Чтобы избежать вибрации нижнего пояса ферм вследствие динамического воздействия мостовых кранов, нужно ограничить гибкость растянутой части нижнего пояса из плоскости рамы. Для сокращения свободной длины растянутой части нижнего пояса приходится в некоторых случаях предусматривать растяжки, закрепляющие нижний пояс в боковом направлении (см. рис. 11.10, *б*). Эти растяжки воспринимают условную поперечную силу Q_{fic} (рис. 11.12, *в*).

В длинных зданиях, состоящих из нескольких температурных блоков, поперечные связевые фермы по верхним и нижним поясам ставят у каждого температурного шва (как у торцов), имея в виду, что каждый температурный блок представляет собой законченный пространственный комплекс.

Вертикальные связи между фермами устанавливают в тех же осях, в которых размещают горизонтальные поперечные связи (см. рис. 11.10, *в*). Вертикальные связи располагают в плоскости стоек стропильных ферм в пролете и на опорах (при опирании стропильных ферм в уровне нижнего пояса). В пролете устанавливают одну-две вертикальные связи по ширине пролета (через 12—15 м). Вертикальные связи придают неизменяемость пространственному блоку, состоящему из двух стропильных ферм и горизонтальных поперечных связей по верхнему и нижнему поясам ферм. Стропильные фермы обладают незначительной боковой жесткостью, поэтому на монтаже их закрепляют к жесткому пространственному блоку распорками.

При отсутствии горизонтальных поперечных связей по верхним поясам для обеспечения жесткости пространственного блока и закрепления верхних поясов из плоскости вертикальные связи устанавливают через 6 м (рис. 11.13, *д*).

В зданиях с подвесным транспортом вертикальные связи в середине пролета рационально устанавливать по всей длине здания. Это создает условия для пространственной

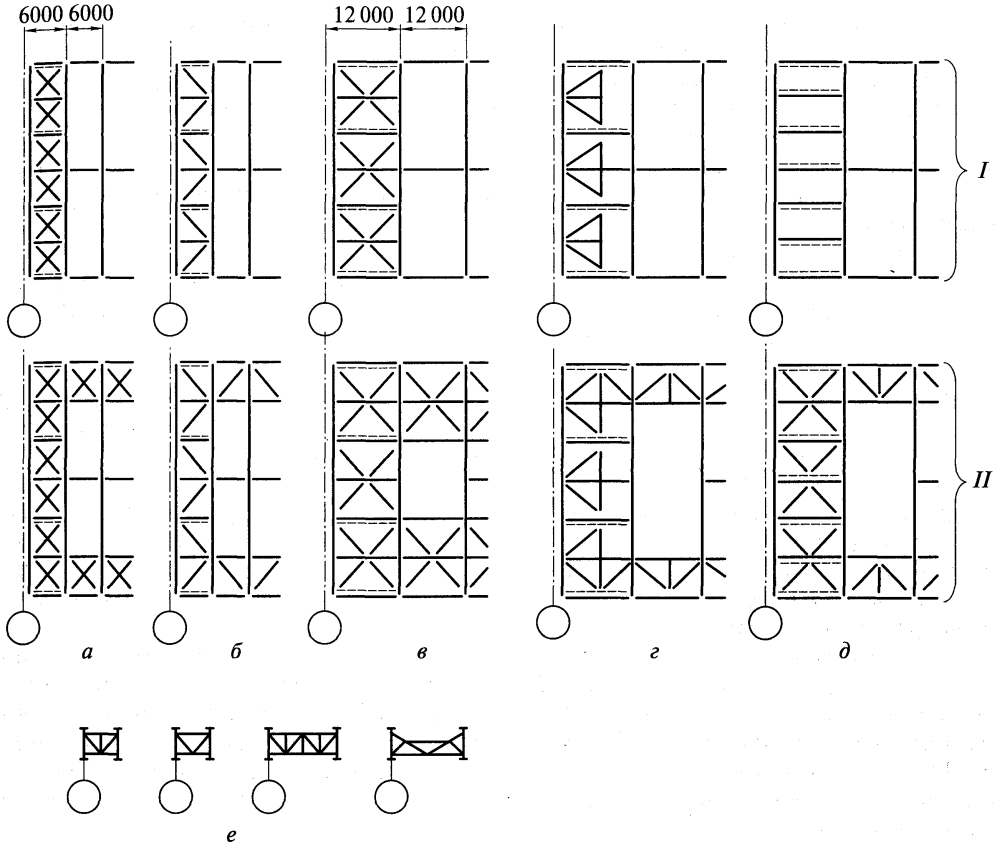


Рис. 11.13. Схемы систем связей по покрытию:

а — крестовые связи при 6-метровом шаге рам; *б* — связи с треугольной решеткой; *в* и *г* — то же, при 12-метровом шаге рамы; *д* — комбинация горизонтальных связей по нижним поясам ферм с вертикальными связями; *I*, *II* — связи соответственно по верхним и нижним поясам ферм

работы покрытия, перераспределения нагрузок от подвесных кранов между стропильными фермами и снижения усилий в наиболее нагруженной ферме.

Сечения элементов связей зависят от их конструктивной схемы и шага стропильных ферм. Для горизонтальных связей при шаге ферм 6 м применяют крестовую или треугольную решетку (рис. 11.13, *а*, *б*). Раскосы крестовой решетки работают только на растяжение, а стойки — на сжатие. Поэтому стойки обычно проектируют из двух уголков крестового сечения, а раскосы — из одиночных уголков. Элементы треугольной решетки могут быть как сжаты, так и растянуты, поэтому их проектируют обычно из гнутых профилей. Треугольные связи несколько тяжелее крестовых, но монтаж их проще.

При шаге стропильных ферм 12 м диагональные элементы связей, даже в крестовой решетке, получаются весьма тяжелыми. Поэтому систему связей проектируют так, чтобы наиболее длинный элемент был не более 12 м, этими элементами поддерживают диагонали (рис. 11.13, *в*). На рис. 11.13, *г* показана схема связей, где диагональные элементы вписываются в квадрат размером 6 м и опираются на продольные элементы длиной 12 м, служащие поясами связевых ферм. Эти элементы приходится делать составного сечения или из гнутых профилей.

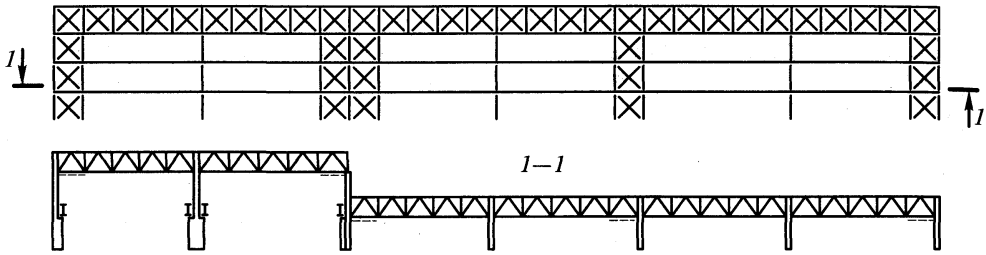


Рис. 11.14. Размещение связей по поясам ферм в многопролетных зданиях

Вертикальные связи между фермами и фонарями лучше всего выполнять в виде отдельных транспортабельных ферм, что возможно, если их высота будет менее 3900 мм. Различные схемы вертикальных связей показаны на рис. 11.13, *е*.

В многопролетных цехах горизонтальные поперечные и вертикальные связи ставятся во всех пролетах, а горизонтальные продольные по нижним поясам ферм — по контуру здания и некоторым средним рядам колонн через 60—90 м по ширине здания (рис. 11.14). В зданиях, имеющих перепады по высоте, продольные горизонтальные связи ставят и вдоль этих перепадов.

Элементы связей шатра рассчитываются, как правило, по гибкости. Предельная гибкость для сжатых элементов этих связей — 200, для растянутых — 400. Определить, растянут элемент связей или сжат, можно, если учесть, что связи воспринимают условные поперечные силы Q_{fic} (как при эксплуатации, так и при монтаже), ветровые воздействия на торец здания F_w, продольные и поперечные воздействия мостовых кранов и что эти силы могут быть направлены в одну или другую сторону (см. рис. 11.12).

На рис. 11.12 показаны знаки усилий, возникающих в элементах связей покрытия при определенном направлении ветровой нагрузки, местных горизонтальных усилий и условных поперечных сил. Многие элементы связей могут быть сжаты или растянуты. В этом случае их сечение подбирается по худшему случаю — по гибкости для сжатых элементов связей.

Распорки в коньке верхнего пояса ферм (элемент *3* на рис. 11.12, *б*) обеспечивают устойчивость верхнего пояса из плоскости ферм как во время эксплуатации, так и при монтаже. В последнем случае они прикреплены только к одной поперечной связи, сечение их подбирается исходя из сжатия.

Растянутый нижний пояс ферм не может потерять устойчивость, поэтому растяжки (элемент *4* на рис. 11.12, *в*) ставятся для уменьшения колебаний нижнего пояса во время эксплуатации цеха. В этот период уже имеются поперечные связи по двум торцам и растяжки работают только на растяжение.

Сечения раскосов крестовой решетки (см. рис. 11.12, *в*) подбираются по предельной гибкости для растянутых элементов связей.

11.4. Компоновка конструкций покрытия

Покрытие производственного здания состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (прогонов, ферм, фонарей), на которые опирается кровля, и связей по покрытию, обеспечивающих пространственную неизменяемость, жесткость и устойчивость всего покрытия и его отдельных элементов.

Покрытие производственного здания решается с применением прогонов или без них. В первом случае между стропильными фермами через 1,5—3 м устанавливают про-

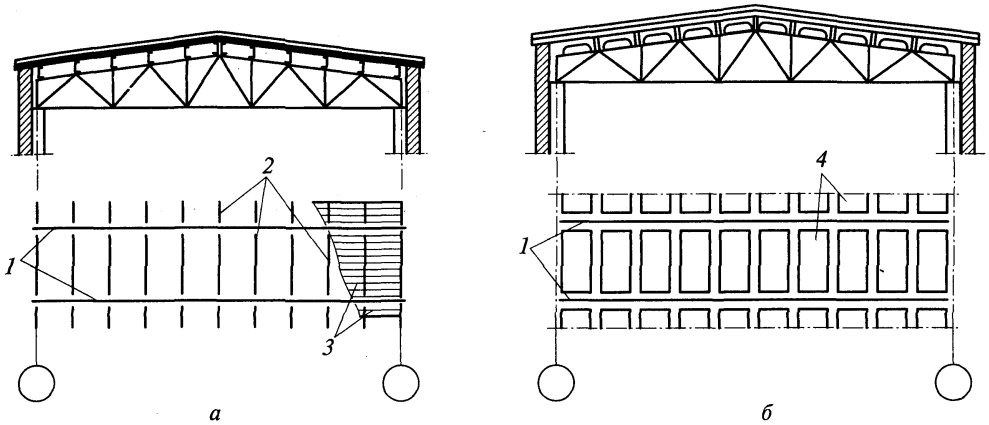


Рис. 11.15. Схемы покрытий:

а — по прогонам; *б* — беспрогонное; *1* — стропильные фермы; *2* — прогоны; *3* — кровельные плиты; *4* — крупнопанельные плиты

гоны, на которые укладывают мелкоразмерные кровельные листы — настилы (рис. 11.15, *а*). Во втором случае непосредственно на стропильные фермы укладывают крупноразмерные плиты или панели шириной 1,5—3 м и длиной 6 и 12 м, совмещающие функции несущих и ограждающих конструкций (рис. 11.15, *б*).

Кровля по прогонам получается легче вследствие небольшого пролета ограждающих элементов, но требует большего расхода металла (на прогоны) и более трудоемка в монтаже, беспрогонная кровля индустриальна, проста в монтаже и обеспечивает меньший расход стали (при применении железобетонных панелей); основной ее недостаток — большая масса. Возможные элементы покрытия и их показатели приведены в табл. 11.3.

Снижение массы кровельной конструкции имеет чрезвычайно важное значение, так как оно уменьшает стоимость не только конструкции кровли, но и всех расположенных ниже конструкций: фонарей, ферм, колонн и фундаментов.

Выбор конструкции кровли производится на основании технико-экономического сравнения возможных вариантов с учетом технологических и экономических факторов: назначения здания, температурно-влажностного режима внутрицеховой среды, стоимости возведения, наличия производственной базы по изготовлению крупноразмерных панелей в районе строительства, условий транспортировки, обеспеченности монтажными механизмами и т.д.

В зависимости от принятого типа кровли определяется необходимый уклон покрытия для обеспечения водоотвода. При самозалечивающихся кровлях с гравийной защитой принимается уклон 1,5—2,5 %; при кровлях из рулонных материалов без защиты — $^1/_8$—$^1/_{12}$; при кровлях, не обеспечивающих герметизацию покрытия (асбоцементные листы, волнистая сталь и т.д.), уклон кровли должен быть не менее $^1/_4$—$^1/_6$.

11.4.1. Покрытия по прогонам. Прогоны устанавливают на верхний пояс стропильных ферм в их узлах. В качестве прогонов применяют прокатные балки, гнутые профили либо сквозные конструкции (при шаге ферм больше 6 м). Кровельные покрытия бывают теплыми (с утеплителем) в отапливаемых производственных зданиях и холодными без утеплителя (для неотапливаемых зданий, а также горячих цехов, имеющих избыточные тепловыделения от технологических агрегатов)[1].

[1] Чтобы избежать конденсации влаги, в цехах с избыточным тепловыделением иногда устраивают утепленные покрытия.

Таблица 11.3

Нагрузки от массы конструкций покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Ограждающие элементы кровли			
Гравийная защита (15—20 мм)	0,3—0,4	1,3	0,4—0,52
Гидроизоляционный ковер из 3—4 слоев рубероида	0,15—0,2	1,3	0,2—0,36
Асфальтовая или цементная стяжка (20 мм)	0,4	1,3	0,52
Утеплитель, удельная плотность ρ, кг/м^3:			
пенобетон, ρ = 600	—	1,3	—
минераловатные плиты, ρ = 100...300	—	1,2	—
пенопласт, ρ = 50	—	1,2	—
Пароизоляция из одного слоя рубероида или фольгоизола	0,05	1,3	0,065
Несущие элементы кровли			
Профилированный настил (0,8—1 мм)	0,13—0,16	1,05	0,14—0,17
Волнистые листы:			
асбоцементные	0,2	1,1	0,22
стальные (1—1,75 мм)	0,12—0,21	1,05	0,13—0,22
Плоский стальной настил (3—4 мм)	0,24—0,32	1,05	0,23—0,34
Железобетонные панели из тяжелого бетона (с заливкой швов) размером, м:			
3×6	1,6	1,1	1,75
3×12	1,8	1,1	2
Металлические конструкции покрытия			
Прогоны			
сплошные, пролетом, м:			
6	0,05—0,08	1,05	0,055—0,085
12	0,10—0,15	1,05	0,105—0,16
решетчатые	0,07—0,12	1,05	0,075—0,125
Каркас стальной панели размером, мм:			
3×6	0,10—0,15	1,05	0,105—0,16
3×12	0,15—0,25	1,05	0,16—0,26
Стропильные фермы	0,10—0,40	1,05	0,105—0,42
Подстропильные фермы	0,05—0,10	1,05	0,055—0,105
Каркас фонаря	0,08—0,12	1,05	0,085—0,125
Связи покрытия	0,04—0,06	1,05	0,040—0,065

Для теплых кровель в качестве несущих элементов, укладываемых по прогонам, широко используется стальной профилированный настил. Применяются также мелкоразмерные керамзитобетонные, армоцементные и асбестоцементные плиты, трехслойные панели типа «сэндвич», состоящие из двух металлических листов, между которыми расположен утеплитель, или монопанели с несущим слоем из профилированного настила и гидроизоляцией в виде мягкой кровли.

Профилированный настил (рис. 11.16) изготовляют из оцинкованной рулонной стали толщиной t = 0,8; 0,9; 1 мм; высота профиля h = 40; 60 и 80 мм; ширина b = 680; 711 и 782 мм; длина до 12 м.

Профилированные листы укладывают по прогонам, расположенным через 3—4 м. При шаге стропильных ферм 4 м настил может опираться непосредственно на фермы.

Настил крепится к прогонам самонарезающими винтами. Между собой листы настила соединяются комбинированными заклепками, позволяющими вести клепку с одной стороны настила. Масса настила — 10—15 кг/м^2.

Холодные кровли выполняются из волнистых асбоцементных, стальных или алюминиевых листов, укладываемых по прогонам, расположенным через 1,25—1,5 м. Масса асбоцементных листов в среднем составляет 20 кг/м^2. Стальные волнистые листы изготовляют из холоднокатанной стали толщиной от 1 до 1,8 мм. Высота волны h = 30 и 35 мм. Масса листов — 15—20 кг/м^2. Алюминиевые волнистые листы имеют толщину

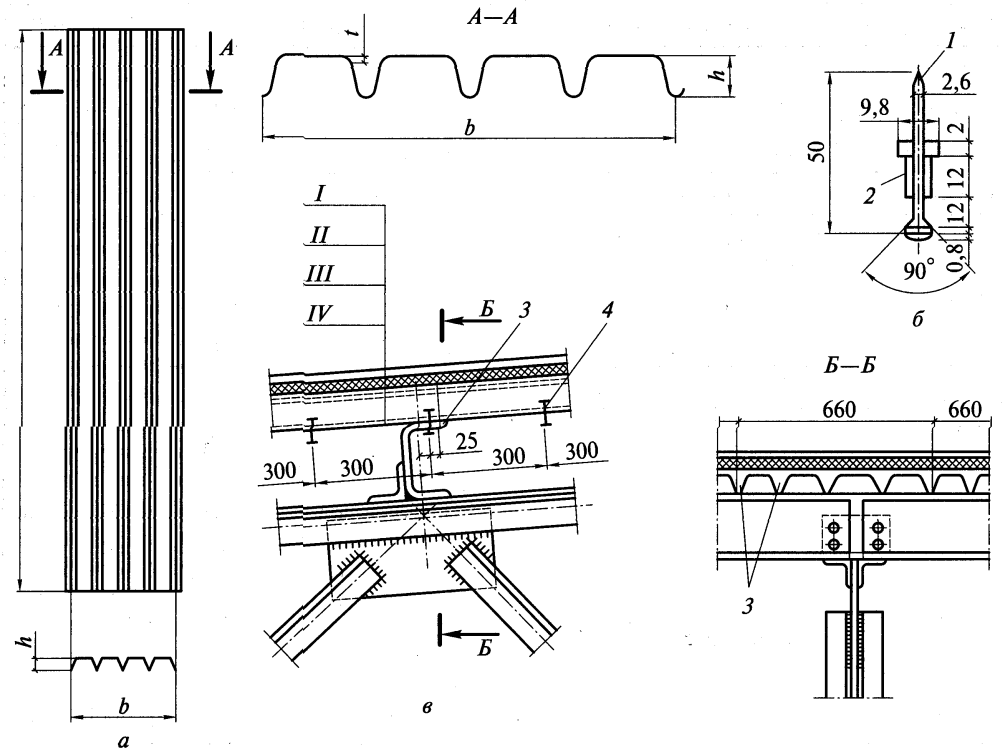


Рис. 11.16. Теплая кровля по стальному профилированному настилу:

а — профилированный настил; *б* — комбинированная заклепка; *в* — узел кровли по прогонам; *1* — стальной стержень; *2* — алюминиевая втулка; *3* — самонарезающий винт; *4* — комбинированная заклепка; *I* — гидроизоляционный ковер; *II* — утеплитель; *III* — пароизоляция; *IV* — профилированный настил

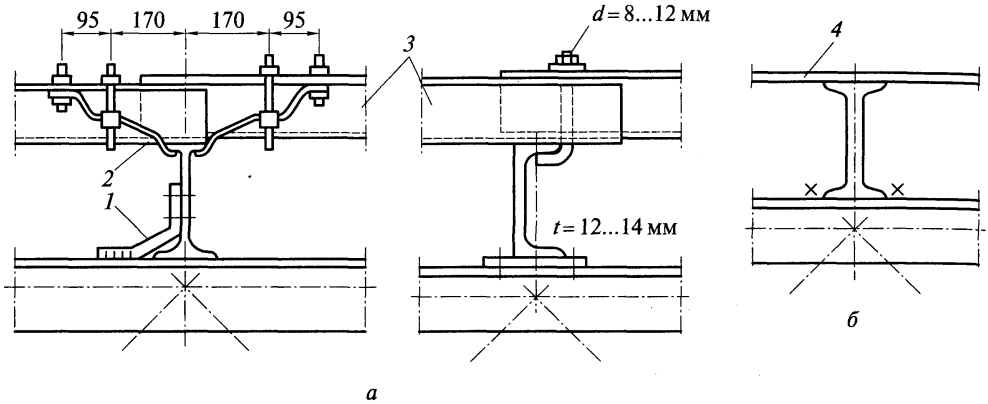


Рис. 11.17. Узел крепления волнистых (*а*) и плоских стальных (*б*) листов к прогонам:
1 — гнутый лист, t = 8...10 мм; *2* — кляммеры; *3* — волнистые листы; *4* — стальной лист, t = = 3...4 мм

0,6—1,2 мм и массу 5—7 кг/м^2. Волнистые листы крепят к прогонам с помощью специальных упругих кляммеров или крюков из круглой стали (рис. 11.17).

Для обеспечения водоотвода в местах стыков волнистые листы перепускают внахлестку на 150—200 мм, при этом уклон кровли для асбоцементных листов должен быть не менее $^1/_4$ а для стальных и алюминиевых — не менее $^1/_6$.

Во избежание электрохимической коррозии в местах контакта алюминия со сталью при установке алюминиевых листов на стальные прогоны соприкасающиеся поверхности покрывают специальными грунтами (например, АЛГ) или применяют изолирующие прокладки. Стальные метизы для крепления листов нужно оцинковывать или кадмировать.

В горячих цехах кровля из асбоцементных листов недостаточно долговечна, так как под воздействием высоких температур асбоцемент пересушивается и растрескивается. Кроме того, волнистость кровли способствует скоплению пыли и затрудняет ее уборку. Поэтому в горячих цехах более целесообразна кровля из плоских стальных листов. Стыки между листами сваривают сплошными швами с использованием автоматической сварки, что обеспечивает полную герметичность кровли, поэтому уклон такой кровли может быть принят, как и для рулонных, $^1/_8$—$^1/_{12}$. Из условия жесткости кровли толщина листов должна быть не менее 3—4 мм.

11.4.2. Беспрогонные покрытия. Для покрытий производственных зданий широко применяют различного вида крупнопанельные железобетонные плиты шириной 3 м и длиной 6 и 12 м. Продольные ребра плит опираются непосредственно в узлах верхнего пояса ферм и привариваются минимум по трем углам (рис. 11.18). Иногда в качестве доборных применяют плиты шириной 1,5 м. В этом случае верхний пояс ферм необходимо рассчитать с учетом местного момента от внеузловой

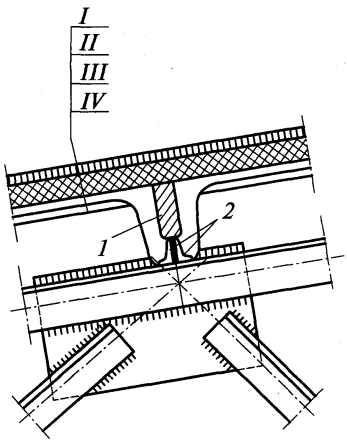


Рис. 11.18. Узел кровли по крупнопанельным плитам:
1 — заливка швов; *2* — закладные уголки; *I* — гидроизоляционный ковер; *II* — асфальтовая стяжка; *III* — утеплитель; *IV* — крупнопанельные плиты

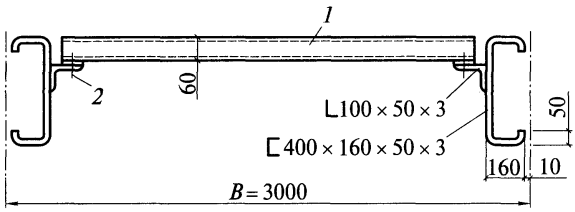


Рис. 11.19. Стальная панель для теплой кровли:
1 — профилированный настил; *2* — самонарезающие винты

передачи нагрузки или поставить дополнительные шпренгели, подкрепляющие верхний пояс в местах опирания плит. Типы плит покрытия и их характеристики указаны в каталогах типовых сборных железобетонных изделий.

Основной недостаток крупнопанельных железобетонных плит — их большая собственная масса (1,4—2,1 кН/м^2), что утяжеляет все нижележащие конструкции здания.

Для снижения нагрузок от покрытия в последнее время находят применение металлические панели шириной 1,5 и 3 м и длиной 6 и 12 м. Масса таких панелей в 4—5 раз меньше, чем железобетонных. По сравнению с кровлей по прогонам металлические панели более индустриальны и позволяют значительную часть работ по устройству кровли перенести на заводы металлических конструкций или в специализированные мастерские. Однако расход стали на них по сравнению с прогонным решением несколько больше за счет дополнительных элементов, необходимых для обеспечения жесткости панелей при транспортировке и монтаже.

К снижению расхода стали может привести применение оцинкованного стального настила повышенной жесткости по ГОСТ 24045—94, перекрывающего пролеты до 6 м.

Утепленные стальные панели обычно состоят из каркаса, профилированного настила, эффективного утеплителя и гидроизоляционного слоя. Поперечный разрез панели пролетом 12 м с каркасом из гнутых профилей приведен на рис. 11.19. Для пролета 12 м разработаны также панели со шпренгелем, с предварительно напряженной обшивкой и другие решения.

Неутепленные стальные панели применяются в покрытиях зданий со значительными тепловыделениями. Возможные конструктивные решения таких панелей показаны на рис. 11.20.

Панели с использованием алюминиевых сплавов отличаются малой массой и высокой коррозионной стойкостью. Однако из-за высокой стоимости алюминия их применение требует дополнительного технико-экономического обоснования. Целесообразно использование таких панелей в производствах с сильно агрессивными средами и в отдаленных районах, где высока стоимость транспортных расходов.

Различают каркасные и бескаркасные алюминиевые панели. Бескаркасные панели выполняются из тонких алюминиевых листов с приклеенным к ним утеплителем, обладающим необходимой жесткостью. Несущая способность бескаркасных панелей мала, и они требуют частого расположения несущих конструкций.

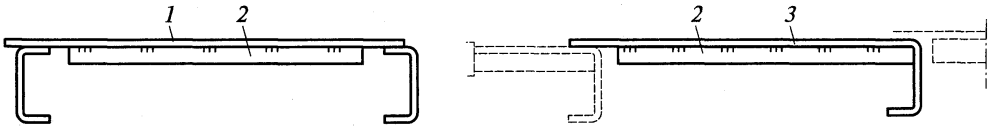


Рис. 11.20. Примеры конструкций панелей для холодных кровель:
1 — стальной лист, t = 3...4 мм; *2* — ребра, t = 4...6 мм; *3* — гнутый лист, t = 3...4 мм

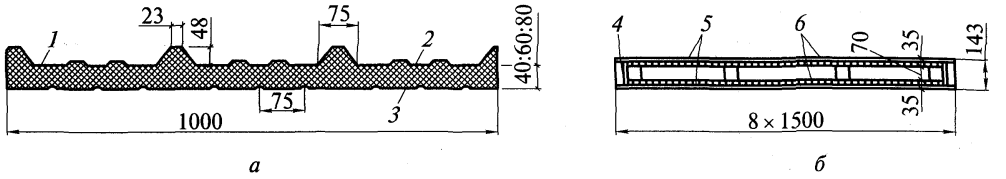


Рис. 11.21. Панели из алюминиевых сплавов:

а — трехслойная; *б* — каркасная; *1* — жесткий утеплитель; *2* — наружная обшивка; *3* — внутренняя обшивка; *4* — ребра из бакелитизированной фанеры; *5* — утеплитель из пенопласта; *6* — алюминиевые листы, t = 1,5 мм

Каркасные панели сложнее в изготовлении, но обладают большей несущей способностью. Их конструктивные решения весьма разнообразны. Обшивка таких панелей выполняется как из плоских, так и из профилированных листов. Для обеспечения устойчивости плоских листов возможно использовать предварительное напряжение.

Примеры алюминиевых панелей приведены на рис. 11.21.

11.5. Особенности компоновки конструкций покрытия при конвейерном методе монтажа

В строительстве больших по площади производственных зданий может применяться конвейерный метод монтажа конструкций. На рельсовый путь, расположенный около строящегося цеха, устанавливаются тележки-платформы, которые периодически передвигаются с одной стоянки на другую, образуя своеобразный конвейер. На этих платформах собираются укрупненные блоки конструкций покрытия массой 30—60 т, затем целиком устанавливаются на заранее смонтированные колонны здания.

На каждой стоянке выполняются определенные операции сборки блоков: устанавливаются фермы, связи, фермы фонаря, прогоны, кровельный настил и т.д. На последнюю стоянку блок приходит полностью готовым — с рулонным ковром кровли и остеклением фонаря, а также окрашенным. Всего организуется 8—10 стоянок.

Готовый блок башенным краном подается на установщик, представляющий собой легкую конструкцию, похожую на мостовой кран, который может двигаться с помощью лебедки по подкрановым путям. Установщик транспортирует блок вдоль цеха до места установки.

Специфика конвейерного монтажа требует соответствующей компоновки конструкций покрытия. Ячейки шатра здания оформляются в виде жестких пространственных блоков. Основой блока являются подстропильные балки или фермы, при этом по каждому среднему ряду колонн имеются две подстропильные конструкции. Для обеспечения пространственной жесткости блока устанавливается система связей.

Одно из решений схемы блока конструкций покрытия показано на рис. 11.22. Чтобы не иметь двух стропильных ферм на одной колонне, стропильные фермы сдвинуты внутрь блока на одну четверть шага колонны и опираются на подстропильные. Прогоны имеют длину, равную ширине блока. Применяются и другие компоновочные схемы блоков.

Конвейерный способ монтажа требует дополнительных затрат на устройство конвейера и установщика и приводит к некоторому увеличению расхода металла. Однако резкое увеличение производительности труда на монтаже и сокращение сроков строительства обусловливают в конечном итоге экономический эффект применения этого способа. Практика применения и экономические расчеты показывают, что конвейерный способ монтажа становится рациональным для зданий с площадью кровли 30—50 тыс. м^2 и

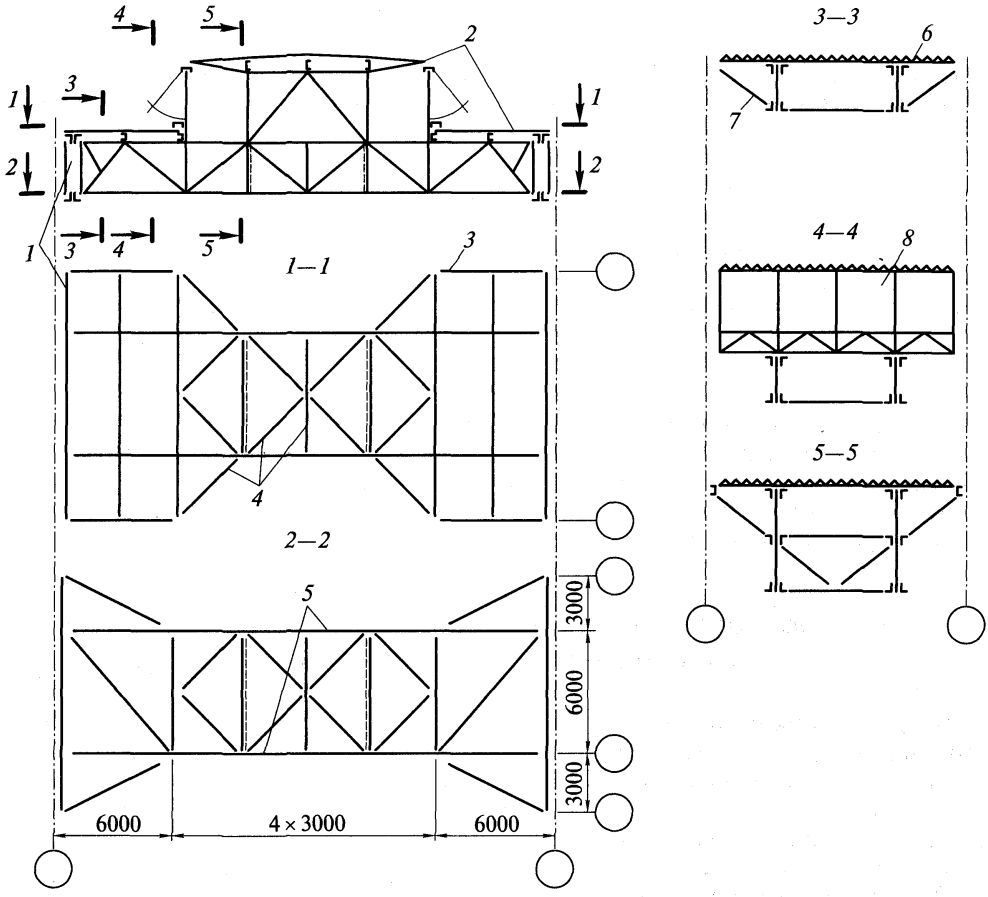


Рис. 11.22. Схема монтажного блока покрытия:

1 — подстропильная ферма; *2* — профилированный настил; *3* — продольная балка; *4* — связи; *5* — стропильные фермы; *6* — прогон; *7* — подкос; *8* — фонарная панель

более. При меньшей площади кровли часто целесообразен блочный метод монтажа, при котором блок (см. рис. 11.22) собирается на неподвижном стенде и устанавливается в проектное положение краном.

11.6. Фахверк и конструкции заполнения проемов

Фахверком называется система конструктивных элементов, служащих для поддержания стенового ограждения и восприятия (с последующей передачей на фундаменты и другие конструкции) ветровой нагрузки.

Фахверк устраивается для наружных стен (вдоль здания и торцевых), а также для внутренних стен и перегородок (рис. 11.23).

При самонесущих стенах, а также при панельных стенах с длиной панелей, равной шагу колонн, необходимости в конструкциях фахверка нет.

Если длина панелей меньше шага колонн, устанавливаются стойки фахверка и панели опираются на столики колонн и этих стоек (рис. 11.23, *а*). Сечения стоек фахверка —

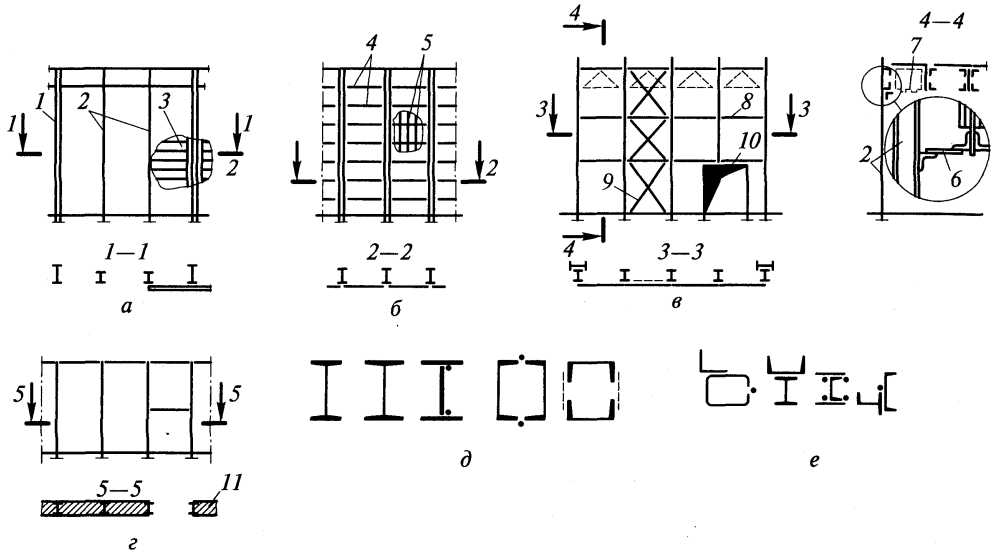


Рис. 11.23. Схемы конструкций фахверка и сечения его элементов:

а — продольный фахверк с крупноразмерными стеновыми панелями; *б* — то же, с мелкоразмерными панелями; *в* — торцевой фахверк; *г* — фахверк внутренних стен; *д* — сечения фахверковых стоек; *е* — сечения ригелей фахверка; *1* — колонны; *2* — стойки фахверка; *3* — стеновые панели; *4* — ригели фахверка; *5* — стеновые листы; *6* — листовой шарнир; *7* — связи по нижнему поясу ферм; *8* — горизонтальная распорка связей; *9* — вертикальные связи фахверка; *10* — надворотный ригель; *11* — кирпичная стена

прокатные обычные и широкополочные, а также сварные двутавры, сплошные составные из швеллеров и сквозные из швеллеров (прокатных или гнутых) (рис. 11.23, *д*). Стойки опираются на фундамент и с помощью листового шарнира, передающего горизонтальные усилия, но не стесняющего вертикальные перемещения ферм, — на связи по нижним поясам ферм (рис. 11.23, *в*). Если по высоте есть горизонтальные площадки, то стойки опираются в горизонтальном направлении и на них. При стенах из малоразмерных элементов (волнистые асбестоцементные, стальные, алюминиевые листы) кроме стоек предусматриваются ригели (рис. 11.23, *б*), к которым и крепятся стеновые листы. Ригели воспринимают вертикальные и горизонтальные нагрузки (от массы стенового ограждения и ветро-

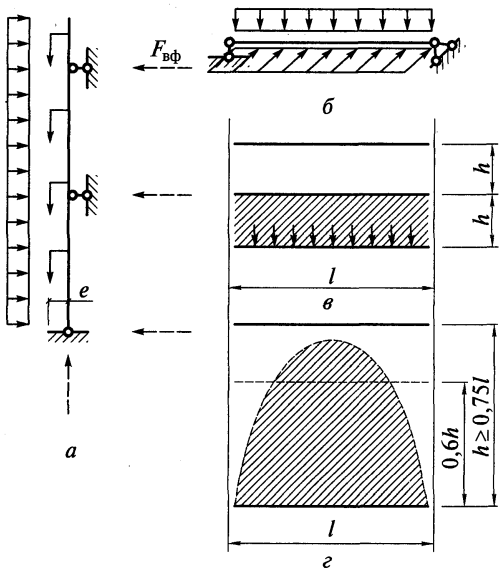


Рис. 11.24. Расчетные схемы элементов фахверка:

а — расчетная схема стойки фахверка; *б* — то же, ригеля; *в* и *г* — расчетные грузовые площади

вой нагрузки), поэтому проектируются достаточно жесткими в обеих плоскостях. Сечения их составляются из уголков, листов, швеллеров, гнутых профилей (рис. 11.23, *е*).

В торцах здания обязательно устанавливаются стойки (см. рис. 11.23, *в*), а при малоразмерных листах ограждения и над большими проемами — ригели. В высоких цехах для обеспечения устойчивости стоек фахверка в плоскости стены ставятся распорки, которые крепятся к вертикальным связям.

Фахверк внутренних стен устраивается аналогично. Если внутренние стены кирпичные, то стойки и ригели фахверка располагаются в пределах толщины стены (рис. 11.23, *г*).

Стойки фахверка работают на внецентренное сжатие от эксцентрично приложенной массы стенового ограждения и ветровой нагрузки. Расчетная схема — это стойка с опорами внизу и в местах крепления к горизонтальным площадкам и связям (рис. 11.24, *а*). Опорная горизонтальная реакция F_w передается на связи по нижним поясам ферм (см. рис. 11.12).

Ригели фахверка работают как балки на косой изгиб (рис. 11.24, *б*). Вертикальная нагрузка собирается с участка, равного расстоянию между ригелями (рис. 11.24, *в*). Для стен из блоков следует учесть, что образуются своды (рис. 11.24, *г*) и если $h \geq 0{,}75l$, то при определении пролетного момента следует принимать нагрузку с высоты, равной $0{,}6l$. Опорные реакции ригеля при этом определяются от полной высоты h кладки над ригелем.

Оконные проемы заполняют, как правило, стальными остекленными переплетами. Переплеты для производственных зданий стандартизированы и применяются обычно вне зависимости от функционального назначения здания (исключение составляют некоторые специальные производства с повышенной агрессивностью среды, особыми требованиями в отношении чистоты внутрицеховой среды и т. п.).

Размеры переплетов и профили, из которых их изготовляют, регламентированы государственными стандартами. На основании этих документов разработаны типовые рабочие чертежи переплетов и механизмов открывания.

Переплеты устанавливают в оконные проемы, номинальные размеры которых должны быть кратными 1500 или 2000 мм по ширине (1,5; 2; 3; 4 и 6 м) и 1200 мм — по высоте.

Размеры ворот производственных зданий также стандартизированы. Для автомобильного транспорта размеры проемов приняты 3×3 м, для железнодорожного транспорта — 4,7×5,6 (больший размер по высоте). Размеры других транспортных проемов решаются индивидуально при проектировании объекта в зависимости от конкретных требований производственного процесса. Ворота имеют жесткий металлический каркас, к которому крепится обшивка с утеплителем.

ГЛАВА 12

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ

12.1. Действительная работа каркаса под нагрузкой и приближенный расчет поперечных рам

Пространственная многостержневая конструкция каркаса промышленного здания, воспринимающая и передающая на фундаменты все нагрузки и воздействия, при замене ее расчетными схемами расчленяется на плоские системы (поперечные рамы и продольные конструкции). Это приводит к погрешностям в определении усилий, которые при расчете стальных каркасов частично компенсируются приближенным учетом пространственной работы каркаса (см. подразд. 12.3).

Расчетная схема поперечной рамы (рис. 12.1, *а*) — это многократно статически неопределимая сквозная система с жесткими узлами. Общепринято при легких фермах пренебрегать жесткостью узлов при определении усилий, считая их шарнирными (рис. 12.1, *б*). В дальнейшем жесткость узлов учитывается (не полностью) при определении расчетных длин стержней фермы. Исследования действительной работы поперечных рам показали, что такое приближение приводит к очень небольшим погрешностям в величине нормальных сил, действующих в стержнях фермы. Определение усилий в системе (см. рис. 12.1, *б*) не очень сложно, но уже в самом начале требует знания моментов инерции и площадей сечений всех стержней системы. Поэтому при расчете сквозные колонны и ферма заменяются сплошными эквивалентной жесткости.

Полученная расчетная схема в зависимости от конструкции сопряжения ригеля с колонной может быть с жесткими (рис. 12.1, *в*) или шарнирными (рис. 12.1, *г*) узлами. При небольших (до $^1/_8$) уклонах верхнего пояса ферм ригель принимается прямолинейным и располагается в уровне нижнего пояса ферм. При горизонтальных нагрузках и изгибающих моментах можно пренебречь весьма малыми углами поворота верхних уз-

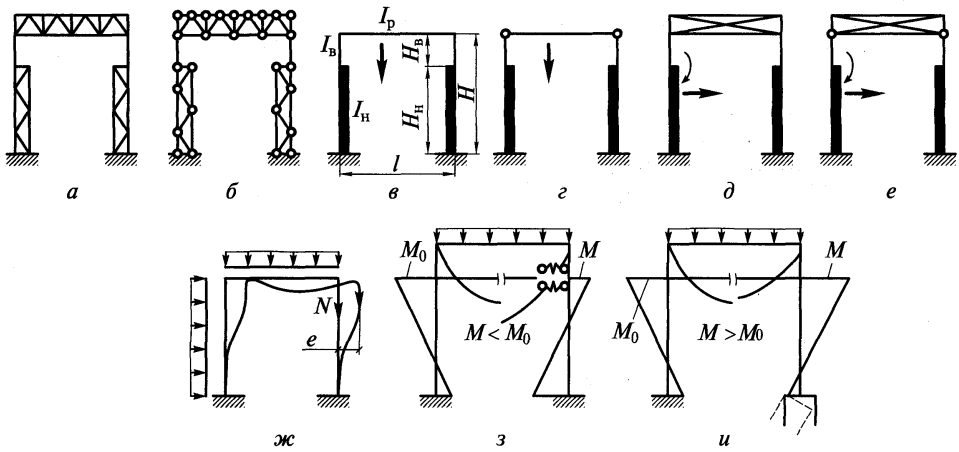


Рис. 12.1. Особенности расчета поперечных рам каркаса:

а и *б* — расчетные схемы рам при жестком и шарнирном сопряжении элементов; *в*, *г*, *д* и *е* — упрощенные расчетные схемы; *ж* — деформированная схема рамы; *з* и *и* — соответственно учет податливости соединения ригеля с колонной и фундамента

лов рамы, т.е. принять ригель бесконечно жестким (рис. 12.1, *д*, *е*). Это приближение сокращает число неизвестных (например, на схеме рис. 12.1, *д* — одно неизвестное, а на схеме рис. 12.1 *в* — три).

Приближение не дает больших погрешностей, если отношение жесткости ригеля к жесткости стойки достаточно велико:

$$k \geq 6/(1+1{,}1\sqrt{\mu});$$

$$k = I_р H/(I_н l);\ \mu = I_н/I_в - 1, \qquad (12.1)$$

где $I_р$, $I_н$, $I_в$ — моменты инерции соответственно ригеля, нижней и верхней частей колонны; l — пролет ригеля; H — высота колонны.

Таким образом, при расчете поперечных рам стальных каркасов промышленных зданий используются упрощенные расчетные схемы (см. рис. 12.1, *в*—*е*), которые резко сокращают трудоемкость расчета и приводят к вполне допустимым погрешностям. Однако это допустимо только при расчетах определенной конструктивной формы, соответствующей системам традиционных каркасов промышленных зданий.

Действительные усилия в элементах каркаса всегда отличаются от тех, которые определены даже по «точной» расчетной схеме (см. рис. 12.1, *а*). Это связано, во-первых, с методами расчета, принятыми в строительной механике, а во-вторых, с идеализированными условиями опирания поперечных рам и сопряжении ее элементов.

В настоящее время в строительной механике широко распространен расчет по недеформированной схеме. Например, если в колонне имеется нормальная сила (рис. 12.1, *ж*), то дополнительный момент, который возникает при небольшом смещении верхнего узла рамы, при определении усилий не учитывается. Имеются методы расчета систем по деформируемой схеме, при которых система канонических уравнений превращается в систему дифференциальных. Примеры использования этих методов для расчета систем, похожих на расчетные схемы поперечных рам, показали, что при нагрузках, близких к расчетным, использование недеформируемой схемы дает небольшие погрешности (см. также гл. 17).

Искажают характер распределения усилий в системе и ее перемещения, и податливость фланцевых соединений ригеля с колонной (рис. 12.1, *з*), и поворот фундаментов при нагружении рамы (рис. 12.1, *и*). Поворот фундаментов уменьшает изгибающие моменты в нижней части колонны (при шарнирном опирании колонны момент равен нулю) и увеличивают в верхней. Податливость крепления ригеля к колонне увеличивает моменты в нижней и уменьшает в верхней части колонны.

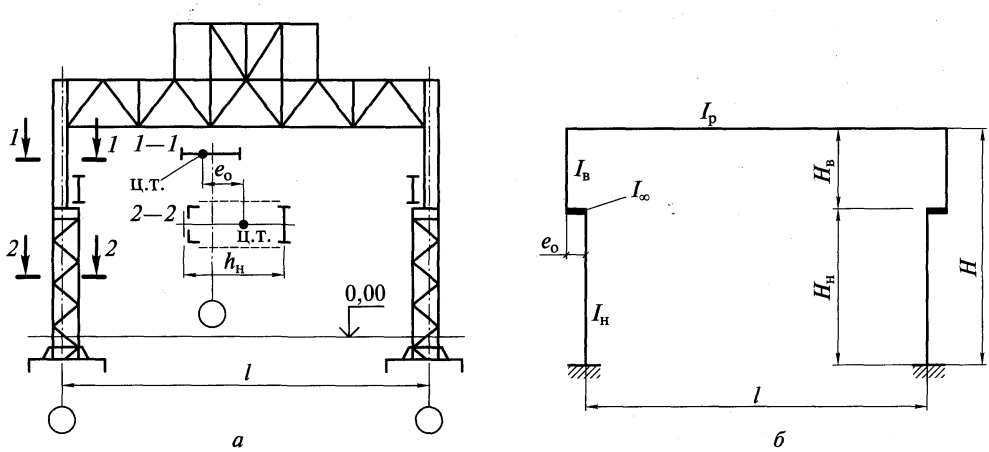


Рис. 12.2. Конструктивная (*а*) и расчетная (*б*) схемы однопролетной рамы

На рис. 12.2 показаны конструктивная и расчетная схемы однопролетной рамы с жестким защемлением ригеля в ступенчатых колоннах. Оси стоек в расчетной схеме совпадают с центрами тяжести верхнего и нижнего сечений колонны. В ступенчатых колоннах крайних рядов центры тяжести верхней и нижней частей расположены не на одной оси, поэтому стойка рамы имеет горизонтальный уступ, равный расстоянию между геометрическими осями колонн. Заделка стоек принимается на уровне низа базы, ось ригеля совмещается с нижним поясом стропильной фермы.

Чтобы определить размер уступа колонны e_0 и моменты инерции сечений нижнего $I_н$ и верхнего $I_в$ участков колонны, а также ригеля $I_р$, необходимо знать их сечения, которые на данной стадии проектирования неизвестны. Поэтому при установлении расчетной схемы рамы используют данные проектирования аналогичных сооружений или проводят очень упрощенный предварительный расчет рамы с подбором сечений и на основе этого устанавливают требуемые величины. Такой подход возможен потому, что, как показывают проверочные расчеты, отклонение в соотношениях моментов инерции элементов рамы до 30 % мало сказывается на расчетных усилиях в раме и только при большей разнице ее расчет нужно проверить заново.

По опыту проектирования производственных зданий известно, что расстояние между центрами тяжести сечений верхнего и нижнего участков колонны (с несимметричным сечением нижнего участка)

$$e_0 = (0{,}45 \ldots 0{,}55)h_н - 0{,}5h_в, \qquad (12.2)$$

где $h_н$ и $h_в$ — высота сечений соответственно нижнего и верхнего участков колонны.

Для статического расчета рамы достаточно знать только соотношения моментов инерции элементов рамы, а не их абсолютные значения. Эти соотношения обычно принимают в следующих пределах: $I_н/I_в = 5 \ldots 10$; $I_р/I_н = 2 \ldots 6$. Их можно приближенно определить в зависимости от нагрузок и размеров рамы.

Момент инерции горизонтального участка (уступа) колонны принимается равным бесконечности. В многопролетных рамах (рис. 12.3, *а*) средние колонны значительно мощнее крайних. Отношения моментов инерции нижнего участка средней колонны $I_{н.с}$ и верхнего ее участка $I_{в.с}$ к моментам инерции сечений соответствующих участков крайних колонн обычно составляют:

$I_{н.с}/I_в = 10 \ldots 30$ — при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн;

$I_{н.с}/I_в = 20 \ldots 60$ — при шаге внутренних колонн вдвое большем, чем наружных;

$I_{в.с}/I_в = 1{,}3 \ldots 3$ — при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн;

$I_{в.с}/I_в = 2{,}5 \ldots 7$ — при шаге внутренних колонн вдвое большем, чем наружных.

В рамах сложной конфигурации для определения соотношений моментов инерции приходится делать упрощенный предварительный расчет.

В многопролетных зданиях, как правило, следует применять шарнирное сопряжение ригелей с колоннами (см. рис. 12.3, *а*). В зданиях с тяжелым режимом работы и тяжелыми кранами, а также при сложной конфигурации многопролетных рам наиболее высокие пролеты делают с жестким сопряжением с колоннами, а остальные — с шарнирным (рис. 12.3, *б*, *в*).

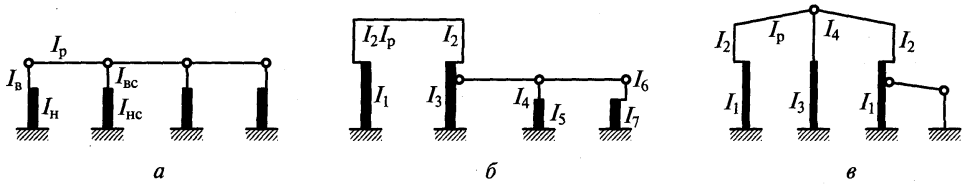


Рис. 12.3. Расчетные схемы многопролетных рам:
а — при пролетах с одинаковой высотой; *б* и *в* — в сложных случаях

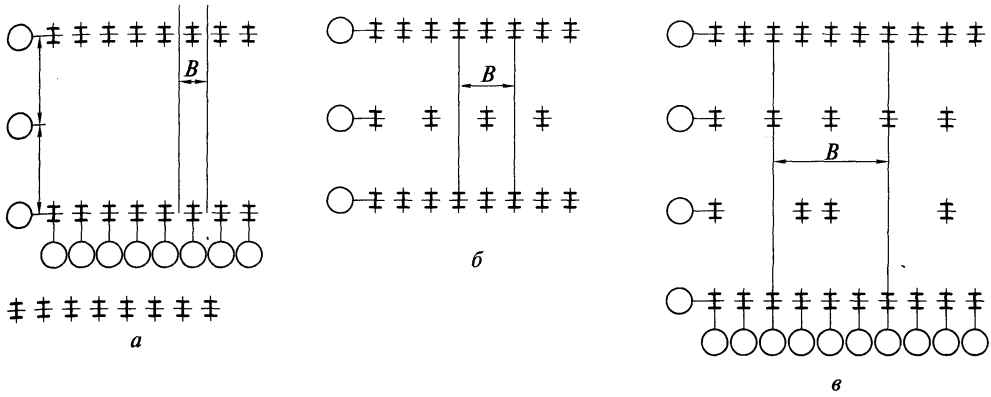


Рис. 12.4. Схемы расчетных блоков:

а — при одинаковых шагах колонн по средним и крайним рядам; *б* и *в* — то же, при разных шагах

В продольном направлении в расчетную схему рамы включается вырезанная двумя параллельными плоскостями ячейка здания (расчетный блок шириной *B*). При одинаковом шаге колонн по наружным и внутренним рядам (и в однопролетных зданиях) ширина блока *B* равна этому шагу (рис. 12.4, *а*). Если шаг колонн по внутренним рядам постоянный, но больше шага колонн по наружным рядам, то ширина *B* будет равна шагу колонн по внутренним рядам (рис. 12.4, *б*). При разных шагах колонн по разным рядам расчетный блок назначается по ряду с наибольшим шагом (рис. 12.4, *в*).

Расчетные блоки приводятся к плоской расчетной схеме суммированием жесткостей колонн по каждому ряду в пределах расчетного блока и с учетом всех нагрузок, действующих на конструкции в пределах блока.

12.2. Нагрузки, действующие на раму

На поперечную раму цеха действуют постоянные нагрузки — от массы ограждающих и несущих конструкций здания, временные — технологические (от мостовых кранов, подвесного транспорта, рабочих площадок и т.п.), а также атмосферные (от воздействия снега, ветра). В некоторых случаях приходится учитывать особые нагрузки, вызываемые сейсмическими воздействиями, просадкой опор, аварийными нарушениями технологического процесса и др.

12.2.1. Постоянные нагрузки. Постоянные нагрузки на ригель рамы обычно принимают равномерно распределенными по длине ригеля (рис. 12.5).

Величину расчетной постоянной нагрузки на 1 м^2 покрытия удобно определять в табличной форме (см. пример 12.4.4).

В распределенную поверхностную нагрузку включаются нагрузки от всех слоев кровли, конструкций фермы, фонаря, связей с соответствующими коэффициентами надежности по нагрузке (см. табл. 11.3). Линейная распределенная нагрузка на ригель собирается с площади A_1 (см. рис. 12.5, *а*).

При подсчете линейной нагрузки на ригель q_g (рис. 12.5, *б*, *в*) нужно спроектировать q_g на горизонтальную поверхность (рис. 12.5, *г*) и собрать с грузовой площади шириной, равной шагу стропильных ферм $B_ф$. Таким образом,

$$q_g = gB_ф/\cos\alpha. \qquad (12.3)$$

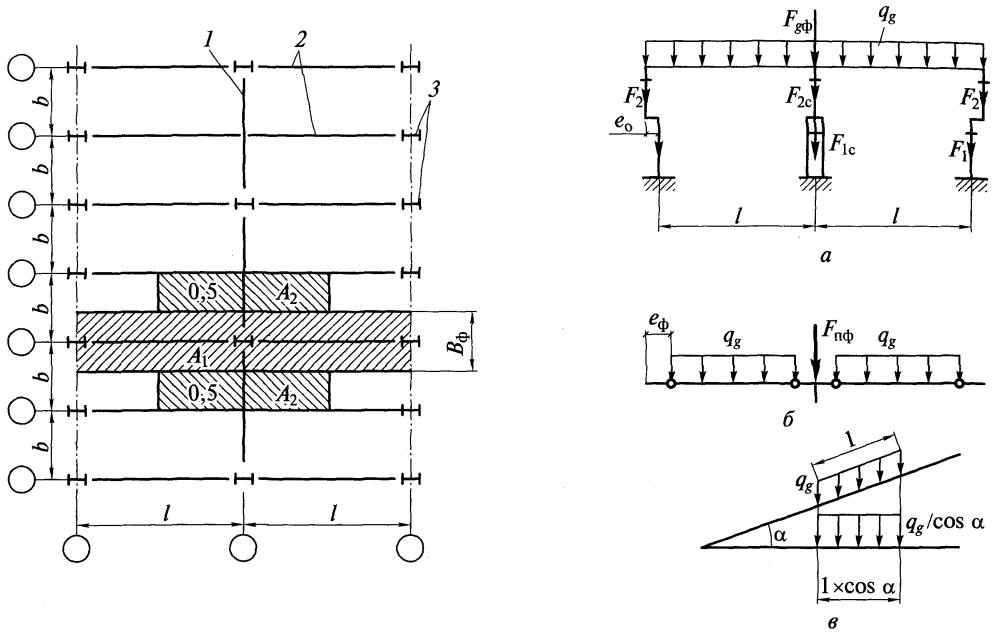


Рис. 12.5. Расчетные схемы рам при расчете на постоянные нагрузки:

а — расчетная схема при жестком сопряжении ригеля с колоннами; *б* — то же, при шарнирном сопряжении; *в* — учет уклона кровли; *1* — подстропильная ферма; *2* — стропильные фермы; *3* — колонны

При шарнирном сопряжении ригеля с колонной нужно учесть внецентренность опирания фермы на колонну (см. рис. 12.5, *б*), из-за которой возникает сосредоточенный момент, равный произведению опорной реакции фермы на эксцентриситет $e_ф$. При наличии подстропильных ферм на колонны передаются еще сосредоточенные силы $F_{п.ф}$, равные опорным реакциям подстропильных ферм. Сила $F_{п.ф}$ равна весу покрытия на площади A_2 (см. рис. 12.5).

Остальные постоянные нагрузки собирают в сосредоточенные силы, условно приложенные к низу подкрановой и надкрановой частей колонны по оси сечения. Сила F_1 включает в себя собственный вес нижней части колонны и нагрузку от стен на участке от низа рамы до уступа колонны (если стена не самонесущая); аналогично сила F_2 включает в себя вес верхней части колонны и вес подвесных стен выше уступа; силы F_{1c} и F_{2c} равны весу нижней и верхней частей средней колонны. При этом моменты, возникающие от веса стен, в расчете не учитываются.

Собственный вес конструктивных элементов стальных каркасов производственных зданий может быть ориентировочно определен по табл. 12.1, составленной на основе анализа запроектированных зданий.

Собственный вес подкрановых балок обычно условно учитывается при подсчете временных нагрузок от мостовых кранов.

12.2.2. Временные нагрузки. *Нагрузки от мостовых кранов.* При движении колеса мостового крана на крановый рельс передаются силы трех направлений (рис. 12.6, *а*).

Вертикальная сила $F_к$ зависит от массы крана, массы груза на крюке крана и положения тележки на крановом мосту. Сила $F_к$ — динамическая, так как из-за ударов колеса о рельс и рывков при подъеме груза возникают вертикальные инерционные силы, суммирующиеся со статической составляющей.

Таблица 12.1

Расход стали на производственные здания общего назначения

Расположение мостовых кранов	Расход стали, кг/м² здания			
	шатер	колонны	подкрановые балки	всего
Одноярусное при грузоподъемности, т:				
до 100	30—45	25—60	20—60	80—150
125—250	30—45	55—90	40—100	140—250
Двухъярусное	30—45	80—100	70—160	220—300

У мостовых кранов не менее четырех колес, и, следовательно, опирание крана на рельсы статически неопределимо. При движении крана происходит перераспределение вертикальных сил между колесами, движущимися по рельсу, с одной стороны крана. Динамические воздействия колес крана, а также перераспределение усилий между колесами с одной стороны крана учитываются при расчете подкрановых балок, а при

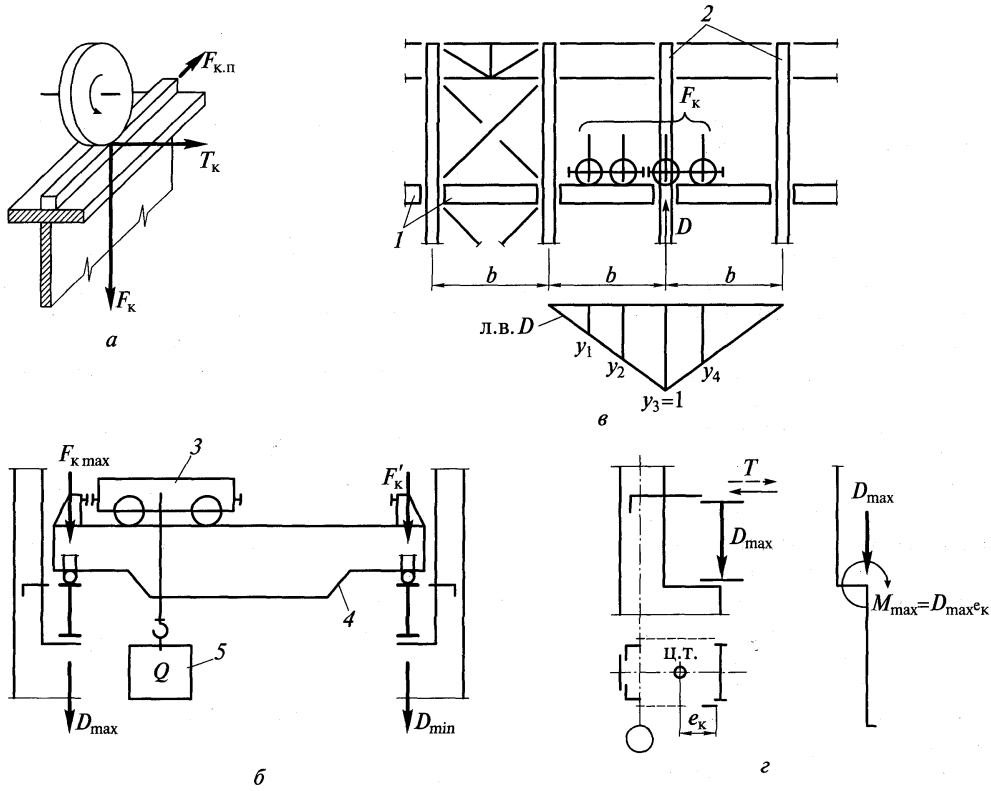


Рис. 12.6. Определение нагрузок на раму от мостовых кранов:

а — схема силового воздействия колеса крана на рельс; *б* — расчетная схема мостового крана; *в* — схема загружения подкрановых конструкций и линия влияния; *г* — расчетная схема загружения колонны; *1* — подкрановые балки; *2* — колонны; *3* — тележка крана; *4* — крановый мост; *5* — груз

расчете рам вертикальная составляющая считается квазистатической и одинаковой для всех колес с одной стороны крана (небольшая разница может быть за счет смещения центра тяжести механизмов передвижения и кабины). Наибольшее вертикальное нормативное усилие F^n определяется при крайнем положении тележки крана на мосту с грузом на крюке крана, масса которого равна грузоподъемности крана Q (рис. 12.6, *б*). Величина F^n указана в стандартах на краны (см. прил. I) или в паспортах кранов.

Горизонтальная сила $T_к$, расположенная в плоскости поперечной рамы, возникает из-за перекосов крана, торможения тележки, распирающего воздействия колес при движении по рельсам, расстояние между которыми несколько меньше пролета крана, и т. п. Нормативное значение силы T^n, передаваемой на поперечную раму, определяется по следующим формулам:

для кранов с гибким подвесом груза

$$T^n = 0{,}05(Q + G_т)/n_0;$$

для кранов с жестким подвесом груза

$$T^n = 0{,}1(Q + G_т)/n_0, \qquad (12.4)$$

где Q — номинальная грузоподъемность крана, кН; $G_т$ — масса тележки, кН; n_0 — число колес с одной стороны крана.

Сила T может быть направлена внутрь пролета или из пролета и приложена к любому ряду колонн.

Продольная сила $F_{к.п}$ возникает от сил торможения крана. Нормативная сила, направленная вдоль пути, принимается равной 0,1 нормативной вертикальной нагрузки на тормозные колеса рассматриваемой стороны крана (обычно половина колес с каждой стороны крана — тормозные).

Для крановой нагрузки установлен коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_F = 1{,}1$.

Вертикальная нагрузка на подкрановые балки и колонны определяется от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов (при любом числе кранов на одном ярусе пролета). В многопролетных цехах в одном створе рассматривается воздействие не более четырех кранов (по два в разных пролетах). Горизонтальная нагрузка учитывается не более чем от двух кранов, расположенных на одних путях или в разных пролетах. Эти условия связаны с тем, что вероятность совпадения нормативных нагрузок от нескольких кранов очень мала. Вероятность зависит от того, насколько часто краны поднимают большие грузы, масса которых близка к грузоподъемности, и поэтому связана с режимом работы кранов. Разная вероятность совпадения нормативных нагрузок от разных кранов учитывается в расчете введением коэффициента сочетаний ψ, равного при учете нагрузок от двух кранов весьма тяжелого ВТ и тяжелого Т режимов работы (групп 7К, 8К) 0,95; среднего С и легкого Л режимов (групп 1К—6К) — 0,85, а при учете от четырех кранов — соответственно 0,8 и 0,7.

Расчетное усилие D_{max}, передаваемое на колонну колесами крана, можно определить по линии влияния опорных реакций подкрановых балок (рис. 12.6, *в*) при невыгоднейшем расположении кранов на балках:

$$D_{max} = \gamma_F \psi \sum F_к^n y + \gamma_g G_{п.к}^n, \qquad (12.5)$$

где γ_F, γ_g, ψ — коэффициенты надежности по нагрузке и сочетаний; $F_к^n$ — нормативное вертикальное усилие колеса; y — ордината линии влияния; $G_{п.к}^n$ — нормативная масса подкрановых конструкций (условно включаемая во временную нагрузку).

На другой ряд колонн также будут передаваться усилия, но значительно меньшие (см. рис. 12.6, *б*). Силу D_{min} можно определить, если заменить в формуле (12.5) $F_к^n$ на $F'_к$, т.е. на нормативные усилия, передаваемые колесами другой стороной крана, кН:

$$F'_к = (Q + G_к)/n_0 - F_к^n, \qquad (12.6)$$

где Q — грузоподъемность крана, кН; $G_к$ — масса крана с тележкой, кН; n_0 — число колес с одной стороны крана.

Силы D_{max}, D_{min} приложены по оси подкрановой балки и поэтому не только сжимают нижнюю часть колонны, но и передают на нее изгибающие моменты (рис. 12.6, *г*):

$$M_{max} = D_{max}e_к;\ M_{min} = D_{min}e_к, \qquad (12.7)$$

где $e_к$ — расстояние от оси подкрановой балки до оси, проходящей через центр тяжести нижней части колонны.

Расчетная горизонтальная сила T, передаваемая подкрановыми балками на колонну от сил $T_к$, определяется при том же положении мостовых кранов, т.е.

$$T = \gamma_F \psi \sum T_к^n y. \qquad (12.8)$$

Эта сила приложена к раме в уровне верха подкрановой балки (см. рис. 12.6, *г*).

В многопролетных цехах при определении нагрузок от мостовых кранов нужно учитывать, что при определенном положении мостовых кранов могут быть загружены несколько колонн, входящих в расчетный блок. Например, в схеме, показанной на рис. 12.7, крановая нагрузка передается на три колонны крайнего ряда *2*, *3*, *4*, включенные в расчетный блок, и при определении силы $\sum y = n_0$. По среднему ряду только одна колонна (*1*), входящая в расчетный блок, воспринимает нагрузку, и $\sum y \neq n_0$.

Снеговая нагрузка. Расчетная линейная нагрузка на ригель рамы от снега q_s определяется по формуле

$$q_s = \mu S_g B_ф, \qquad (12.9)$$

где μ — коэффициент перехода от нагрузки на земле к нагрузке на 1 м^2 проекции кровли, равный при уклоне $\alpha \leq 25°$ единице; S_g — расчетное значение веса снегового покрова на 1м^2 горизонтальной поверхности земли, определяемое по СНиПу; $B_ф$ — шаг ферм.

При сильных ветрах часть снега сносится с покрытия, поэтому при строительстве в районах с сильными зимними ветрами расчетная снеговая нагрузка может быть снижена. Также снижается нагрузка на покрытия зданий с неутепленной кровлей и уклоном для отвода талой воды при избыточных тепловыделениях [7].

Схемы рам при расчете на снеговую нагрузку подобны схемам, приведенным на рис. 12.5.

Ветровая нагрузка. В связи с тем что скорость ветра достаточно резко меняется, эта нагрузка воздействует динамически, но в низких широких зданиях не проявляются колебания от ветра и для них рассматривается только статическая (средняя) составляющая, связанная с разницей давлений внутри помещения и снаружи у стеновых (или кровельных) ограждений. Для высоких и узких зданий (высота более 36 м, отношение высоты к пролету более 1,5) учитывается динамическое воздействие ветра (пульсационная составляющая).

Давление ветра в открытой местности w_m зависит от района строительства и высоты над поверхностью земли. Нормативное давление w_0 определено для высоты 10 м в открытой местности. Изменение нормативной ветровой нагрузки в зависимости от высоты и защищенности от ветра проектируемого здания учитывается коэффициентом k (см. прил. 3).

За зданием (по направлению ветра) возникает зона пониженного давления, в

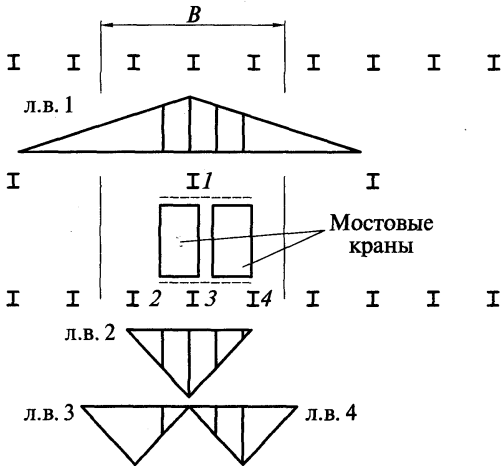


Рис. 12.7. Определение нагрузок от мостовых кранов в многопролетных цехах

результате чего появляется поверхностная нагрузка w'_0 (отсос), направленная так же, как и нагрузка w_0.

Условия обтекания ветром учитываются аэродинамическими коэффициентами c, указанными в главе СНиПа по нагрузкам и воздействиям.

Таким образом, расчетная линейная ветровая нагрузка, передаваемая на стойку рамы в какой-то точке по высоте при отсутствии продольного фахверка, определяется по формуле

$$q_w = \gamma_w w_0 k c B, \tag{12.10}$$

где γ_w — коэффициент надежности по ветровой нагрузке, равный 1,4; w_0 — нормативное давление ветра, принимаемое по СНиПу [7] (для некоторых городов значения w_0 приведены в прил. 2); k — коэффициент, учитывающий высоту и защищенность от ветра другими строениями (см. прил. 3); c — аэродинамический коэффициент, зависящий от расположения и конфигурации поверхности (для вертикальных стен c = 0,8 с наветренной стороны и c = 0,6 для отсоса); B — ширина расчетного блока.

В однопролетных зданиях, а также в многопролетных с одинаковым шагом колонн по всем рядам ширина B равна шагу рам b (рис. 12.8, *а*).

Ширина расчетного блока для многопролетного здания с разным шагом колонн по рядам, а также при наличии стоек фахверка показана на рис. 12.8, *б*, *в*.

Схема изменения ветровой нагрузки по высоте для однопролетного здания показана на рис. 12.8, *г*. Для удобства расчета фактическую линейную нагрузку (в виде ломаной прямой) можно заменить эквивалентной нагрузкой $q_э$, равномерно распределенной по всей высоте. Если принять, что моменты в заделке консоли, равной по длине высоте рамы, от эквивалентной и фактической нагрузки равны, то эквивалентные нагрузки активного давления и отсоса определяются по формулам:

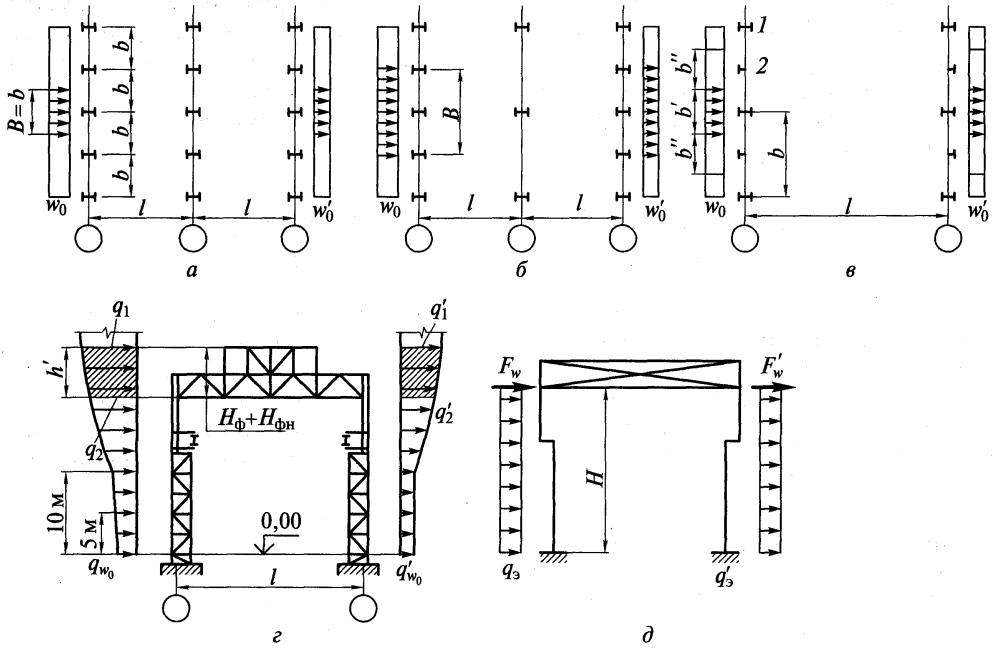


Рис. 12.8. Схема ветровой нагрузки на раму:

а — при одинаковом шаге колонн по средним и крайним рядам; *б* — то же, при разных шагах; *в* — при наличии продольного вахверка; *г* — схема действия ветровых нагрузок на поперечную раму; *д* — соответствующая расчетная схема; *1* — колонна; *2* — стойка фахверка

$$q_э = q_{w_0} k_э;\ q'_э = q_{w_0} k_э;$$
$$k_э = k_0 + \frac{(k_H - k_0)(H-5)\left[5 + \frac{2(H-5)}{3}\right]}{H^2}, \qquad (12.11)$$

где q_{w0} — расчетная ветровая нагрузка при $k = 1$; k_0 — коэффициент k у поверхности земли; k_H — коэффициент k на отметке H; H — высота колонны, м.

Ветровая нагрузка, действующая на участке от низа ригеля до наиболее высокой точки здания, заменяется сосредоточенной силой, приложенной в уровне низа ригеля рамы. Величины этой силы от активного давления F_w и отсоса F'_w показаны на рис. 12.8, *г* (заштрихованная часть площади эпюры):

$$F_w = (q_1 + q_2)h'/2;\ F'_w = (q'_1 + q'_2)h'/2. \qquad (12.12)$$

Расчетная схема рамы однопролетного здания при действии ветровой нагрузки показана на рис. 12.8, *д*. Направление ветра может быть как в одну, так и в другую сторону.

В многопролетных зданиях одинаковой высоты активное давление и отсос на наружные стойки определяют точно так же, в зданиях более сложной конфигурации или с продольным фахверком учитываются конкретные условия ветрового воздействия.

Например, при наличии стоек продольного фахверка (см. рис. 12.8, *в*) на раму воздействует линейная нагрузка q_w, собираемая с ширины b', а нагрузка с ширины b'' передается стойками фахверка частично на фундамент, а частично в виде сосредоточенной силы на рамы в верхних узлах.

12.2.3. Прочие нагрузки. Кроме рассмотренных выше нагрузок, которые присущи всем промышленным зданиям с мостовыми кранами, в некоторых случаях при расчете рамы приходится учитывать и другие нагрузки, связанные со спецификой условий эксплуатации проектируемого объекта. К ним относятся прежде всего различные нагрузки от массы конструкций и рабочих площадок, нагрузки от консольных и подвесных кранов или тельферов, иногда специальные нагрузки, возникающие при ремонте или ревизии технологического оборудования. Для промышленных зданий, строящихся в районах, подверженных землетрясениям, необходимо учитывать сейсмические воздействия.

При расчете поперечных рам в ряде случаев учитываются климатические и технологические температурные воздействия.

12.3. Учет пространственной работы каркаса при расчете поперечных рам

Пространственный каркас промышленного здания в расчетах обычно расчленяется на плоские поперечные рамы и продольные конструкции. При расчете на вертикальные нагрузки, приложенные к ригелю, а также на ветровые нагрузки, действующие с одинаковой интенсивностью на все поперечные рамы, такой прием оправдан. Нагрузки от мостовых кранов действуют лишь на несколько поперечных рам (обычно на три рамы). Остальные рамы, соединенные с нагруженными продольными конструкциями (кровельным покрытием, продольными связями по нижним поясам ферм, тормозными конструкциями и т.д.), создают отпор, уменьшающий горизонтальное перемещение колонн и изменяющий распределение и величину изгибающих моментов в наиболее нагруженной поперечной раме.

Точный расчет стального каркаса одноэтажного промышленного здания на нагрузки от мостовых кранов может быть выполнен с помощью ЭВМ по программам для расчета пространственных стержневых конструкций. В качестве расчетной схемы принимается пространственная стержневая система, состоящая из 5—7 плоских поперечных рам, соединенных в уровне ригеля и подкрановых конструкций продольными элементами конечной жесткости (рис. 12.9, *а*).

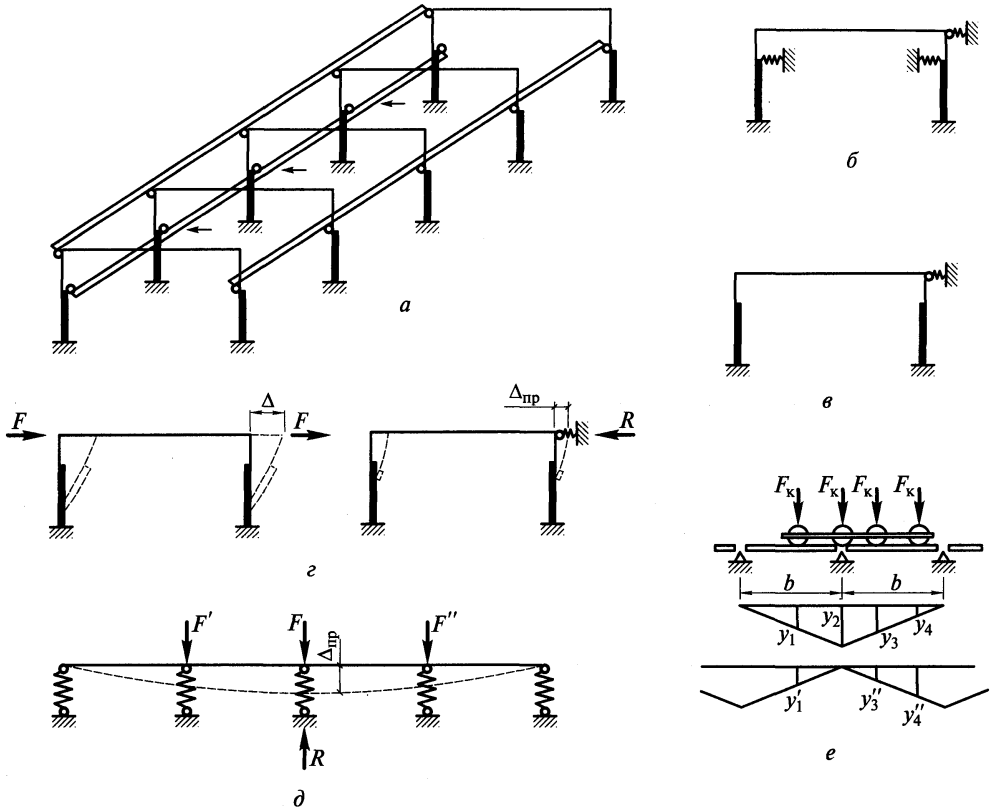


Рис. 12.9. Учет пространственной работы каркаса:

а — пространственная схема каркаса; *б*, *в* и *г* — расчетные схемы поперечной рамы; *д* — расчетная схема горизонтальных продольных связей; *е* — расчетная схема крановой нагрузки и линии влияния

Если рассчитывают плоскую поперечную раму, то отпорное влияние остальных поперечных рам, связанных с рассматриваемой рамой продольными элементами, можно учесть в расчетной схеме введением упругоподатливых опор[1] (рис. 12.9, *б*).

При разрезных подкрановых балках и тормозных конструкциях величина отпора в местах крепления их к колоннам незначительна и практически не влияет на величину и распределение усилий в колоннах. В расчетной схеме упругоподатливую опору в уровне подкрановых конструкций можно не учитывать. В этом случае учесть пространственную работу каркаса можно, определив реакцию отпора R на уровне ригеля или соответствующее смещение рамы в системе пространственного блока $\Delta_{пр}$, что более удобно при расчете рамы методом перемещений.

Смещение рамы под нагрузкой от мостовых кранов в составе пространственного блока $\Delta_{пр}$ меньше смещения плоской рамы Δ, нагруженной той же силой (рис. 12.9, *г*). Отношение $\Delta_{пр}/\Delta$ называют коэффициентом пространственной работы $\alpha_{пр}$.

Так как смещение пропорционально силе, вызвавшей это смещение, коэффициент $\alpha_{пр}$ можно представить в виде отношения

[1] *Валь В.Н, Горохов Е.В., Уваров Б.Ю.* Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции. — М.: Стройиздат, 1987.

Таблица 12.2

Коэффициенты α и α′ для блока из семи рам с одноступенчатыми колоннами

β	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1	0,15	0,2	0,5
α	0,86	0,77	0,73	0,71	0,69	0,67	0,62	0,58	0,56	0,46
α′	−0,14	−0,2	−0,22	−0,24	−0,25	−0,25	−0,26	−0,26	−0,26	−0,26

$$\alpha_{пр} = \Delta_{пр}/\Delta = (F - R)/F = 1 - R/F, \qquad (12.13)$$

где F— эквивалентная сила, приложенная в уровне нижнего пояса стропильных ферм и вызывающая такое же перемещение плоской рамы Δ, как и нагрузки от кранов.

Продольные элементы покрытия (связи и кровля) можно рассматривать как неразрезные балки, опирающиеся на упругоподатливые опоры (поперечные рамы) (рис. 12.9, *д*). Исследования показывают, что достаточно рассмотреть блок из пяти рам[1]. Дальнейшее увеличение числа рам в расчетном блоке незначительно влияет на усилия в рассчитываемой раме.

Реакция упругоподатливой опоры R (сила отпора) от действия силы F пропорциональна этой силе и зависит от соотношения жесткостей покрытия и колонн:

$$R = \alpha F. \qquad (12.14)$$

Коэффициент упругого отпора α можно определить по табл. 12.2 в зависимости от параметра β, характеризующего соотношения жесткостей поперечной рамы и покрытия:

$$\beta = B^3 \sum I_н d / H^3 I_п, \qquad (12.15)$$

где B — шаг поперечных рам; $\sum I_н$ — сумма моментов инерции нижних частей колонн; d — коэффициент приведения ступенчатой колонны к эквивалентной по смещению колонне постоянного сечения; H — высота колонны; $I_п = I_{св} + I_{кр}$, где $I_{св}$ — момент инерции продольных связей по нижним поясам ферм; $I_{кр}$ — эквивалентный момент инерции кровли.

При шарнирном сопряжении ригеля с колонной $d = 1/c$, где $c = 1 + \alpha^3\mu$ ($\alpha = H_b/H$; $\mu = I_н/I_b - 1$), а при жестком $d = k'_b/12$ (k'_b — коэффициент принимаемый при определении реакции от смещения стойки на Δ = 1, см. табл. 12.4).

Момент инерции связей принимается в зависимости от способа крепления равным: $I_{св} = 0{,}7I$ в случае крепления связей на сварке и $I_{св} = 0{,}15I$ для связей, крепящихся на болтах, где I — момент инерции поясов связей относительно центра тяжести связевой фермы. Изгиб кровли определяется ее сдвиговой жесткостью. При наличии в здании продольного фонаря уменьшается ширина диска кровли и снижается жесткость кровли.

Для возможности суммирования жесткости связей и покрытия может быть определена эквивалентная изгибная жесткость кровли.

В курсовом проекте для однопролетного здания в зависимости от типа кровли, пролета здания, наличия или отсутствия фонаря, грузоподъемности мостовых кранов, способа крепления связей отношение $\sum I_н/I_п$ можно принять в следующих пределах для покрытий:

Крупноразмерными железобетонными плитами ..... $^1/_{40}$—$^1/_{100}$
Мелкоразмерными железобетонными плитами по прогонам ..... $^1/_{10}$—$^1/_{25}$
Плоским стальным листом (t = 3 мм) по прогонам (стальными панелями) .... $^1/_5$—$^1/_{10}$
С профилированным настилом по прогонам (панелями из профнастила) ..... $^1/_2$—$^1/_6$

[1] *Гениев А. Н., Беленя Е. И.* Пространственная работа конструкций промышленного цеха: Сб. ЦНИПС. — М.: Стройиздат, 1940.

Меньшие значения $\sum I_н / I_п$ следует принимать в зданиях без фонарей пролетом 36 м с кранами малой грузоподъемности. В зданиях с кровлей из стальных листов и профилированного настила, где жесткость связей соизмерима с жесткостью кровли, необходимо учесть способ крепления связей — на болтах или сварке. В случае крепления их на сварке принимают $\sum I_н / I_п$ не более $^1/_3$.

С помощью коэффициента α учитывают загружение лишь одной плоской рамы блока, в действительности вертикальные и горизонтальные нагрузки от кранов, расположенных невыгоднейшим образом по отношению к рассматриваемой раме, одновременно воздействуют и на рамы, смежные с ней. При этом уменьшается упругий отпор R, поэтому необходимо учитывать влияние загружения смежных рам. Обычно достаточно учесть влияние нагрузки на две смежные рамы по отношению к рассматриваемой. Значения F' и F'' (усилия, приходящиеся на смежные рамы), можно определить исходя из соотношений нагрузок, приходящихся на среднюю раму и смежные с ней (рис. 12.9, *е*):

$$F' + F'' = \left(\sum y' / \sum y\right) F + \left(\sum y'' / \sum y\right) F. \qquad (12.16)$$

В табл. 12.2 даны значения коэффициентов α', которые учитывают влияние на рассчитываемую раму частичного загружения крановой нагрузкой смежных рам.

Полная величина упругого отпора для рассчитываемой рамы

$$R = \alpha F + \alpha'(F' + F''). \qquad (12.17)$$

При одинаковых усилиях колес кранов (число колес n_0)

$$F' + F'' = F\left(\sum y' + \sum y''\right) / \sum y = F\left(n_0 - \sum y\right) / \sum y = F\left(n_0 / \sum y - 1\right) \qquad (12.18)$$

и величина отпора в соответствии с формулой (12.17) имеет вид

$$R = \alpha F + \alpha' F\left(n_0 / \sum y - 1\right); \qquad (12.19)$$

$$\alpha_{пр} = (F - R)/F = \left[F - \alpha F - \alpha' F\left(n_0 / \sum y - 1\right)\right] / F.$$

В результате получаем формулу для определения $\alpha_{пр}$:

$$\alpha_{пр} = 1 - \alpha - \alpha'\left(n_0 / \sum y - 1\right), \qquad (12.20)$$

где α, α' — коэффициенты, принимаемые по табл. 12.2; n_0 — число колес кранов на одной нитке подкрановых балок; $\sum y$ — сумма ординат линии влияния реакции рассматриваемой рамы.

Смещение рамы с учетом пространственной работы

$$\Delta_{пр} = \alpha_{пр} \Delta. \qquad (12.21)$$

Для двухпролетных рам, имеющих одинаковые шаги колонн по крайним и среднему рядам, пространственная работа учитывается так же, как и для однопролетных. Если двухпролетные рамы имеют шаг колонн по среднему ряду больше шага колонн по крайним рядам, расчет можно выполнить «блочным» методом. Ширина расчетного блока принимается равной шагу колонн по среднему ряду (см. рис. 12.7). С учетом пространственной работы считается, что верх всех колонн, входящих в расчетный блок, смещается одинаково. Это смещение определяется для условной рамы, у которой моменты инерции крайних стоек принимаются равными сумме моментов инерции колонн крайних рядов, входящих в расчетный блок.

С увеличением числа пролетов рамы отпор увеличивается и смещение наиболее нагруженной рамы уменьшается, приближаясь к нулю. Поэтому при трех и более пролетах стойки рам считают закрепленными от смещения в уровне нижнего пояса стропильных ферм (в расчете на нагрузки от мостовых кранов).

12.4. Практические приемы определения расчетных усилий в элементах рамы

В связи с тем что для разных элементов и для разных их сечений наибольшие расчетные усилия можно получать при разных сочетаниях временных нагрузок, определять усилия M, N, Q в элементах рамы приходится отдельно от каждой из нагрузок, приложенных к раме.

Рама рассчитывается обычными методами строительной механики (методами сил, перемещений) с учетом действительной работы каркаса, представляющего пространственную систему, и с принятием некоторых упрощений, не приводящих к большим погрешностям (см. подразд. 12.1).

Однопролетные и многопролетные рамы с одинаковой высотой пролетов обычно рассчитываются методом перемещений, а многопролетные сложного профиля — методом сил. В настоящее время расчет рам, как правило, производится с использованием ЭВМ.

12.4.1. Последовательность статического расчета рамы и реализации ее при различных нагрузках.

1. По конструктивной схеме выбрать расчетную схему и обосновать ее (см. подразд. 12.1). Задать жесткости элементов (или их соотношение).

2. Выбрать метод расчета и основную систему.

3. Для основной системы построить эпюры M_i от единичных неизвестных (один раз для всех нагрузок) и эпюры M_p от данной нагрузки. При построении эпюр можно для стоек постоянного сечения и ступенчатых воспользоваться готовыми формулами (табл. 12.3), таблицами численных значений (табл. 12.4).

4. Составить канонические уравнения метода перемещений или метода сил и найти их коэффициенты. Например, при одном неизвестном:

метод перемещений —

$$r_{11}\Delta_1 + r_{1p} = 0;$$

метод сил —

$$\delta_{11}x_1 + \Delta_{1p} = 0. \qquad (12.22)$$

5. Решить канонические уравнения, найдя неизвестные для плоской отдельной рамы.

6. Учесть пространственную работу каркаса. При использовании метода перемещений коэффициенты $\alpha_{пр}$ вычисляют по формуле (12.20), а перемещения — по формуле (12.21). При расчете методом сил $x_{пр} = x - x_R$, где x — неизвестное, определенное для плоской рамы; x_R — реакция упругого отпора по направлению неизвестного x.

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

$$S = S_p + \sum S_i x_{прi}, \qquad (12.23)$$

где S_p — усилие в сечении основной системы от нагрузки; S_i — усилие в основной системе от i-го единичного неизвестного; $x_{прi}$ — i-е неизвестное, определенное с учетом пространственной работы (для нагрузок, воздействующих на все рамы каркаса, $x_{пр} = x$, т.е. неизвестному, определенному для плоской отдельной рамы).

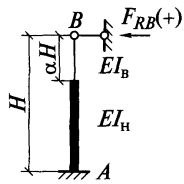
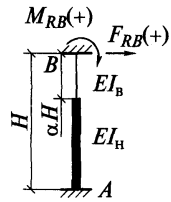
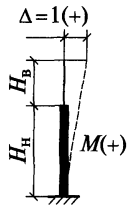
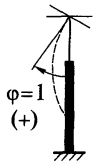
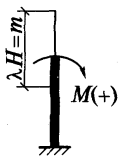
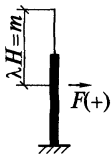
8. Проверить правильность построения эпюр.

При реализации этой последовательности нужно учитывать некоторые особенности расчета при различных воздействиях.

Расчет рам на вертикальные нагрузки, приложенные к ригелю. При расчете рам на вертикальные нагрузки, непосредственно приложенные к ригелю (постоянная и снеговая), нельзя пренебрегать упругими деформациями ригеля, ибо это может привести к существенным ошибкам в значениях расчетных усилий в колоннах.

Таблица 12.3

Формулы для определения реакций F_{RB} и M_{RB} в ступенчатых стойках (при шарнирном и жестком опирании стойки): $\alpha = H_в/H$; $\lambda = m/H$; $\mu = I_н/I_в - 1$; $c = 1 + \alpha^3\mu$; $g = \alpha + \lambda$; $l = 1 - \lambda$; $n = \lambda + \alpha^4\mu$; $s = 1 + \lambda$; $p = 2 + \lambda$; $t = \alpha - \lambda$; $u = 2\alpha + \lambda$; только при жестком $a = 1 + \alpha\mu$; $b = 1 + \alpha^2\mu$; $k = 4ac - 3b^2$

Схема загружения	Расчетная схема		
			
	$F_{RB} = 3EI_н/H^3c$		$F_{RB} = 12aEI_н/H^3k$ $M_{RB} = -6bEI_н/H^2k$
	$F_{RB} = 0$		$F_{RB} = -6bEI_н/H^2k$ $M_{RB} = 4cEI_н/Hk$
	$\lambda < \alpha$	$F_{RB} = -[3M(l^2 + \mu gt)]/2Hc$	$F_{RB} = M[6l(b - as) + 6\mu t(b - ag)]/Hk$ $M_{RB} = M[1(3bs - 4c) + \mu t(3bg - 4c)]/k$
	$\lambda \geq \alpha$	$F_{RB} = -3Mls/2Hc$	$F_{RB} = 6Ml(b - as)/Hk$ $M_{RB} = M1(3bs - 4c)/k$
	$\lambda < \alpha$	$F_{RB} = -[F(l^2p + \mu t^2u)]/2c$	$F_{RB} = F[l^2(3b - 2ap) + \mu t^2(3b - 2au)]/k$ $M_{RB} = F[l^2(pb - 2c) + \mu t^2(bu - 2c)]H/k$
	$\lambda \geq \alpha$	$F_{RB} = -Fl^2p/2c$	$F_{RB} = Fl^2(3b - 2ap)/k$ $M_{RB} = Fl^2(pb - 2c)H/k$
	$F_{RB} = -3qnH/8c$		$F_{RB} = q(2bc - 3an)H/2k$ $M_{RB} = q(9bn - 8c^2)H^2/12k$

Сквозной ригель заменяется условным сплошным с эквивалентной жесткостью, момент инерции которого можно определить приближенно по формуле

$$I_р = (A_{в.п} z_в^2 + A_{н.п} z_н^2)\mu, \qquad (12.24)$$

где $A_{в.п}$, $A_{н.п}$ — площади сечения верхнего и нижнего поясов фермы посередине пролета; $z_в$, $z_н$ — расстояния от центра тяжести поясов до нейтральной оси ригеля в сечении посередине его пролета; μ — коэффициент, учитывающий уклон верхнего пояса и деформативность решетки. При уклоне $^1/_8\mu = 0{,}7$; $^1/_{10}\mu = 0{,}8$; без уклона $\mu = 0{,}9$.

При симметричных однопролетных рамах с симметричными нагрузками горизонтальное смещение верхних узлов Δ равно нулю и единственным неизвестным при жестком сопряжении ригеля с колонной является угол поворота верхнего узла рамы φ.

Если расстояние между осями верхней и нижней части колонны $e \geq 0{,}5h_в$, то нужно учесть возникающие вследствие этого дополнительные моменты.

При шарнирном сопряжении ригеля с колоннами ригель рассчитывают как обычную ферму, свободно лежащую на опорах. Моменты возникают только в колоннах вследствие несовпадения осей верхней и нижней частей колонны и эксцентриситета приложения опорной реакции фермы.

Расчет рам с бесконечно жесткими ($EI = \infty$) *ригелями на нагрузки, приложенные к стойкам.* За основную систему при расчете рамы методом перемещений принимается рама, которая условно закрепляется от бокового смещения. И при шарнирном, и при жестком сопряжении ригеля с колонной в однопролетном здании (и в многопролетных с ригелями на одном уровне) имеется одно неизвестное — Δ (смещение верхнего узла). При вычислении грузового члена канонического уравнения r_{1p} (по формуле 12.22) для ветровой нагрузки нужно учесть силы F_w и F'_w (см. рис. 12.8), передающиеся непосредственно на условную опору. В расчете на нагрузки, приложенные не ко всем рамам (крановые моменты, поперечные воздействия кранов), учитывается пространственная работа ($\alpha_{пр} \neq 1$), а в расчете на нагрузки, действующие на все рамы (ветровая, температурные воздействия), пространственная работа не учитывается ($\alpha_{пр} = 1$).

Расчет многопролетных рам. Многопролетные рамы рассчитываются при одинаковой высоте пролетов так же, как однопролетные. Рассматривается поперечная рама с колоннами всего расчетного блока. При шарнирном сопряжении ригеля с колонной в основной системе можно принять (рис. 12.10, *а*), что рама не может смещаться, т.е. ввести стержень *1*. В результате решения канонического уравнения находится смещение Δ, одинаковое для всех стоек расчетного блока. Моменты в загруженных стойках определяются как сумма моментов от нагрузки в несмещаемой стойке и моментов в консоли, возникающих от смещения (рис. 12.10, *б*). Как уже указывалось, при воздействии местных нагрузок и большом числе пролетов можно учесть пространственную работу (см. подразд. 12.3) и усилия от смещения не учитывать ($F_{RBi} = 0$).

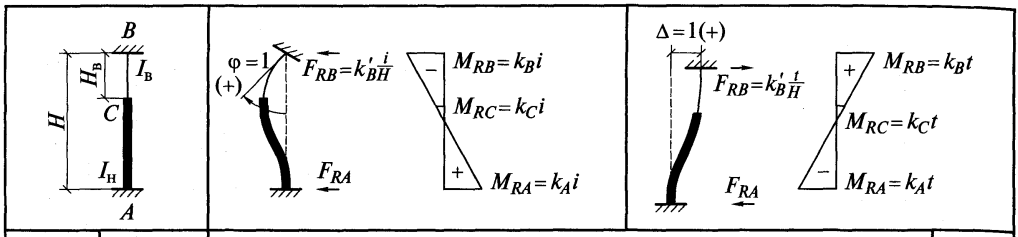
В зданиях с разной высотой пролетов рамы получаются смещаемыми (рис. 12.10, *в*), а расчет обычно удобнее проводить методом сил (таблиц для определения усилий от единичных смещений промежуточных между опорами сечений нет, и метод перемещений часто оказывается более трудоемким).

Расчет рам на температурные воздействия. В многопролетных рамах, если их ширина превосходит значения, приведенные в табл. 11.1, и не устроен продольный температурный шов (по конструктивным соображениям это не всегда возможно или целесообразно), нужно учитывать дополнительные усилия, возникающие от температурных воздействий.

При определении температурных напряжений в элементах рам упругими деформациями ригеля пренебрегают.

На многопролетной раме (рис. 12.11, *а*), имеющей пролеты l_1, l_2 и т.д., необходимо прежде всего определить точку, которая остается неподвижной при температурном удлинении или укорочении ригеля. Обозначим расстояние от этой точки до крайней левой колонны a, а до крайней правой — $(L-a)$, где L — сумма всех пролетов рамы (расстояние между осями крайних колонн).

Коэффициенты для определения реакций и изгибающих
($\alpha = H_в / H$; $n = I_в / I_н$; $i = EI_н / H$;

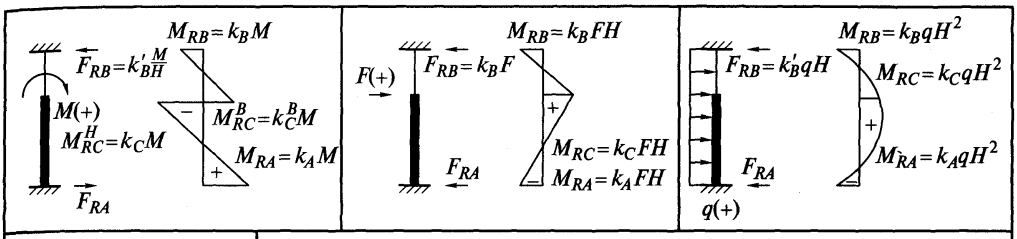


k	α	Значения n							
		0,1	0,15	0,2	1,0	0,1	0,15	0,2	1,0
k_B	0,2	–0,664	–0,948	–1,216		1,264	1,672	2,051	
	0,25	–0,607	–0,871	–1,114		1,265	1,624	1,972	
	0,3	–0,58	–0,827	–1,055	–4	1,268	1,622	1,942	6
	0,35	–0,563	–0,797	–1,02		1,278	1,625	1,942	
	0,4	–0,566	–0,789	–1,006		1,315	1,658	1,971	
k_C	0,2	–0,401	–0,614	–0,806	–2,8	0,224	0,508	0,778	3,6
	0,25	–0,29	–0,465	–0,621	–2,5	–0,034	0,174	0,392	3
	0,3	–0,2	–0,341	–0,472	–2,2	–0,287	–0,109	0,092	2,4
	0,35	–0,116	–0,229	–0,34	–1,9	–0,51	–0,38	–0,248	1,8
	0,4	–0,04	–0,137	–0,218	–1,6	–0,668	–0,61	–0,529	1,2
k_A	0,2	0,6	0,724	0,835		–3,94	–4,15	–4,314	
	0,25	0,657	0,753	0,858		–3,931	–4,18	–4,343	
	0,3	0,687	0,795	0,887	2	–3,915	–4,15	–4,341	–6
	0,35	0,715	0,828	0,922		–3,832	–4,11	–4,321	
	0,4	0,749	0,869	0,965		–3,642	–4,01	–4,277	
k'_B	0,2	1,264	1,672	2,051		5,203	5,82	6,365	
	0,25	1,265	1,624	1,972		5,195	5,8	6,315	
	0,3	1,268	1,622	1,942	6	5,182	5,77	6,283	12
	0,35	1,278	1,625	1,942		5,11	5,73	6,263	
	0,4	1,315	1,658	1,971		4,956	5,67	6,248	

При температурном удлинении (или укорочении) ригеля смещения колонн Δ_{ti} будут пропорциональны расстояниям от неподвижной точки и равны $\alpha t a_i$ ($\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ — коэффициент линейного расширения стали; t — перепад температуры; a_i — расстояние от колонны до неподвижной точки). Уравнение равновесия $\sum F_{Ri}\Delta_{ti} = 0$ (F_{Ri} — реакции колонн от единичного смещения верхней опоры, определенные по табл. 12.3 и 12.4) позволяет найти положение неподвижной точки, определить a_i, смещение каждой колонны Δ_{ti} и усилия, возникающие в ней от смещения. Через ригель эти реакции будут передаваться и уравновешиваться возле неподвижной точки.

Таблица 12.4

моментов в ступенчатой стойке с защемленными концами
$k_C^H = k_C$; $k_C^B = k_C + 1$)



			+								
0,1	0,15	0,2	1,0	0,1	0,15	0,2	1,0	0,1	0,15	0,2	1,0
–0,075	–0,044	–0,011	0,32	–0,085	–0,088	–0,092	–0,128	–0,042	–0,045	–0,049	
–0,13	–0,108	–0,084	0,2	–0,092	–0,097	–0,101	–0,138	–0,046	–0,05	–0,053	
–0,171	–0,159	–0,145	0,07	–0,095	–0,101	–0,106	–0,147	–0,05	–0,053	–0,056	–0,083
–0,194	–0,196	–0,188	–0,02	–0,092	–0,1	–0,106	–0,146	–0,052	–0,056	–0,059	
–0,213	–0,223	–0,224	–0,12	–0,086	–0,096	–0,103	–0,144	–0,054	–0,059	–0,061	
–0,778	–0,753	–0,728	–0,488	0,079	0,077	0,075	0,05	0,025	0,023	0,021	–0,003
–0,755	–0,735	–0,715	–0,52	0,094	0,095	0,094	0,069	0,031	0,03	0,029	0,01
–0,729	–0,708	–0,695	–0,522	0,103	0,107	0,105	0,088	0,036	0,036	0,035	0,022
–0,709	–0,684	–0,666	–0,548	0,106	0,111	0,113	0,102	0,037	0,038	0,038	0,03
–0,695	–0,669	–0,647	–0,544	0,103	0,111	0,115	0,115	0,033	0,036	0,039	0,037
0,411	0,411	0,403	0,28	–0,067	–0,059	–0,055	–0,032	–0,108	–0,104	–0,101	
0,37	0,392	0,393	0,305	–0,097	–0,082	–0,077	–0,048	–0,113	–0,105	–0,101	
0,3	0,344	0,353	0,33	–0,133	–0,111	–0,102	–0,063	–0,117	–0,108	–0,104	–0,083
0,193	0,266	0,302	0,325	–0,177	–0,146	–0,129	–0,08	–0,125	–0,113	–0,108	
0,08	0,16	0,218	0,32	–0,21	–0,175	–0,158	–0,096	–0,137	–0,122	–0,113	
–1,487	–1,455	–1,514	–0,96	–0,817	–0,829	–0,837	–0,896	–0,434	–0,442	–0,448	
–1,5	–1,5	–1,477	–1,11	–0,745	–0,765	–0,775	–0,84	–0,433	–0,443	–0,451	
–1,471	–1,503	–1,5	–1,26	–0,663	–0,692	–0,704	–0,784	–0,432	–0,445	–0,452	–0,5
–1,387	–1,462	–1,49	–1,32	–0,565	–0,604	–0,627	–0,716	–0,428	–0,443	–0,451	
–1,293	–1,383	–1,442	–1,44	–0,477	–0,521	–0,545	–0,648	–0,417	–0,437	–0,449	

При различной высоте колонн (рис. 12.11, *б*) определяются смещения оголовков колонн Δ_{ti} от температурного удлинения (или укорочения) ригелей в основной системе и по этим смещениям вычисляются реакции стержней 1 и 2 в основной системе ($F_{R1} = F_{t1} + F_{t2}$; $F_{R2} = F_{t3}$). Затем вычисляются обычным путем смещения от реакции F_{R1} и F_{R2}. Расчетные величины смещений оголовков колонн определяются сложением перемещений Δ_{ti} и смещений от реакций F_{R1}, F_{R2}.

При больших усилиях от перепадов температуры рационально учесть упругие деформации ригеля.

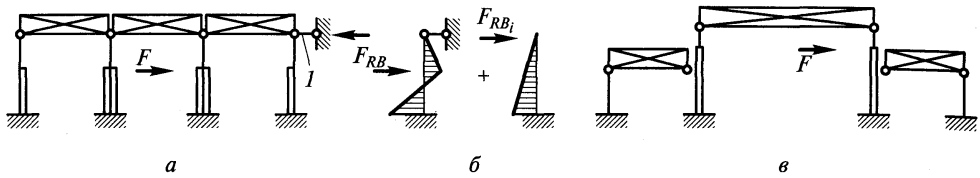


Рис. 12.10. Расчет многопролетных рам:
а и *в* — расчетные схемы; *б* — расчетные схемы стоек

12.4.2. Проверка жесткости поперечных рам. Чтобы обеспечить нормальную эксплуатацию производственных зданий с мостовыми кранами, каркас зданий должен обладать необходимой жесткостью. Нормы проектирования ограничивают значения деформаций (смещения) колонн на уровне верхнего пояса подкрановых балок следующими величинами (h — расстояние от низа базы колонны до головки подкранового рельса): для зданий с мостовыми кранами групп режима работы 1К—3К — $h/500$; 4К—6К — $h/1000$, 7К, 8К — $h/2000$.

Величину смещения определяют от силы торможения тележки одного крана наибольшей грузоподъемности из числа, установленных в пролете.

12.4.3. Определение расчетных усилий в элементах рамы. Определив в раме изгибающие моменты и нормальные силы от каждой из расчетных нагрузок, необходимо найти их наиболее невыгодные сочетания, которые могут быть неодинаковыми для разных сечений элементов рамы. Как уже отмечалось, нормами проектирования предусмотрены основные и особые сочетания нагрузок. При составлении основных сочетаний учитываются: 1) постоянные нагрузки плюс временные длительные нагрузки плюс одна кратковременная с коэффициентом сочетаний, равным единице; 2) постоянные и временные длительные нагрузки плюс не менее двух кратковременных нагрузок, умноженных каждая на коэффициент сочетаний 0,9. Особые сочетания составляются при наличии сейсмических и других особых нагрузок.

Для рам промышленных зданий обычно составляются комбинации нагрузок основных сочетаний. Нагрузки от снега, кранов и ветра относятся к кратковременным, при этом нагрузки от вертикального и поперечного воздействий одного или двух мостовых кранов рассматриваются при учете сочетаний как одна кратковременная нагрузка.

Для удобства определения расчетных усилий составляют сводные таблицы усилий в характерных сечениях для колонн рамы. Моменты в опорных сечениях ригеля равны моментам, действующим в сечении *1—1* для колонн. В таблицу усилий выписывают

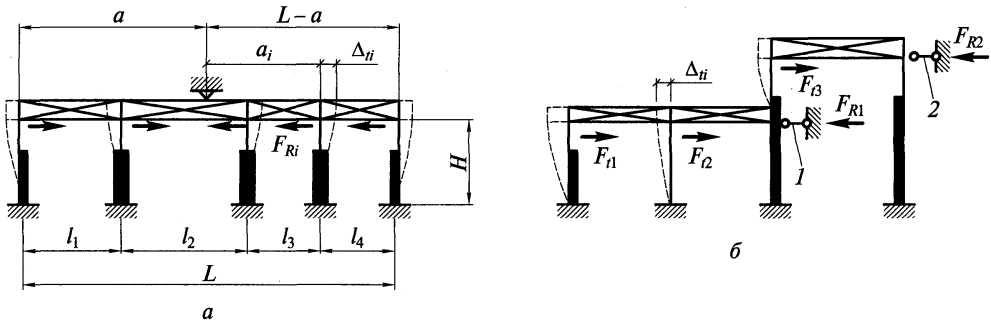


Рис. 12.11. Расчетные схемы рам при определении температурных перемещений:
а — при одинаковой высоте пролетов; *б* — при разной высоте

значения моментов M и продольных сил N отдельно от всех нагрузок, причем для удобства определения расчетных комбинаций усилий они приводятся с коэффициентами сочетаний 1 и 0,9 (кроме постоянных нагрузок, которые всегда берутся с коэффициентом 1). Усилия M и N выписывают для сечений, где усилия носят скачкообразный характер и где размер сечения стержня колонны изменяется. Если в верхней части колонны есть проем для прохода, то у начала и конца проема тоже определяются усилия.

Для нижнего участка колонны кроме усилий M и N определяют значение поперечной силы Q, которая необходима для расчета раскосов сквозных колонн и фундаментов.

Для расчета анкерных болтов принимают комбинацию расчетных усилий в сечении *4—4*, дающую максимальное растяжение в анкерных болтах. Часто такая комбинация включает в себя наименьшую продольную силу с наибольшими возможными моментами. Если усилия от постоянной нагрузки уменьшают растяжение в анкерных болтах, то они должны учитываться с коэффициентом надежности по нагрузке 0,9.

Так как заранее неизвестно, при каких комбинациях нагрузок напряжения в расчетных сечениях колонны будут наибольшими, по данным статического расчета составляют несколько комбинаций расчетных усилий. Комбинации нагрузок должны быть возможными, т.е. нельзя рассматривать усилия от боковых сил крана без учета вертикальных усилий и нельзя не учитывать постоянную нагрузку. По составленным комбинациям усилий в каждом сечении определяется наиболее невыгодная.

12.4.4. Пример расчета поперечной рамы производственного здания. *Исходные данные.* Требуется произвести статический расчет и определить усилия в элементах рамы прокатного цеха. Параметры здания и каркаса те же, что в примере 11.1 (см. рис. 11.3). Здание отапливаемое.

А. Расчетная схема рамы. В соответствии с конструктивной схемой (см. рис. 11.3) выбираем ее расчетную схему и основную систему (рис. 12.12, *а*). Расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего участков колонн, м:

$$e_0 = 0{,}5(h_н - h_в) = 0{,}5(1500 - 1000) = 0{,}25.$$

Соотношения моментов инерции (см. подразд. 12.1) $I_н/I_в = 5$; $I_р/I_н = 4$. Если $I_в = 1$, то $I_н = 5$; $I_р = 20$. Сопряжение ригеля с колонной назначаем жестким (краны режима работы группы 7К, цех однопролетный).

Б. Нагрузки на поперечную раму. Постоянная нагрузка. Нагрузку на 1 м^2 кровли определяем по табл. 11.3. Расчет нагрузки приведен в табл. 12.5.

Расчетную равномерно распределенную линейную нагрузку на ригель рамы вычисляем по формуле (12.3), кН/м:

$$q_g = q_{кр} b_ф / \cos\alpha = 1{,}76 \cdot 12/1 = 21{,}1.$$

Опорная реакция ригеля рамы, кН:

$$F_R = q_g L/2 = 21{,}1 \cdot 30/2 = 317.$$

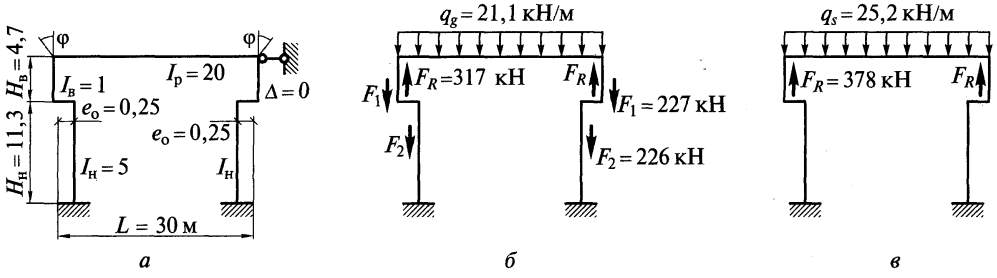


Рис. 12.12. Расчетная схема рамы. Постоянная и снеговая нагрузки:
а — основная система по методу перемещений; *б* и *в* — схемы загружения

Таблица 12.5

Постоянная распределенная нагрузка от покрытия

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, кН/м²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м²
Защитный слой (битумная мастика с втопленным гравием)	0,4	1,3	0,52
Гидроизоляция (4 слоя рубероида)	0,2	1,3	0,26
Утеплитель (минераловатные плиты повышенной жесткости), $\rho = 200$ кг/м³, $t = 90$ мм	0,18	1,2	0,22
Пароизоляция (один слой рубероида)	0,05	1,3	0,07
Стальная панель с профилированным настилом	0,35	1,05	0,37
Собственная масса металлических конструкций шатра (фермы, фонари, связи — по табл. 11.3)	0,3	1,05	0,32
Итого	$g^n = 1{,}48$		$g = 1{,}76$

Расчетный вес колонны. По табл. 12.1 принято 0,3 кН/м². Масса верхней части (20 % массы), кН, $G_в = 1{,}05 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}3 \cdot 12 \cdot 15 = 11{,}3$; масса нижней части (80 % массы), кН, $G_н = 1{,}05 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}3 \cdot 12 \cdot 15 = 45{,}4$.

Поверхностная масса стен 200 кг/м², переплетов с остеклением — 35 кг/м². В верхней части колонны (включая массу этой части) $F_1 = 1{,}2 \cdot 2(4{,}7 + 3{,}15 + 0{,}65 - 1{,}2)12 + 1{,}1 \cdot 0{,}35 \cdot 1{,}2 \cdot 12 + 11{,}3 = 227$ кН.

В нижней части колонны $F_2 = 1{,}2 \cdot 2(11{,}3 - 6)12 + 1{,}1 \cdot 0{,}35 \cdot 6 \cdot 12 + 45{,}4 = 226$ кН.

Постоянные нагрузки показаны на рис. 12.12, *б*.

Снеговая нагрузка. В примере расчетное значение веса снегового покрова принято $S_g = 2{,}1$ кН/м². По формуле (12.9) линейная распределенная нагрузка от снега на ригель рамы, кН/м,

$$q_s = \mu S_g B_ф = 1 \cdot 2{,}1 \cdot 12 = 25{,}2.$$

Опорная реакция ригеля, кН, $F_R = 25{,}2 \cdot 30/2 = 378$ (см. рис. 12.12, *б*).

Вертикальные усилия от мостовых кранов. Приведены на рис. 12.13. Базу крана (5,1 м), расстояние между колесами двух кранов (1,2 м), а также нормативное усилие колеса (345 кН) находим по прил. 1. По формулам (12.5) и (12.6) вычисляем, кН:

$$D_{max} = \gamma_F F \psi \sum F_к^n y + \gamma_g G_{пб} = 1{,}1 \cdot 0{,}95 \cdot 345 \cdot 2{,}95 + 1{,}05 \cdot 45 = 1064 + 47 = 1111;$$

(вес подкрановой балки по табл. 12.1, кН: $G_{пб} = 0{,}25 \cdot 12 \cdot 15 = 45$);

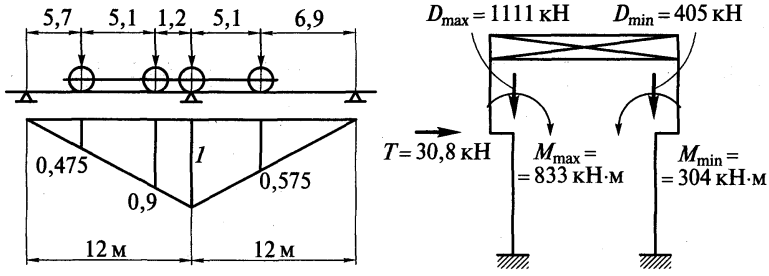


Рис. 12.13. Расчетные схемы определения нагрузки от мостовых кранов

$$F'_к = (Q + G_{кр}) / n_0 - F^n_к = (314 + 608) / 2 - 345 = 116;$$

$$D_{min} = 1064 \cdot 116/345 + 47 = 358 + 47 = 405.$$

Сосредоточенные моменты от вертикальных сил D_{max}, D_{min} определяем по формуле (12.7), кН·м:

$$e_к = 0{,}5h_н = 0{,}5 \cdot 1{,}5 = 0{,}75 \text{ м}; \; M_{max} = e_к D_{max} = 0{,}75 \cdot 1111 = 833;$$

$$M_{min} = 0{,}75 \cdot 405 = 304.$$

Горизонтальную силу от мостовых кранов находим по формулам (12.4) и (12.8), кН:

$$T^n_к = 0{,}05(Q + G_т) / n_0 = 0{,}05(314 + 85) / 2 = 10;$$

$$T = \gamma_F \psi \sum T^n_к y = 1{,}1 \cdot 0{,}95 \cdot 10 \cdot 2{,}95 = 30{,}8.$$

Считаем, что сила T приложена в уровне уступа колонны.

Ветровая нагрузка. В примере нормативное давление ветра принято $w_0 = 0{,}23$ кПа. Тип местности В (см. прил. 3), коэффициент k при высоте до 5 м — 0,5; для 10 м — 0,65; для 20 м — 0,85; для 30 м — 0,98.

По формуле (12.10)

$$q_w = \gamma_w w_0 kcb = 1{,}4 \cdot 0{,}23 \cdot 0{,}8 \cdot 12k = 3{,}09k.$$

Линейная распределенная нагрузка при высоте до 10 м равна $3{,}09 \cdot 0{,}65 = 2$ кН/м; 20 м — $3{,}09 \cdot 0{,}85 = 2{,}6$ кН/м; 30 м — $3{,}09 \cdot 0{,}98 = 3$ кН/м; 16 м — $2 + (2{,}6 - 2)6/10 = 2 + 0{,}4 = 2{,}4$ кН/м; 23,8 м — $2{,}6 + (3 - 2{,}6)3{,}8/10 = 2{,}8$ кН/м.

Сосредоточенные силы от ветровой нагрузки вычисляем по формулам (12.12), кН:

$$F_w = (q_1 + q_2)h/2 = (2{,}4 + 2{,}8)7{,}8/2 = 20{,}3;$$

$$F'_w = F_w \cdot 0{,}6/0{,}8 = 20{,}3 \cdot 0{,}6/0{,}8 = 15{,}2,$$

а эквивалентные линейные нагрузки — по формуле (12.11)

$$k_э = 0{,}68; \; q_э = 3{,}09 \cdot 0{,}68 = 2{,}1 \text{ кН/м}; \; q'_э = 2{,}1 \cdot 0{,}6/0{,}8 = 1{,}6 \text{ кН/м}.$$

Ветровые нагрузки показаны на рис. 12.14.

В. Статический расчет поперечной рамы. Расчет на постоянные нагрузки. Основная система приведена на рис. 12.15, *а*, а схема нагрузки — на рис. 12.12. Сосредоточенный момент из-за смещения осей верхней и нижней частей колонны, кН·м:

$$M = -(F_R + F_1)e_0 = -(317 + 227)0{,}25 = -136.$$

По табл. 12.4 находим параметры $n = 1/5 = 0{,}2$;

$$\alpha = H_b / H = 4{,}7/16 = 0{,}294 \approx 0{,}3.$$

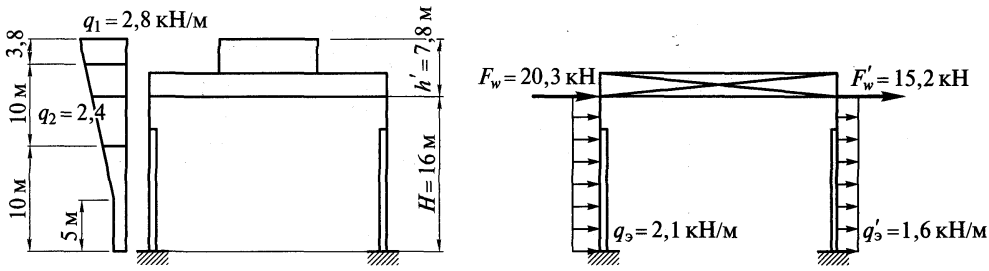


Рис. 12.14. Определение ветровой нагрузки

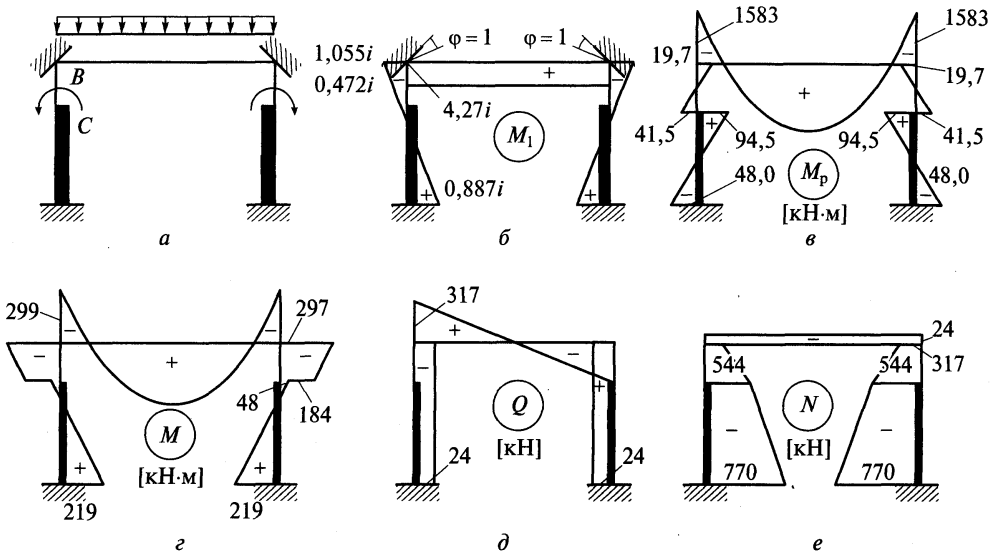


Рис. 12.15. Расчетные схемы рамы на постоянную нагрузку:

а — основная система; *б* — эпюра от единичных поворотов углов рамы; *в* — грузовая эпюра; *г*, *д* и *е* — соответственно эпюры моментов, поперечных и продольных сил

Каноническое уравнение имеет вид

$$r_{11}\varphi + r_{1p} = 0.$$

Моменты от поворота узлов (рис. 12.15, *б*) на угол φ = 1:

$$M_A = k_A i = 0{,}887i;\ M_C = k_C i = -0{,}472i;\ M_B = k_B i = -1{,}055i;$$

$$M_B^p = 2EI_p / l = 2E4I_н H / lH = 8iH / l = 8 \cdot 16i / 30 = 4{,}27i.$$

Моменты от нагрузки на стойках M_p (рис. 12.15, *в*), кН·м:

$$M_A = k_A M = 0{,}353(-136) = -48;$$

$$M_B = k_B M = -0{,}145(-136) = 19{,}7;$$

$$M_C^н = k_C M = -0{,}695(-136) = 94{,}5;$$

$$M_C^в = (k_C + 1)M = (-0{,}695 + 1)(-136) = -41{,}5.$$

Моменты на опорах ригеля (защемленная балка постоянного по длине сечения), кН·м,

$$M_B^р = -q_g l^2 / 12 = -21{,}1 \cdot 30^2 / 12 = -1583.$$

Определение r_{11} и r_{1p}:
по эпюре M_1

$$r_{11} = M_B + M_B^р = 1{,}055i + 4{,}27i = 5{,}33i;$$

по эпюре M_p

$$r_{1p} = M_B + M_B^р = -19{,}7 - 1583 = -1603.$$

Угол поворота

$$\varphi = -r_{1p} / r_{11} = 1603 / 5{,}33i = 300{,}8 / i.$$

Моменты от фактического угла поворота ($M_1\varphi$), кН·м:

$$M_A = 0{,}887i \cdot 300{,}8/i = 267;\ M_B = -1{,}055i \cdot 300{,}8/i = -317\ ;$$

$$M_C = -0{,}472i \cdot 300{,}8/i = -142;$$

$$M_B^{\text{р}} = 4{,}27i \cdot 300{,}8/i = 1284.$$

Эпюра моментов ($M_1\varphi + M_p$) от постоянной нагрузки (рис. 12.15, *г*), кН·м:

$$M_A = 267 - 48 = 219;\ M_B = -317 + 19{,}7 = -297;$$

$$M_B^{\text{р}} = 1284 - 1583 = -299;\ M_C^{\text{в}} = -41{,}5 - 142 = -184;$$

$$M_C^{\text{н}} = 94{,}5 - 142 = -48.$$

Проверкой правильности расчета служит равенство моментов в узле *B* (297 ≈ 299), равенство перепада эпюры моментов в точке *C* (184 – 48 = 136) внешнему моменту (136), а также равенство поперечных сил на верхней и нижней частях колонны (рис. 12.15, *д*), кН:

$$Q_{AC} = -(219 + 48)/11{,}3 = -23{,}6;$$

$$Q_{BC} = -(297 - 184)/4{,}7 = -24 \text{ кН}.$$

На рис. 12.15, *е* приведена эпюра нормальных сил (с учетом массы стен и собственной массы колонн).

Расчет на нагрузку от снега. Проводится аналогично расчету на постоянные нагрузки. Сосредоточенный момент на колонне, кН·м,

$$M = F_R e_0 = -378 \cdot 0{,}25 = -95.$$

Моменты от нагрузки, кН·м:

$$M_A = 0{,}353(-95) = -33{,}5;\ M_B = -0{,}145(-95) = 13{,}8;$$

$$M_C^{\text{н}} = -0{,}695(-95) = 66;\ M_C^{\text{в}} = 0{,}305(-95) = -29;$$

$$M_B^{\text{р}} = -2{,}52 \cdot 30^2/12 = -1890.$$

Далее определяем $r_{11} = 5{,}33i$; $r_{1p} = -13{,}8 - 1890 = -1904$.

Угол поворота $\varphi = 1904/5{,}33i = 357/i$. Моменты от фактического угла поворота, кН·м:

$$M_A = 0{,}887i \cdot 357/i = 316{,}7;\ M_B = -1{,}055i \cdot 357/i = -376{,}6;$$

$$M_C = -0{,}472i \cdot 357/i = -168{,}5;\ M_B^{\text{р}} = 4{,}27i \cdot 357/i = 1524{,}4.$$

Эпюры усилий от снеговой нагрузки показаны на рис. 12.16:

$$M_A = 283 \text{ кН·м};\ M_B = -363 \text{ кН·м};\ M_C^{\text{в}} = -198 \text{ кН·м};\ M_C^{\text{н}} = -103 \text{ кН·м};$$

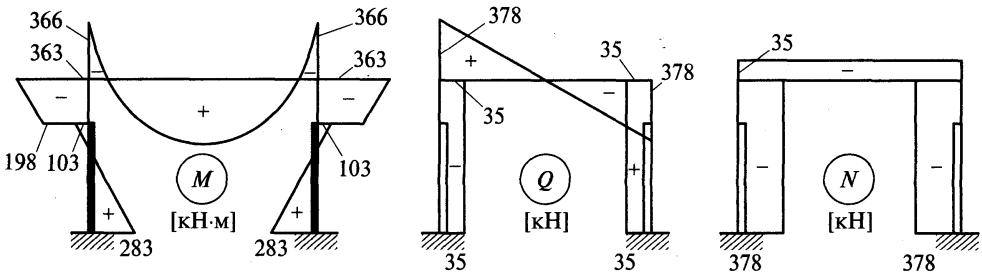


Рис. 12.16. Эпюры усилий в раме от снеговой нагрузки

$$M_B^{\text{р}} = -366 \text{ кН·м}; \; Q_B = -(363 - 198)/4{,}7 = -35 \text{ кН}; \; Q_A = -(283 + 103)/11{,}3 = -34 \text{ кН};$$

$$N_B = N_A = -378 \text{ кН}; \; N_{\text{р}} = -35 \text{ кН}.$$

Расчет на вертикальную нагрузку от мостовых кранов. Проводится при расположении тележки крана у левой стойки. Основная система и схема нагрузки приведены на рис. 12.17, *а*. Проверку возможности считать ригель абсолютно жестким проводим по формуле (12.1):

$$k = I_{\text{р}}H / I_{\text{н}}l = 20 \cdot 16 / 5 \cdot 30 = 2{,}13 > 6/(1 + 1{,}1\sqrt{4}) = 1{,}87.$$

Каноническое уравнение для определения смещения плоской рамы имеет вид

$$r_{11}\Delta + r_{1p} = 0.$$

Моменты и реакции от смещения верхних узлов на $\Delta = 1$ (рис. 12.17, *б*) находим по табл. 12.4:

$$r_{11} = 2F_{RB} = 2k'_B t / H = 2 \cdot 6{,}283t / 16 = 0{,}785t.$$

Моменты и реакции на левой стойке от нагрузки (рис. 12.17, *в*):

$$M_A = k_A M = 0{,}353 \cdot 833 = 294 \text{ кН·м}; \; M_B = k_B M = -0{,}145 \cdot 833 = -121 \text{ кН·м};$$

$$M_C^{\text{н}} = k_C M = -0{,}695 \cdot 833 = -579 \text{ кН·м};$$

$$M_C^{\text{в}} = (k_C + 1)M = 0{,}305 \cdot 833 = 254 \text{ кН·м};$$

$$F_{RB} = k'_B M / H = -1{,}5 \cdot 833 / 16 = -78 \text{ кН}.$$

Усилия на правой стойке можно получить аналогично или умножая усилия левой стойки на отношение

$$M_{\min} / M_{\max} = 304 / 833 = 0{,}365.$$

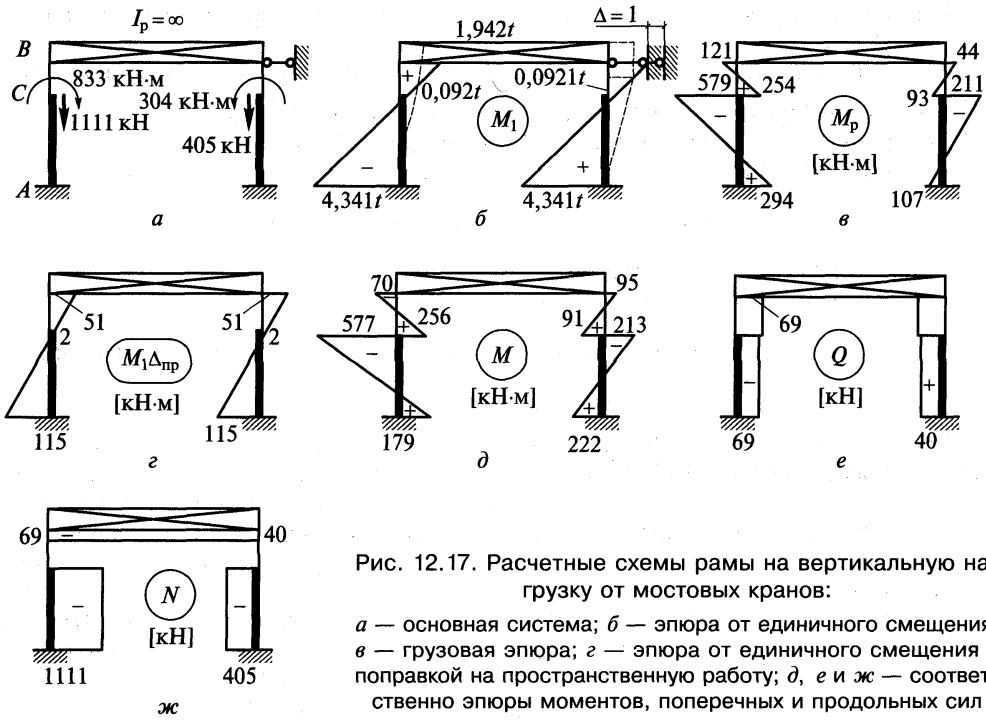


Рис. 12.17. Расчетные схемы рамы на вертикальную нагрузку от мостовых кранов:

а — основная система; *б* — эпюра от единичного смещения; *в* — грузовая эпюра; *г* — эпюра от единичного смещения с поправкой на пространственную работу; *д*, *е* и *ж* — соответственно эпюры моментов, поперечных и продольных сил

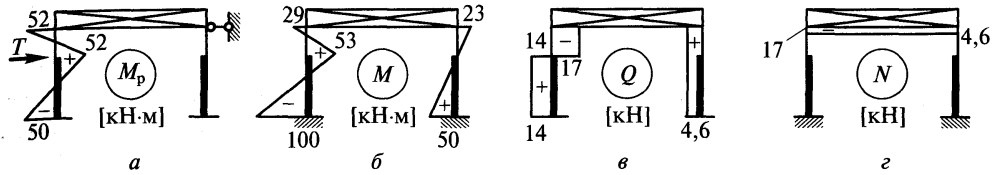


Рис. 12.18. Эпюры усилий от горизонтальных воздействий кранов:
а — грузовая эпюра; *б*, *в* и *г* — соответственно эпюры моментов, поперечных и продольных сил

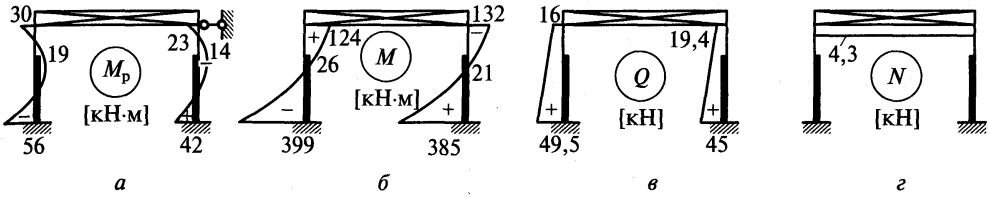


Рис. 12.19. Эпюры усилий от ветровой нагрузки:
а — грузовая эпюра; *б*, *в* и *г* — соответственно эпюры моментов, поперечных и продольных сил

Реакция верхних концов стоек, кН: $r_{1p} = F_{RB}^{\wedge} - F_{RB}^{пр} = -78 + 28,5 = -49,5.$

Смещение плоской рамы $\Delta = -r_{1p}/r_{11} = 49,5/0,785t = 63,1/t.$

В расчете на крановые нагрузки следует учесть пространственную работу каркаса, определив $\alpha_{пр}$ и $\Delta_{пр}$.

С учетом крепления связей на сварке (краны тяжелого режима работы) для кровли из панелей с профилированным настилом можно принять $\sum I_н/I_п = 1/4$.

Коэффициент $d = k'_B/12 = 0,52$; $k'_B = 6,283$ (по табл. 12.4).

По формуле (12.15)

$$\beta = b^3\sum I_н d/H^3 I_п = 12^3 \cdot 0,52/16^3 \cdot 4 = 0,055.$$

По табл. 12.2 $\alpha = 0,67$; $\alpha' = -0,25$.

По формуле (12.20)

$$\alpha_{пр} = 1 - \alpha - \alpha'(n_0/\sum y - 1) = 1 - 0,67 + 0,25(4/2,95 - 1) = 1 - 0,67 + 0,09 = 0,42;$$

$$\Delta_{пр} = \alpha_{пр}\Delta = 0,42 \cdot 63,1/t = 26,5/t.$$

Эпюра моментов $M_{1пр}$ от фактического смещения рамы с учетом пространственной работы показана на рис. 12.17, *г*, а суммарная ($M_р + M_1\Delta_{пр}$) — на рис. 12.17, *д*. Эпюра Q (рис. 12.17, *е*) свидетельствует о правильном расчете (поперечные силы в верхних и нижних частях стоек рамы практически одинаковы). Разница в значениях нормальной силы (рис. 12.17, *ж*) у левого и правого концов ригеля получилась из-за передачи горизонтальных сил на соседние рамы вследствие учета пространственной работы каркаса.

Расчет на горизонтальные воздействия мостовых кранов. Основная система, эпюра M_1, каноническое уравнение, коэффициент $\alpha_{пр}$ здесь такие же, как и при расчете на вертикальную нагрузку от мостовых кранов.

Моменты и реакции в основной системе от силы T (рис. 12.18, *а*):

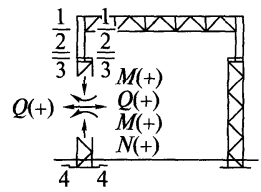
Расчетные усилия в сечениях левой стойки рамы (изгибающие

Номер нагрузки	Нагрузка и комбинация усилий			ψ_2	Сечения 1—1		
					M	N	Q
1	Постоянная			1,0	–297	–317	–24
2	Снеговая			1,0	–363	–378	–35
				0,9	–327	–340	–31,5
3	D_{max}	на левую стойку		1,0	–70	0	–69
				0,9	–63	0	–62
3*		на правую стойку		1,0	–95	0	–40
				0,9	–86	0	–36
4	T	на левую стойку		1,0	±29	0	±17
				0,9	±26	0	±15,3
4*		на правую стойку		1,0	±23	0	±4,6
				0,9	±21	0	±4,1
5	Ветровая	слева		1,0	+124	0	+16
				0,9	+112	0	+14,4
5*		справа		1,0	–132	0	–19,4
				0,9	–119	0	–17,5

Таблица 12.6

моменты M, кН·м, нормальные N и поперечные Q силы, кН)

стойки						
2—2		*3—3*		*4—4*		
M	*N*	*M*	*N*	*M*	*N*	*Q*
−184	−544	−48	−544	+219	−770	−24
−198	−378	−103	−378	+283	−378	−35
−178	−340	−93	−340	+255	−340	−32
+256	0	−577	−1111	+179	−1111	−69
+230	0	−519	−1000	+161	−1000	−62
+91	0	−213	−405	+222	−405	−40
+82	0	−192	−365	+200	−365	−36
±53	0	±53	0	±100	0	±14
+48	0	±48	0	±90	0	±13
±1	0	±1	0	±50	0	±4,6
±1	0	±1	0	±45	0	±4
+26	0	+26	0	−399	0	+49,5
+23	0	+23	0	−359	0	+45
−21	0	−21	0	+385	0	−45
−19	0	−19	0	+347	0	−41

Номер нагрузки	Нагрузка и комбинация усилий			ψ_2	Сечения		
					1—1		
					M	N	Q
	$+M_{max}$ $N_{соотв}$	$\psi_2 = 1{,}0$	№ нагрузок		—		
			усилия		—	—	
		$\psi_2 = 0{,}9$	№ нагрузок		—		
			усилия		—	—	
	$-M_{max}$ $N_{соотв}$	$\psi_2 = 1{,}0$	№ нагрузок		1, 2		
			усилия		–660	–695	
		$\psi_2 = 0{,}9$	№ нагрузок		1, 2, 3*, 4, 5*		
			усилия		–855	–657	–124
	N_{max} $+M_{соотв}$	$\psi_2 = 1{,}0$	№ нагрузок		—		
			усилия		—	—	—
		$\psi_2 = 0{,}9$	№ нагрузок		—		
			усилия		—	—	—
	N_{max} $-M_{соотв}$	$\psi_2 = 1{,}0$	№ нагрузок		1, 2		
			усилия		–660	–695	
		$\psi_2 = 0{,}9$	№ нагрузок		1, 2, 3*, 4, 5*		
			усилия		–855	–657	–124
	N_{min} $+M_{соотв}$	$\psi_2 = 1{,}0$	№ нагрузок		Усилия M и N от		
			усилия				
	N_{min} $-M_{соотв}$	$\psi_2 = 1{,}0$	№ нагрузок				
			усилия				
	Q_{max}	$\psi_2 = 0{,}9$	№ нагрузок				
			усилия				

$$M_A = k_A TH = -0{,}102 \cdot 30{,}8 \cdot 16 = -50 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_B = k_B TH = -0{,}106 \cdot 30{,}8 \cdot 16 = -52 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_C = k_C TH = -0{,}105 \cdot 30{,}8 \cdot 16 = 52 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$F_{RB} = k'_B T = -0{,}704 \cdot 30{,}8 = -21{,}7 \text{ кН}.$$

Смещение верха колонн с учетом пространственной работы

$$\Delta_{пр} = -\alpha_{пр} r_{1p} / r_{11} = 0{,}42 \cdot 21{,}7 / 0{,}785t = 11{,}6/t.$$

стойки						
2—2		*3—3*		*4—4*		
M	*N*	*M*	*N*	*M*	*N*	*Q*
1, 3, 4		—		1,5*		
+125	−544	—	—	+604	−770	
1, 3, 4, 5		—		1, 2, 3*, 4, 5*		
+117	−544	—	—	+1111	−1475	
1, 2		1, 3, 4		1,5		
−382	−922	−678	−1655	−180	−770	
1, 2, 5*		1, 2, 3, 4, 5*		1, 3, 4(–), 5		
−381	−884	−727	−1884	−69	−1770	
—		—		1, 3, 4		
—	—	—	—	+498	−1881	
—		—		1, 2, 3, 4, 5*		
—	—	—	—	+1072	−2110	
1, 2		1, 3, 4		—		
−382	−922	−678	−1655	—	—	
1, 2, 5*		1, 2, 3, 4, 5*		—		
−381	−884	−727	−1884	—	—	
постоянной нагрузки с коэффициентом 0,9/1,1 = 0,8				1, 5*		
				+560	−616	
				1, 5		
				−224	−616	
				1, 2, 3, 4, 5*		
						−172

Эпюры *M*, *Q*, *N* показаны на рис. 12.18, *б—г*.

Проверка правильности решения: скачок на эпюре *Q* 17 + 14 = 31 кН примерно равен силе *T*, а на правой стойке поперечные силы в верхней и нижней частях равны (4,6 кН).

Расчет на ветровую нагрузку. Основная система и эпюра M_1 такие же, как для крановых воздействий. Эпюра $M_р$ (рис. 12.19, *а*) на левой стойке:

$$M_A = k_A q_э H^2 = -0{,}104 \cdot 2{,}1 \cdot 16^2 = -56 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_B = k_B q_э H^2 = -0{,}056 \cdot 2{,}1 \cdot 16^2 = -30 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_C = k_C q_э H^2 = 0{,}035 \cdot 2{,}1 \cdot 16^2 = 19 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$F_{RB} = k'_B q_э H = -0{,}452 \cdot 2{,}1 \cdot 16 = -15{,}2 \text{ кН}.$$

На правой стойке усилия определяют умножением усилий на левой стойке на коэффициент $q'_э / q_э = 1{,}6 / 2{,}1 = 0{,}75$.

Коэффициенты канонического уравнения находим по формуле (12.22):

$$r_{11} = 0{,}785t;\ r_{1p} = -(F_{RB} + F'_{RB} + F_w + F'_w) = -(15{,}2 + 11{,}4 + 20{,}3 + 15{,}2) = -62{,}1 \text{ кН}.$$

Смещение рамы (ветровая нагрузка с одинаковой интенсивностью воздействует на все рамы здания, поэтому $\alpha_{пр} = 1$):

$$\Delta = -r_{1p} / r_{11} = 62{,}1 / 0{,}785t = 79{,}1 / t.$$

Эпюра $M = M_р + M_1\Delta$ показана на рис. 12.19, *б*.

Эпюра Q (рис. 12.19, *в*) на левой стойке, кН:

$$Q_A^л = (-M_A + M_B) / H + q_э H / 2 = (399 + 124) / 16 + 2{,}1 \cdot 16 / 2 = 49{,}5;$$

$$Q_B^л = Q_A^л - q_э H = 49{,}5 - 2{,}1 \cdot 16 = 16.$$

На правой стойке, кН:

$$Q_A^{пр} = (385 + 132) / 16 + 1{,}6 \cdot 16 / 2 = 45;$$

$$Q_B^{пр} = 45 - 1{,}6 \cdot 16 = 19{,}4.$$

Эпюра N в ригеле показана на рис. 12.19, *г*.

При правильном решении сумма всех горизонтальных нагрузок должна равняться сумме реакций опор (сумме поперечных сил в нижних сечениях колонн), кН:

$$Q_A^л + Q_A^{пр} = 49{,}5 + 45 = 94{,}5 \text{ кН} \approx (q_э + q'_э)H + F_w + F'_w =$$

$$= (2{,}1 + 1{,}6)16 + 20{,}3 + 15{,}2 = 94{,}7.$$

Г. Составление комбинаций усилий в сечениях стойки рамы и определение усилий для расчета колонн. Рама симметричная, поэтому табл. 12.6 составляется для характерных сечений одной стойки. Для того чтобы учесть все возможные случаи загружения, в таблицу заносятся также усилия от крановых воздействий при расположении тележки у правой стойки, усилия при силе T, приложенной к другой стойке, усилия при другом направлении ветра. Усилия, принимаемые для расчета колонн, в табл. 12.6 выделены рамкой.

ГЛАВА 13

КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ

13.1. Прогоны

Покрытия промышленных зданий в общем случае состоят из следующих элементов: стропильных конструкций (фермы, балки сплошного сечения и т.п.); подстропильных конструкций (при шаге колонн, большем, чем шаг стропильных конструкций); горизонтальных и вертикальных связей; прогонов (при использовании мелкоразмерных кровельных элементов); фонарей.

Прогоны воспринимают нагрузку от кровли и передают ее на стропильные конструкции. Прогоны бывают сплошного сечения и решетчатые. Сплошные прогоны тяжелее решетчатых, но значительно проще в изготовлении и монтаже. Они применяются при шаге ферм 6 м. Сплошные прогоны обычно изготовляются из прокатных швеллеров, реже из двутавров. Более рациональны прогоны из гнутых профилей швеллерного, С-образного и Z-образного сечений (рис. 13.1). Такие прогоны могут иметь развитую высоту при тонкой стенке. Для обеспечения местной устойчивости полок устраивают отгибы.

При легкой кровле и небольших снеговых нагрузках прогоны из гнутых профилей могут применяться при шаге ферм до 12 м. В случае больших нагрузок более рациональны сквозные прогоны, а также прогоны из перфорированного («сквозного») двутавра (рис. 13.1, *г*) и тонкостенных балок.

По расходу стали прогоны из «сквозных» двутавров приближаются к решетчатым, а по стоимости они на 10—15 % дешевле.

Еще более эффективно использование для прогонов тонкостенных балок. Учет закритической стадии работы стенки позволяет уменьшить ее толщину и принять гибкость стенки (отношение высоты к толщине) 200—300. Такие прогоны на 8—18 % легче решетчатых. Для изготовления тонкостенных балок-прогонов разработана поточная линия с применением высокочастотной сварки.

В казахском отделении ЦНИИПСКа разработаны и внедрены на ряде объектов прогоны с гофрированной стенкой толщиной 3 мм. Гофрирование обеспечивает устойчивость стенки. По своим технико-экономическим показателям такие прогоны близки к тонкостенным.

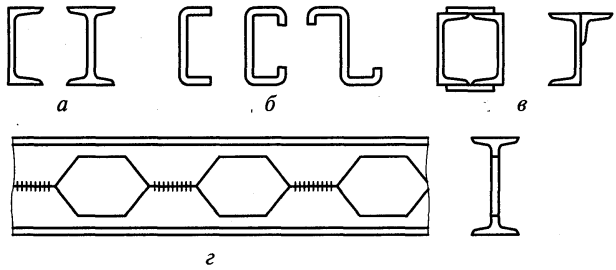


Рис. 13.1. Типы сечения прогонов:

а — прокатные; *б* — гнутые; *в* — составные (по коньку и в ендовах); *г* — перфорированные (сквозные)

13.1.1. Прогоны сплошного сечения. Сплошные прогоны выполняются по разрезной и неразрезной схемам. Хотя при неразрезной схеме расход стали на прогоны меньше, в целях упрощения монтажа чаще применяются разрезные прогоны.

При малоуклонной кровле ($i \leq 2{,}5\,\%$) работа прогонов ничем не отличается от работы обычных прокатных балок на вертикальную нагрузку; аналогичен также и расчет (см. гл. 7).

При кровле с большим уклоном прогоны, расположенные на скате, работают на изгиб в двух плоскостях (косой изгиб). Вертикальная нагрузка q от кровли может быть разложена на действующую в плоскости большей жесткости прогона q_x и скатную составляющую q_y (рис. 13.2, *а*). Хотя при применяемых уклонах кровли скатная составляющая невелика, напряжения от нее вследствие малой жесткости прогона относительно оси $y—y$ получаются большими.

Чтобы уменьшить изгибающий момент от скатной составляющей, прогоны раскрепляют тяжами из круглой стали диаметром 18—22 мм (рис. 13.2, *б*), уменьшающими расчетный пролет в плоскости ската. Тяжи ставят между всеми прогонами за исключением конькового. В панелях у конька тяжи крепятся к стропильной ферме или к коньковому прогону вблизи опор. По коньку устанавливается прогон с увеличенной в гори-

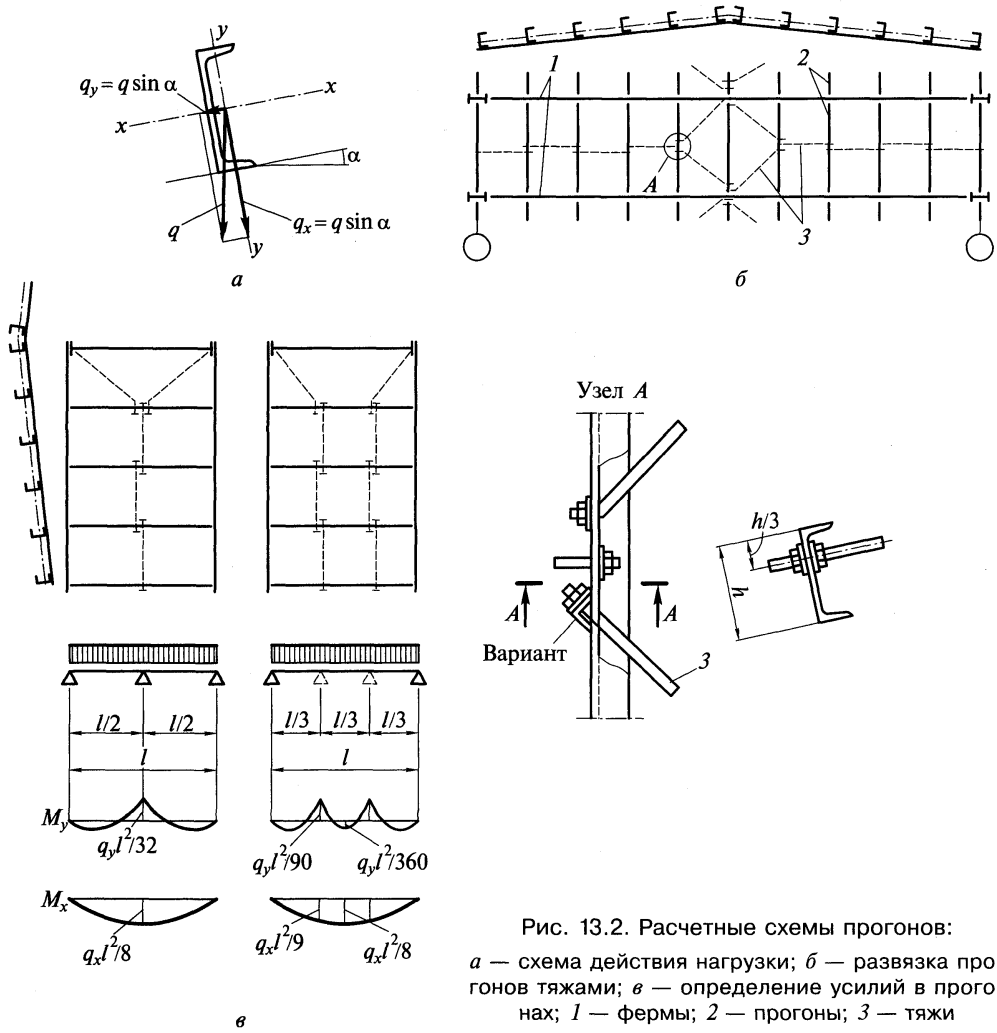


Рис. 13.2. Расчетные схемы прогонов:

а — схема действия нагрузки; *б* — развязка прогонов тяжами; *в* — определение усилий в прогонах; *1* — фермы; *2* — прогоны; *3* — тяжи

зонтальной плоскости жесткостью или спаренные прогоны, соединенные между собой. Вертикальная нагрузка на прогон определяется по формуле

$$q = [(q_{кр}/\cos\alpha) + s]b + q_{пр}, \qquad (13.1)$$

где $q_{кр}$ — расчетная нагрузка от веса 1 м^2 кровли; α — угол наклона к горизонту (при уклоне кровли $i \leq 1/8$ можно принимать $\cos\alpha = 1$); s — расчетная нагрузка от снега, см. формулу (13.5); b — расстояние между прогонами; $q_{пр}$ — расчетная погонная нагрузка от веса прогона.

В зданиях с фонарями, имеющими перепады высот по длине или ширине, расчетная снеговая нагрузка не является равномерной по ширине пролета здания и существенно увеличивается у перепадов высот (снеговые мешки), что представляет опасность для прогонов и учитывается коэффициентом $\mu > 1$ [6].

Составляющие нагрузки q_x и q_y зависят от угла наклона ската кровли α:

$$q_x = q\cos\alpha;\ q_y = q\sin\alpha. \qquad (13.2)$$

Значения изгибающих моментов в плоскости меньшей жесткости прогона зависят от числа тяжей (рис. 13.2, *в*). При шаге ферм 6 м обычно ставят один тяж, при шаге 12 м и крутом скате лучше поставить два.

При постановке одного тяжа расчетный момент M_y в плоскости ската находится как опорный момент в двухпролетной неразрезной балке (в том же сечении, где M_x максимален). Значения изгибающих моментов при постановке двух тяжей даны на рис. 13.2, *в*.

Наибольшие напряжения в прогоне при изгибе в двух плоскостях:

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = M_x/W_x + M_y/W_y \leq R_y\gamma_c. \qquad (13.3)$$

Прочность прогонов при соблюдении требований, изложенных в гл. 2, разрешается проверять с учетом развития пластических деформаций по формуле

$$\sigma = M_x/(c_xW_x) + M_y/(c_yW_y) \leq R_y\gamma_c, \qquad (13.4)$$

где c_x и c_y — коэффициенты, зависящие от типа сечения прогона (см. гл. 7).

Если кровельный настил крепится к прогонам жестко и образует сплошное полотнище (например, плоский стальной лист, приваренный к прогонам, стальной профилированный настил, прикрепленный к прогонам самонарезающими болтами, а отдельные листы соединены между собой заклепками, и т. п.), то скатная составляющая будет восприниматься самим полотнищем кровли. В этом случае необходимость в тяжах отпадает, и прогоны можно рассчитывать только на нагрузку q_x. Общая устойчивость прогонов обеспечивается элементами крепления кровельных плит или настила к прогонам и силами трения между ними. Однако, как показывают результаты обследования, при свободном опирании кровельных элементов возможна потеря устойчивости прогона.

Прогиб прогонов от нормативной нагрузки проверяют только в плоскости, нормальной к скату; этот прогиб не должен превышать $1/200$ пролета.

Прогоны крепят к поясам ферм с помощью коротышей из уголков, планок, гнутых элементов из листовой стали (см. рис. 11.16, 11.17).

13.1.2. Решетчатые прогоны. Решетчатые прогоны могут иметь различные конструктивные решения (рис. 13.3, *а—в*).

Недостаток решетчатых прогонов — большое число элементов и узловых деталей и связанная с этим трудоемкость изготовления. Поэтому наиболее целесообразен трехпанельный прогон, принятый в качестве типового. Верхний пояс этого прогона состоит из двух швеллеров, элементы решетки — из одного гнутого швеллера. Раскосы прикрепляются к верхнему поясу на дуговой или контактной сварке (рис. 13.3, *г*). Такое решение существенно упрощает изготовление и обеспечивает достаточную боковую жесткость.

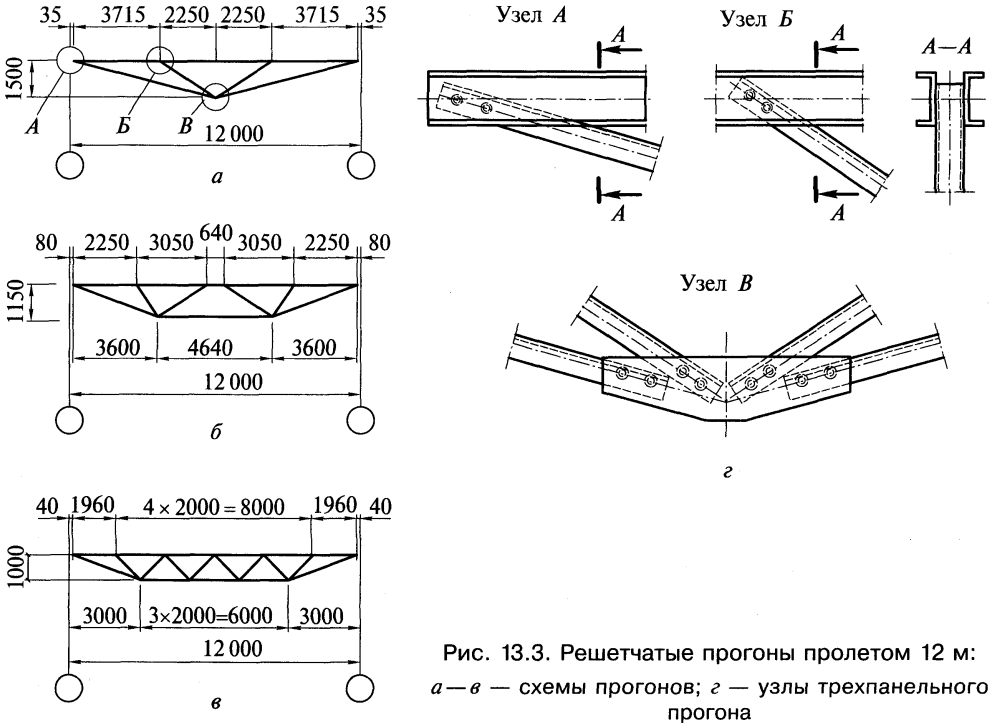


Рис. 13.3. Решетчатые прогоны пролетом 12 м:
а—в — схемы прогонов; *г* — узлы трехпанельного прогона

Решетчатые прогоны рассчитывают как фермы с неразрезным верхним поясом. Верхний пояс при этом работает на сжатие с изгибом (в одной плоскости, если отсутствует скатная составляющая нагрузка, или в двух плоскостях), остальные элементы испытывают продольные усилия.

13.2. Стропильные и подстропильные фермы

Основные вопросы компоновки, расчета и конструирования ферм изложены в гл. 9. Здесь рассмотрены только вопросы, связанные с применением ферм в покрытиях производственных зданий.

13.2.1. Схемы ферм. Схемы ферм, применяемых в покрытиях производственных зданий, достаточно разнообразны (рис. 13.4). Выбор типа ферм зависит от технологических условий производства, конструкции кровли и технико-экономических соображений. Эти факторы определяют длину пролета, очертание верхнего пояса, высоту фермы, способ водоотвода, уклон и т.д.

При рулонных кровлях применяют фермы трапециевидного очертания (уклон $i = {}^1/_8 \ldots {}^1/_{12}$) и с параллельными поясами (уклон 2,5 % создается за счет строительного подъема) (рис. 13.4, *а*, *б*). Последние несколько (примерно на 3 %) тяжелее трапециевидных, однако благодаря одинаковой длине элементов решетки проще в изготовлении. Площади кровли при фермах с параллельными поясами также несколько меньше. Кроме того, малоуклонную кровлю защищают тонким слоем гравия на битумной мастике, что повышает ее долговечность и огнестойкость (на скатных кровлях этот слой держится плохо). В результате с учетом эксплуатационных расходов приведенные затраты на покрытие по фермам с параллельными поясами получаются меньше. Поэтому такое решение принято как типовое.

При устройстве холодных кровель из асбоцементных, стальных или алюминиевых листов, когда требуется больший уклон, применяют треугольные фермы или двускатные с параллельными поясами (рис. 13.4, *в*, *г*).

Для открылков, а также в многопролетных зданиях с наружным отводом воды используют односкатные фермы (рис. 13.4, *д*, *е*).

Высоту ферм в середине пролета $h_ф$ принимают на основе технико-экономического анализа с учетом условий перевозки.

В зданиях с подвесным транспортом (подвесные краны, конвейеры) высота ферм определяется с учетом повышенных требований к жесткости покрытия. Для сокращения объема здания внутрицеховые коммуникации следует размещать в пределах межферменного пространства, что в некоторых случаях требует увеличения высоты ферм. Высота ферм на опоре $h_{оп}$ зависит от типа сопряжения ригеля с колонной. При жестком сопряжении эта высота должна быть не меньше $(^1/_{13}...^1/_{17})l$.

Решетку стропильных ферм проектируют обычно треугольной с дополнительными стойками. С учетом размеров типовых кровельных плит размер панели верхнего пояса принимают модульным, равным 3 м.

В отечественной практике традиционно применяются фермы с восходящим опорным раскосом. Такое решение позволяет обеспечить как жесткое, так и шарнирное сопряжение с колоннами. При опирании фермы сверху длина колонны получается меньше, а в пределах высоты фермы устанавливают доборную стойку небольшого сечения. Продольные связи по покрытию устраиваются по нижним поясам, т.е. ближе к месту передачи на каркас здания крановых нагрузок, что повышает эффект пространственной работы.

В зарубежной практике в основном используются фермы с нисходящим опорным раскосом (рис. 13.4, *ж*) и опиранием ферм в уровне верхнего пояса. При шарнирном сопряжении ферм с опорами такое решение имеет ряд достоинств: наиболее нагружен-

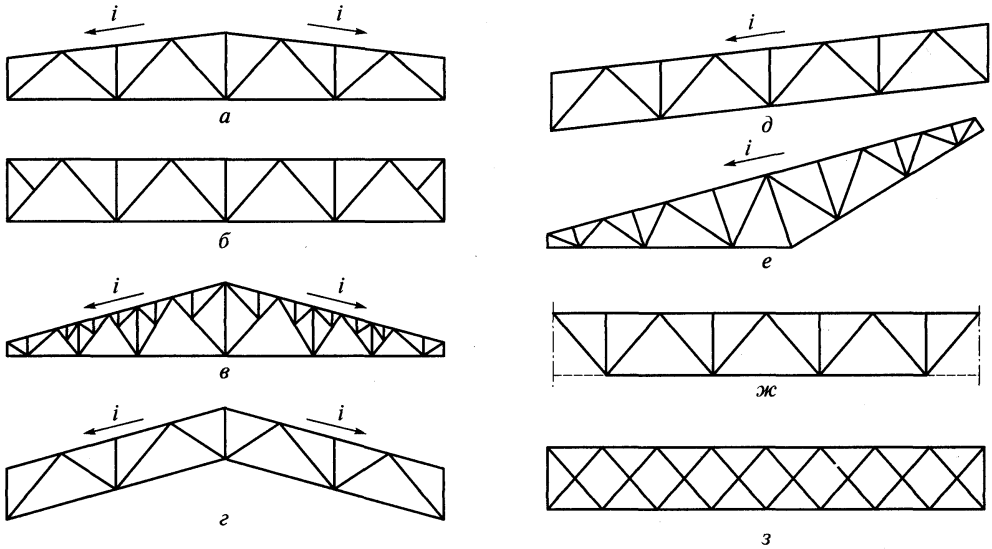


Рис. 13.4. Схемы ферм покрытий:

а — тропецевидная с треугольной решеткой; *б* — то же, с параллельными поясами; *в* — то же, со шпренгельной решеткой; *г* — то же, при большом уклоне двускатной кровли; *д* и *е* — то же, при односкатной кровле; *ж* — при нисходящих опорных раскосах; *з* — при ромбической решетке

ный опорный раскос работает на растяжение и имеет меньшее сечение, упрощается монтаж ферм и улучшается их устойчивость в процессе монтажа. В последние годы фермы с нисходящим опорным раскосом стали применяться и в нашей стране.

При частом расположении прогонов и ширине плит 1,5 м обычно применяют фермы со шпренгельной решеткой, чтобы исключить работу верхних поясов ферм на местный изгиб при внеузловой передаче нагрузки.

Схемы стропильных ферм из парных уголков и их основные размеры унифицированы.

Для отапливаемых и неотапливаемых зданий с унифицированными пролетами до 36 м с покрытиями из железобетонных плит, стального профилированного настила и волнистых асбоцементных листов разработаны серии типовых проектов ферм.

Для отапливаемых зданий, а также для неотапливаемых с железобетонными плитами основным типом стропильных конструкций являются фермы с параллельными поясами (уклон $i = 2{,}5\,\%$). Высота ферм 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 $h_ф$ = 2250 мм (рис. 13.5). Высота ферм из круглых труб равна 2900 мм по осям поясов.

Для неотапливаемых зданий с покрытием из волнистых листов разработаны типовые треугольные фермы с уклоном верхнего пояса $i = {}^{1}/_{3,5}$. Решетка — треугольная с дополнительным шпренгелем. Шаг прогонов составляет 1,5 м.

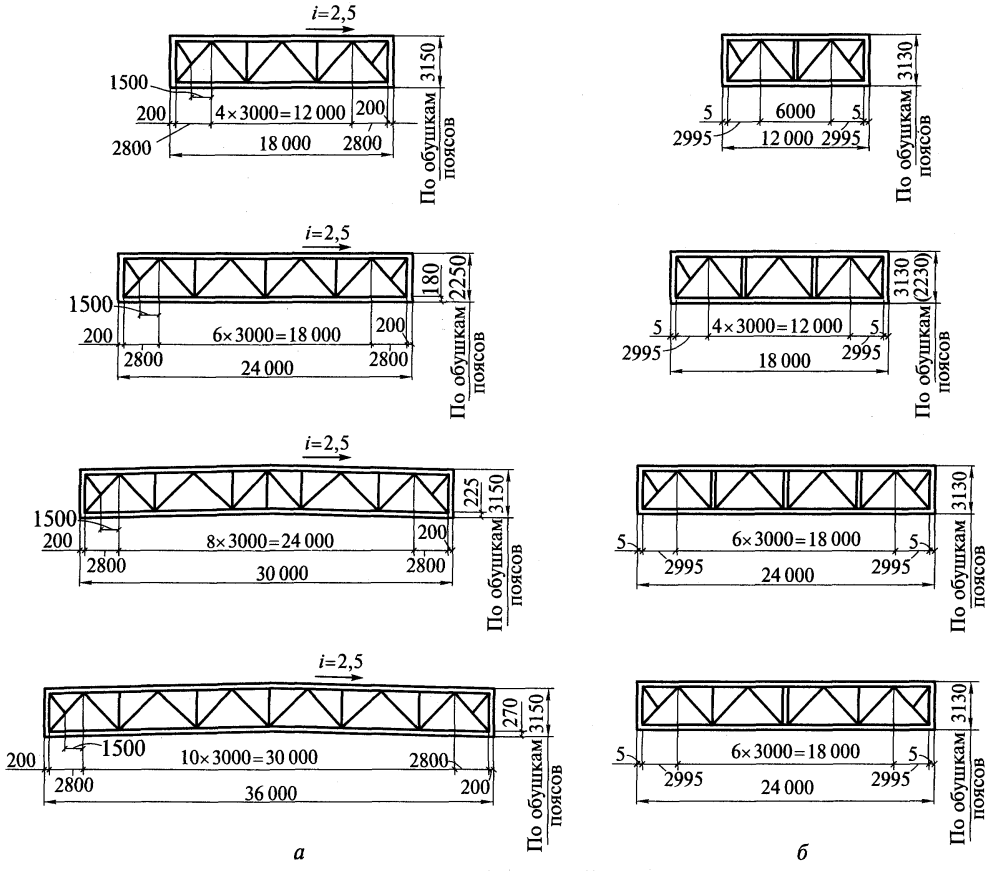


Рис. 13.5. Типовые схемы стропильных (*а*) и подстропильных (*б*) ферм для покрытия с уклоном кровли 2,5 %

Подстропильные фермы проектируют чаще всего с параллельными поясами, треугольной решеткой и стойками, к которым крепят стропильные фермы. Высота подстропильных ферм определяется конструкцией узла примыкания стропильной фермы и зависит от высоты последней.

Обычно стропильные фермы с параллельными поясами и трапециевидные примыкают к подстропильным сбоку, их высоты близки. Треугольные стропильные фермы опираются сверху. Узел примыкания стропильных ферм к подстропильным обычно выполняется шарнирным.

До последнего времени основным типом сечения элементов ферм были парные уголки. Несмотря на широкое распространение такое решение имеет ряд недостатков: нерациональность сечения из уголков при работе на сжатие и большое число дополнительных элементов (соединительных прокладок, фасонок) увеличивают расход стали; большой объем сварки и мелких деталей усложняет изготовление; наличие зазоров между уголками затрудняет окраску конструкций и снижает их коррозионную стойкость.

Поэтому в последние годы с развитием эффективных видов металлопроката (трубы, широкополочные двутавры, гнутые профили) в покрытиях производственных зданий находят применение более рациональные конструктивные решения ферм, обеспечивающие снижение массы и трудоемкости изготовления и монтажа металлических конструкций.

К таким решениям можно отнести фермы с элементами из круглых труб и прямоугольных гнутозамкнутых профилей, фермы с поясами из двутавров и решеткой из гнутозамкнутых профилей, фермы с поясами из тавров и треугольной решеткой из уголков (см. гл. 9).

Интересным конструктивным решением является ферма с поясами из широкополочных тавров и перекрестной решеткой из одиночных уголков (см. рис. 13.4, *з*). Крепление уголков в узлах с разных сторон пояса позволяет во многих случаях обходиться без фасонок (см. рис. 9.23), что снижает расход стали и упрощает изготовление (см. гл. 9).

При небольших нагрузках возможно также использование для стропильных конструкций тонкостенных балок с гибкостью стенки 200—300, а также балок с гофрированной стенкой (см. гл. 7).

При конструировании фермы разбивают на отправочные марки. Длина отправочной марки определяется условиями транспортирования. Обычно при пролете до 18 м фермы транспортируют целиком, а при большем пролете разбивают на два или три отправочных элемента.

Для сокращения транспортных расходов разработаны конструкции ферм покрытий с узлами на высокопрочных болтах. Такие конструкции поставляются «россыпью».

13.2.2. Особенности расчета. *Нагрузки.* Основными нагрузками при расчете стропильных ферм являются постоянная нагрузка от кровли и несущих конструкций покрытия и нагрузка от снега.

Иногда на стропильные фермы действуют и другие нагрузки: от подвесного транспорта, подвесных коммуникаций и оборудования, электроосветительных установок, вентиляторов, галерей, систем испарительного охлаждения, устанавливаемых на крыше здания, и т.д.

При больших пылевыделениях (например, на цементных заводах) при расчете ферм учитывают нагрузку от пыли.

Постоянные нагрузки от кровли, стропильных ферм, связей по покрытию и фонарей принимаются, как правило, равномерно распределенными. Нагрузки от бортовых стенок фонаря и остекления учитываются в виде сосредоточенных сил, приложенных в узлах опирания крайних стоек фонаря. Значение нагрузок и коэффициентов надежности по нагрузке для некоторых наиболее распространенных типов покрытий приведены в табл. 11.3.

Нагрузка от бортовой стенки фонаря определяется в зависимости от конструктивного решения. Масса остекления принимается равной 0,35 кН на 1 м^2 остекленной поверхности.

Снеговые нагрузки при расчете элементов покрытия (плит, прогонов, настила и ферм) несколько отличаются от принимаемых при расчете поперечных рам. Это объясняется тем, что для конструкций покрытия снеговая нагрузка является основной, определяющей размеры сечения элементов (особенно при легких кровлях). В некоторых случаях доля снеговой нагрузки в расчетных усилиях достигает 60—70 %. Поэтому элементы покрытия весьма чувствительны к возможным перегрузкам и неравномерному распределению снеговой нагрузки, что необходимо учитывать при расчете.

Расчетное значение снеговой нагрузки определяют по формуле

$$s = s_g\mu, \tag{13.5}$$

где s_g — расчетное значение массы снегового покрова на земле [6].

Коэффициент μ учитывает неравномерное распределение снега по покрытию и возможность образования вследствие переноса снега снеговых мешков у перепадов высот и зависит от конфигурации кровли (рис. 13.6).

Для зданий без фонарей и перепадов высот при угле наклона кровли $\alpha \le 25°$ $\mu = 1{,}0$; при $\alpha \ge 60°$ $\mu = 0$, в интервале $25° < \alpha < 60°$ значение μ определяют линейной интерполяцией. Если здание имеет двускатное покрытие с углом наклона $20° \le \alpha \le 30°$, то учитывается и второй вариант загружения снегом (рис. 13.6, *а*).

Для зданий с фонарями (рис. 13.6, *б*) рассматривают два варианта загружения снегом, а коэффициенты μ определяют по формулам:

$$\mu_2 = 1 + 0{,}1a/b;\ \mu_3 = 1 + 0{,}5a/b_l. \tag{13.6}$$

Значения μ при этом не должны превышать: для ферм и балок при нормативной нагрузке от покрытия более 1,5 кН/м^2 — 2,5; то же, при нормативной нагрузке от покрытия менее 1,5 кН/м^2 — 4; для профилированного настила — 2; для прогонов — 2,5. Значение b_l принимается равным высоте фонаря h_l, но не более b.

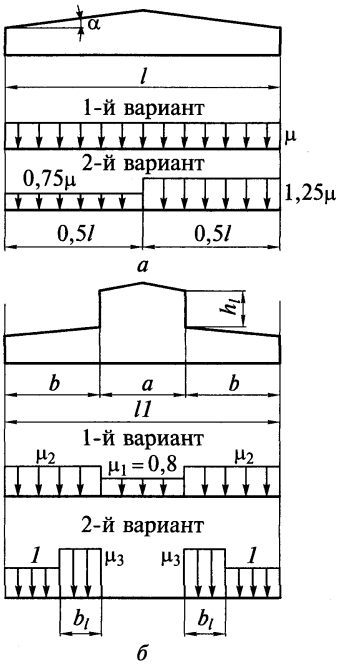


Рис. 13.6. Определение снеговых нагрузок:

а — схема при отсутствии фонаря; *б* — при наличии фонаря

При более сложных конфигурациях покрытия с перепадами высот снег сдувается с вышележащих пролетов на нижележащие и образует зоны повышенных снеговых нагрузок. Данные для определения этих нагрузок приведены в нормах [6]. В необходимых случаях, когда неблагоприятные усилия в элементах возникают при частичном загружении, следует рассмотреть также схемы со снеговой нагрузкой, действующей на части пролета.

В большинстве случаев наибольшие усилия в поясах и раскосах ферм получаются при загружении по первому варианту. Второй вариант является определяющим для плит, настилов, прогонов и стоек ферм, расположенных в местах повышенных снеговых нагрузок. Кроме того, при загружении по второму варианту, а также при половинном загружении пролета в средних раскосах ферм может измениться знак усилия, слабонагруженные растянутые элементы, имеющие большую гибкость, окажутся сжатыми.

Расчетные узловые силы на ферму от постоянных и снеговых нагрузок определяются в соответствии с указаниями гл. 9.

Нагрузка от ветра вызывает в элементах фермы, как правило, усилия противоположного знака по сравнению с усилиями от массы покрытия и снега. Поэтому при расчете ферм ветровую нагрузку следует учитывать

только в том случае, если ее величина превышает массу покрытия (при легких кровлях и в районах с повышенной ветровой нагрузкой).

Прочие нагрузки на стропильные фермы принимаются по технологическому заданию.

Определение усилий в стержнях ферм. Усилия в стержнях стропильных и подстропильных ферм при шарнирном сопряжении их с колоннами от неподвижной узловой нагрузки определяют графическим или аналитическим способом (см. гл. 9). При внеузловой передаче нагрузки пояс фермы работает на осевое усилие с изгибом. Учитывая неразрезность пояса, значение момента можно приближенно определить по формуле

$$M = (Fd/4)0{,}9, \qquad (13.7)$$

где 0,9 — коэффициент, учитывающий неразрезность пояса.

Усилия от подвижной нагрузки (подвесных кранов, тельферов) определяют по линиям влияния.

В стропильных фермах, входящих в состав поперечной рамы, возникают усилия от распора (продольная сила в ригеле) (рис. 13.7, *а*). В зависимости от конструктивного решения узла сопряжения фермы и колонны распор рамы воспринимается нижним или верхним поясом фермы. При расчете рам по приближенной методике с заменой решетчатого ригеля сплошным, расположенным в уровне нижнего пояса, распор рамы считается приложенным к нижнему поясу.

При жестком сопряжении ригеля с колонной в элементах фермы возникают усилия от рамных моментов на опорах. Эти усилия можно определить графическим или аналитическим способом, приложив на опорах фермы две пары горизонтальных сил (рис. 13.7, *б*):

$$H_1 = M_1/h_{оп};\ H_2 = M_2/h_{оп}, \qquad (13.8)$$

где $h_{оп}$ — расстояние между осями поясов фермы на опоре.

Значения опорных моментов M_1 и M_2 берут из таблицы расчетных усилий колонны для сечения *1—1* (см. табл. 12.6). При этом, взяв момент для левой опоры M_1, нужно определить опорный момент для правой опоры M_2 при той же комбинации нагрузок.

При определении опорных моментов следует учитывать первую комбинацию с максимальным (по абсолютному значению) моментом, вызывающую наибольшее растягивающее усилие в крайней панели верхнего пояса, и вторую комбинацию моментов без учета снеговой нагрузки для определения возможного сжимающего усилия в нижнем поясе.

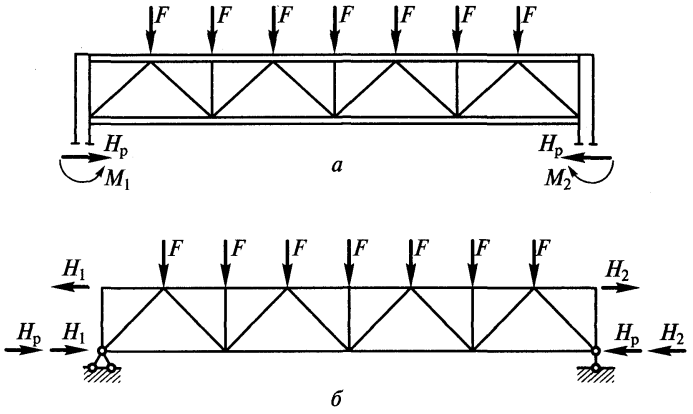


Рис. 13.7. Расчет ферм:

а — схема приложения нагрузки; *б* — расчетная схема

Для определения расчетных усилий в стержнях фермы составляют таблицу, включающую в себя усилия от постоянных и временных нагрузок, от распора рамы и опорных моментов (см. табл. 13.1). Расчетные усилия получают суммированием отдельных составляющих в их неблагоприятном сочетании.

Узлы сопряжения ферм с колонной выполняются, как правило, на болтах и имеют определенную податливость. В процессе эксплуатации может произойти ослабление соединений и степень защемления фермы на опоре уменьшится. Опорные моменты и распор рамы определяют с учетом всех нагрузок (постоянных, снеговых, крановых, ветровых), которых может и не быть. Поэтому разгружающее влияние опорных моментов и распора рамы обычно не учитывают.

Если усилия в рассматриваемом стержне от распора рамы, опорных моментов и вертикальной нагрузки имеют одинаковые знаки, то принимают их сумму. Если знаки усилий разные и усилия от распора и моментов меньше по абсолютному значению, то за расчетное берут усилие только от вертикальной нагрузки. Если же усилия имеют разные знаки и усилия от распора и моментов больше усилий от вертикальной нагрузки, то стержень должен быть проверен и на алгебраическую сумму этих усилий.

При обеспечении достаточной жесткости узла сопряжения ферм и колонн, например при соединении на сварке, может быть учтено разгружающее влияние опорных моментов от постоянной и снеговой нагрузок. Для этого расчет фермы следует проводить для каждой нагрузки раздельно с учетом соответствующих рамных моментов и распора и составлять расчетные комбинации, вызывающие наиболее неблагоприятные усилия.

Подбор сечения элементов ферм покрытия, расчет и конструирование промежуточных узлов выполняются так же, как для обычных свободно опертых ферм (см. гл. 9).

13.2.3. Опорные узлы. Конструкция опорных узлов ферм зависит от способа сопряжения фермы с колонной.

При шарнирном сопряжении наиболее простым является узел опирания фермы на колонну сверху с использованием дополнительной стойки (надколонника) (рис. 13.8, *а*). При таком решении возможно опирание ферм как на металлическую, так и на железобетонную колонну. Аналогично решается и узел опирания стропильной фермы на подстропильную (рис. 13.8, *в*).

Опорное давление фермы передается с опорного фланца фермы через строганые или фрезерованные поверхности на опорную плиту колонны или опорный столик подстропильной фермы. Опорный фланец для четкости опирания выступает на 10—20 мм ниже фасонки опорного узла. Площадь торца фланца определяется из условия смятия $A \geq F_R / R_p$, где R_p — расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки).

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

При жестком сопряжении стропильная ферма примыкает обычно к колонне сбоку (рис. 13.9).

Опорное давление F_R передается на опорный столик. Опорный столик делают из листа $t = 30...40$ мм, при небольшом опорном давлении ($F_R \leq 200...250$ кН) из уголков со срезанной полкой. Учитывая возможный эксцентриситет передачи нагрузки, возникающий из-за неплотного опирания фланца и его перекоса в своей плоскости, угловые швы крепления столика рассчитывают на усилие $F = 1{,}2F_R$. Опорный фланец крепят к полке колонны на болтах грубой или нормальной точности, которые ставят в отверстия на 3—4 мм больше диаметра болтов, чтобы они не могли воспринять опорную реакцию фермы в случае неплотного опирания фланца на опорный столик.

Горизонтальные усилия от опорного момента $H_1 = M_1 / h_{оп}$ воспринимаются узлами крепления верхнего и нижнего поясов. Последний дополнительно воспринимает уси-

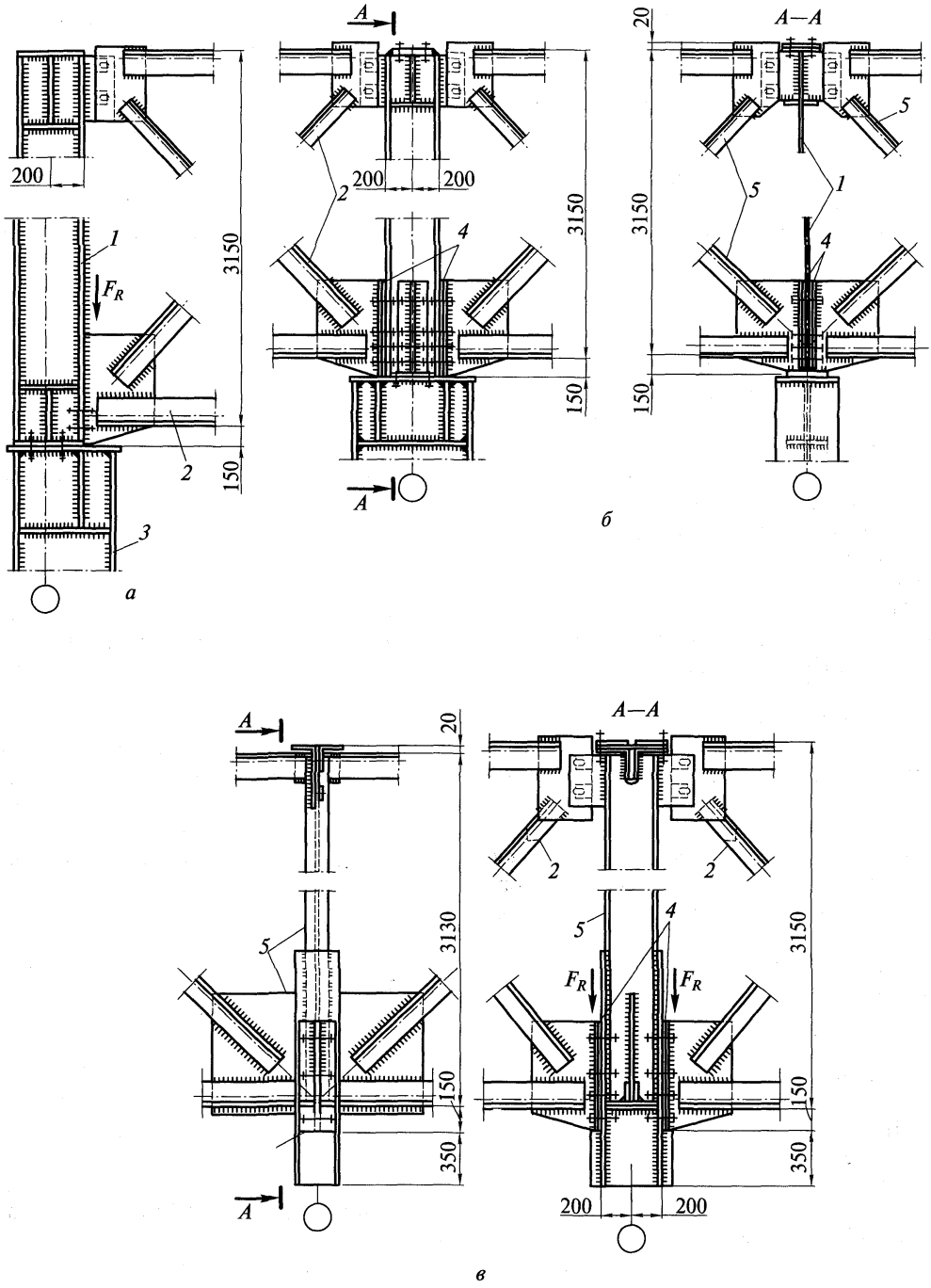


Рис. 13.8. Узлы опирания ферм на колонну сверху:

а — на колонну крайнего ряда; *б* — на колонну среднего ряда; *в* — на подстропильную ферму; *1* — надколонник; *2* — стропильная ферма; *3* — колонна; *4* — монтажные прокладки; *5* — подстропильная ферма

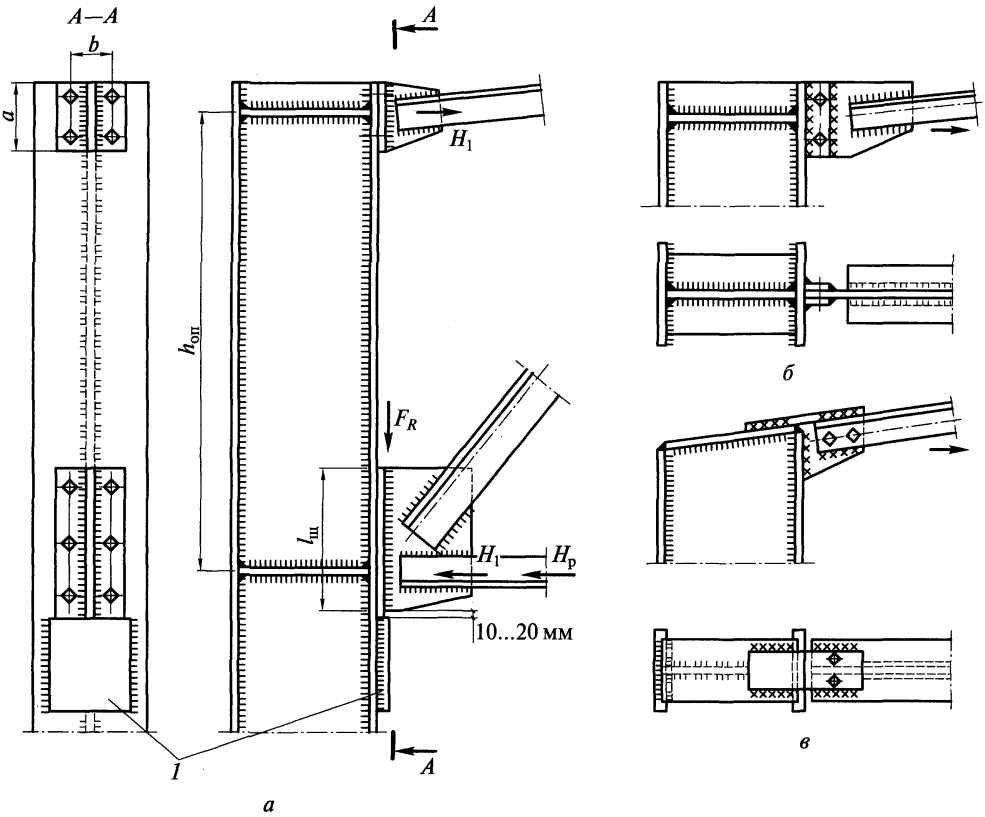


Рис. 13.9. Узел опирания стропильной фермы на колонну сбоку:

а — общий вид; *б* и *в* — варианты крепления верхнего пояса при жестком соединении ригеля с колонной; *1* — опорный столик

лие от распора рамы $H_р$. В большинстве случаев опорный момент фермы имеет знак «минус», и сила H_1, как и $H_р$, прижимает фланец узла нижнего пояса к колонне.

Напряжения по поверхности контакта невелики, и их можно не проверять. Если сила $H = H_1 + H_р$ отрывает фланец от колонны (при положительном знаке момента), то болты крепления фланца к колонне работают на растяжение и их прочность следует проверить с учетом внецентренного (относительно центра болтового поля) приложения усилия.

Швы крепления фланца к фасонке воспринимают опорную реакцию фермы F_R и внецентренно приложенную силу H (центр шва не совпадает с осью нижнего пояса). Под действием этих усилий угловые швы работают на срез в двух направлениях (рис. 13.10).

Прочность соединения по металлу шва проверяется в точке действия наибольших результирующих напряжений (точка *А*) по формуле

$$\tau = \sqrt{(\tau_F)^2 + (\tau_H + \tau_M)^2} \le R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c, \qquad (13.9)$$

где $\tau_M = M / W_f = 6He/(2\beta_f k_f l_w^2)$; $\tau_F = F_R/(2\beta_f k_f l_w)$; $\tau_H = H/(2\beta_f k_f l_w)$.

Если $\beta_f R_{wf}\gamma_{wf} > \beta_z R_{wz}\gamma_{wz}$, то необходимо сделать проверку по основному металлу по границе сплавления.

В узле крепления верхнего пояса сила H_1 стремится оторвать фланец от колонны и вызывает его изгиб (рис. 13.11). Момент при изгибе фланца определяют как в защемленной балке пролетом b, равным расстоянию между болтами:

$$M_{фл} = H_1 b / 8.$$

Напряжения во фланце

$$\sigma = M_{фл} / W = 3H_1 b / (4at_{фл}^2) \le R_y \gamma_c,$$

где a и $t_{фл}$ — длина и толщина фланца.

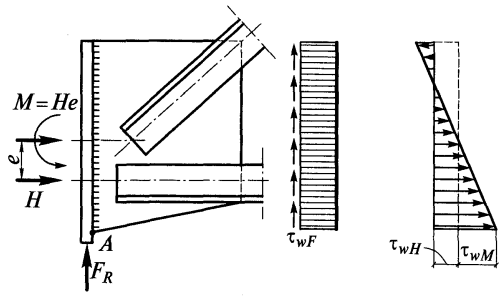


Рис. 13.10. Расчетные схемы шва крепления фланца к фасонке

Желательно, чтобы линия действия силы H_1 проходила через центр фланца. В этом случае усилие растяжение во всех болтах одинаково, и необходимое число болтов $n = H_1 / (\gamma_c [N]_b)$, где $[N]_b$ — несущая способность одного болта на растяжение (см. гл. 4).

Шов крепления фланца к фасонке работает на срез, и его высоту определяют по формуле

$$k_f \ge H_1 / [2a(\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c]. \qquad (13.10)$$

Если линия действия силы H_1 не проходит через центр фланца, то швы и болты рассчитывают с учетом эксцентриситета.

В случае действия больших опорных моментов и при необходимости повышения жесткости узла сопряжения ригеля с колонной целесообразно выполнить соединение верхнего пояса с колонной на сварке (см. рис. 13.9, *б*, *в*).

Если фланец сделать тонким ($t_{фл}$ = 8...10 мм) возможно малой длины, а расстояние между болтами по горизонтали принять достаточно большим (b = 160...200 мм), то он будет гибким и не сможет воспринимать сколько-нибудь существенную силу (см. рис. 13.11, *а*).

Предельная сила H_1, которую может воспринять фланец с учетом образования пластического шарнира, определяется из выражения

$$\sigma = M_{фл} / W_{пл} = (H_1 b / 8) / (at_{фл}^2 / 4) = R_y k,$$

где $W_{пл} = at_{фл}^2 / 4$ — пластический момент сопротивления фланца; k = 1,3 — коэффициент, учитывающий вероятность повышенных значений предела текучести (см. рис. 1.6).

Отсюда $H_{1,\max} = 2at_{фл}^2 R_y k / b$. Максимальный опорный момент, который может возникнуть в узле сопряжения фермы с колонной, $M_{оп,\max} = H_{1,\max} h_{оп}$. При малом значении предельного опорного момента им можно пренебречь и считать сопряжение ригеля с колонной шарнирным.

Другим вариантом шарнирного узла при примыкании фермы к колонне сбоку является сопряжение верхнего пояса с колонной на болтах нормальной точности, поставленных в рассверленные (или овальные) отверстия по типу узла, показанного на рис. 13.8, *а*.

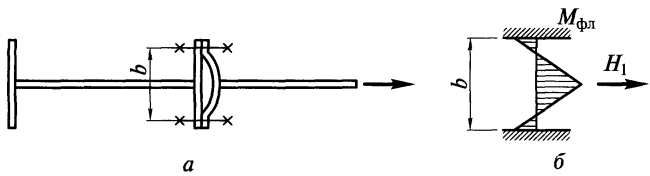


Рис. 13.11. Расчетные схемы узла крепления верхнего пояса:
а — работа фланца; *б* — расчетная схема

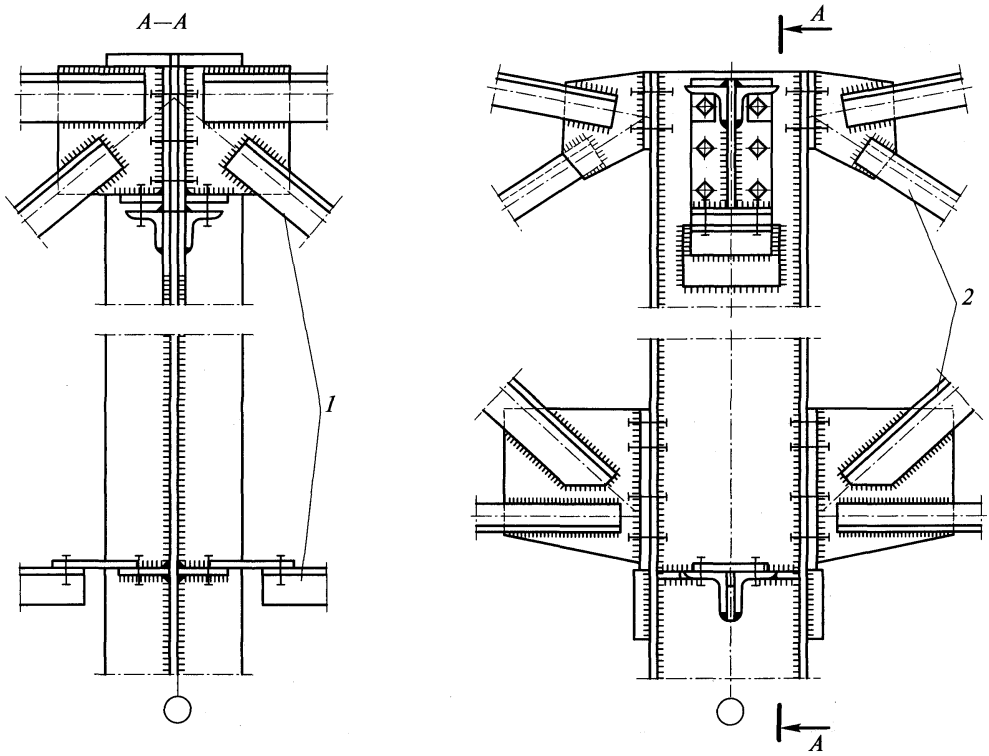


Рис. 13.12. Узел опирания подстропильной фермы на колонну:
1 — подстропильная ферма; *2* — стропильная ферма

Опирание подстропильных ферм на колонны выполняется, как правило, шарнирным. Решение такого узла с надколенником показано на рис. 13.8, *б*. Работа и расчет его аналогичны узлу шарнирного опирания стропильных ферм.

При жестком сопряжении стропильных ферм с колоннами (опирание сбоку) для удобства монтажа целесообразно применить подстропильные фермы с нисходящим опорным раскосом (при другом решении ферму трудно завести между полками колонны) (рис. 13.12). Опорное давление подстропильной фермы передается через строганый торец на столик, приваренный к стенке колонны. Фланец опорного узла прикрепляют к стенке колонны болтами нормальной точности. Нижний пояс подстропильной фермы делают укороченным (чтобы его не нужно было заводить внутрь колонны) и крепят накладкой к ребру колонны.

Опирание стропильных ферм на подстропильные выполняется в большинстве случаев по шарнирной схеме. Вариант решения такого узла показан на рис. 13.8, *в*. При неразрезных стропильных фермах для обеспечения жесткости узла необходимо перекрыть верхние пояса стропильных ферм накладкой, рассчитанной на восприятие усилия от опорного момента. В узле нижнего пояса это усилие прижимает фланец фермы к стойке и дополнительные элементы для его восприятия не требуются.

13.3. Пример расчета стропильной фермы

13.3.1. Исходные данные. Параметры здания и нагрузки те же, что в примерах компоновки (см. гл. 11) и расчета рамы (см. гл. 12). Материал стержней ферм — сталь С245

R_y = 240 МПа = 24 кН/см^2 ($t \le 20$ мм); материал фасонок — С255. Элементы ферм выполнены из уголков.

13.3.2. Сбор нагрузок на ферму. *Постоянная нагрузка.* Состав кровли см. в табл. 12.5. Нагрузка от массы покрытия (за исключением веса фонаря), кН/м^2, $g'_{кр} = g_{кр} - \gamma_g g'_{фон} = 1{,}76 - 1{,}05 \cdot 0{,}10 = 1{,}6$.

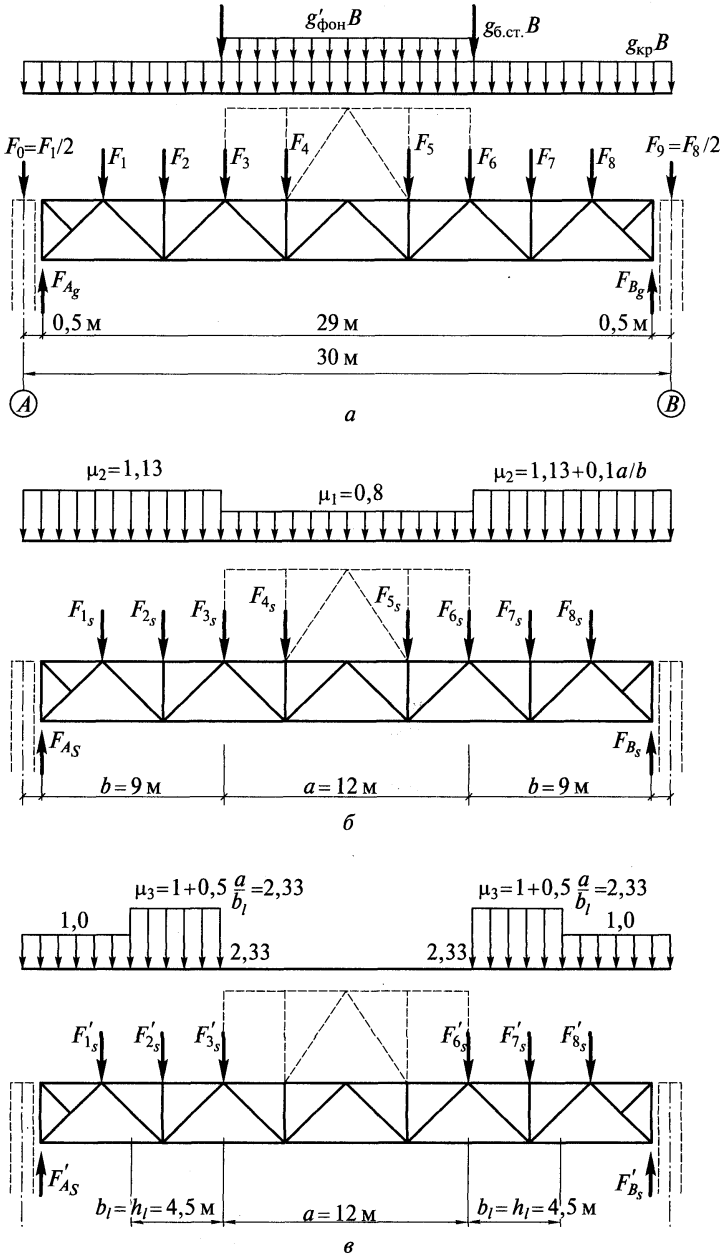


Рис. 13.13. Расчетные схемы к примеру расчета фермы:
а — схема постоянной нагрузки; *б* и *в* — схемы снеговой нагрузки

Массу фонаря в отличие от расчета рамы учитываем в местах фактического опирания фонаря на ферму. Масса каркаса фонаря на единицу площади горизонтальной проекций фонаря, кН/м^2, $g'_{фон} = 0{,}10$.

Масса бортовой стенки и остекления на единицу длины стенки, кН/м, $g_{б.ст} = 2{,}0$.

Узловые силы (рис. 13.13, *а*), кН:

$$F_1 = F_2 = g'_{кр}Bd = 1{,}6 \cdot 12 \cdot 3 = 57{,}6;$$

$$F_3 = g'_{кр}Bd + (g'_{фон}0{,}5d + g_{б.ст})B = 1{,}6 \cdot 12 \cdot 3 + (0{,}1 \cdot 0{,}5 \cdot 3 + 2)12 = 83{,}4; \text{ кН};$$

$$F_4 = g'_{кр}(0{,}5d + d)B + g'_{фон}B(0{,}5d + d) =$$
$$= 1{,}6 \cdot 12(0{,}5 \cdot 3 + 3) + 0{,}1 \cdot 12(0{,}5 \cdot 3 + 3) = 91{,}8.$$

Силы F_0 и F_9 приложены к колоннам и в расчете фермы не учитываются. Опорные реакции, кН, $F_{A,g} = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 2 \cdot 57{,}6 + 83{,}4 + 91{,}8 = 290{,}4$.

Снеговая нагрузка. Расчетная нагрузка, кН/м^2,

$$s = s_g\mu = 2{,}1\mu.$$

Узловые силы. Первый вариант снеговой нагрузки (рис. 13.13, *б*), кН:

$$F_{1s} = F_{2s} = 2{,}1 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 1{,}13 = 85{,}4;$$

$$F_{3s} = 2{,}1 \cdot 12 \cdot 3(0{,}8 + 1{,}13)/2 = 73;$$

$$F_{4s} = 2{,}1 \cdot 12(3 + 0{,}5 \cdot 3)0{,}8 = 90{,}7.$$

Опорные реакции, кН: $F_{A,s} = F_{1s} + F_{2s} + F_{3s} + F_{4s} = 2 \cdot 85{,}4 + 73 + 90{,}7 = 334{,}5$ кН. Второй вариант снеговой нагрузки (рис. 13.13, *в*), кН:

$$F'_{1s} = 2{,}1 \cdot 12 \cdot 3 = 75{,}6;$$

$$F'_{2s} = 2{,}1 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 2{,}33 = 176;$$

$$F'_{3s} = 2{,}1 \cdot 12(3/2)2{,}33 = 88{,}1.$$

Опорные реакции, кН: $F'_{A,s} = F'_{1s} + F'_{2s} + F'_{3s} = 340$.

Нагрузка от рамных моментов (см. табл. 12.6). Первая комбинация (сочетание 1, 2, 3*, 4, 5*), кН·м: $M_{1max} = -855$;

$M_{2соот} = -596$ (сочетание 1, 2, 3, 4*, 5).

Вторая комбинация (без учета снеговой нагрузки), кН·м: $M_1 = -855 - (-327) = -528$; $M_{2соот} = -596 - (-327) = -269$.

Нагрузка от распора рамы. Первая комбинация, кН:

$$H_1 = 24 + (35 + 40 + 17 + 4{,}3)0{,}9 = 110{,}7;$$

$$H_2 = 24 + (35 + 69 + 4{,}6 + 4{,}3)0{,}9 = 125{,}6.$$

Вторая комбинация, кН: $H'_1 = 24 + (40 + 17 + 4{,}3)0{,}9 = 79{,}2$;

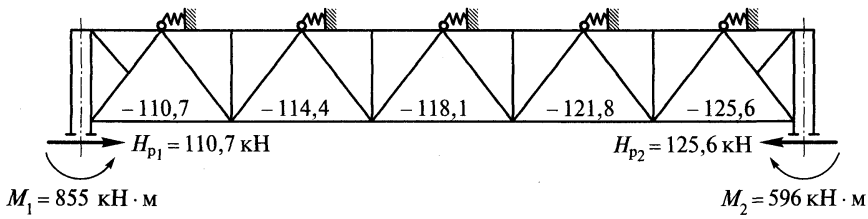


Рис. 13.14. Схема приложения опорных моментов и распора

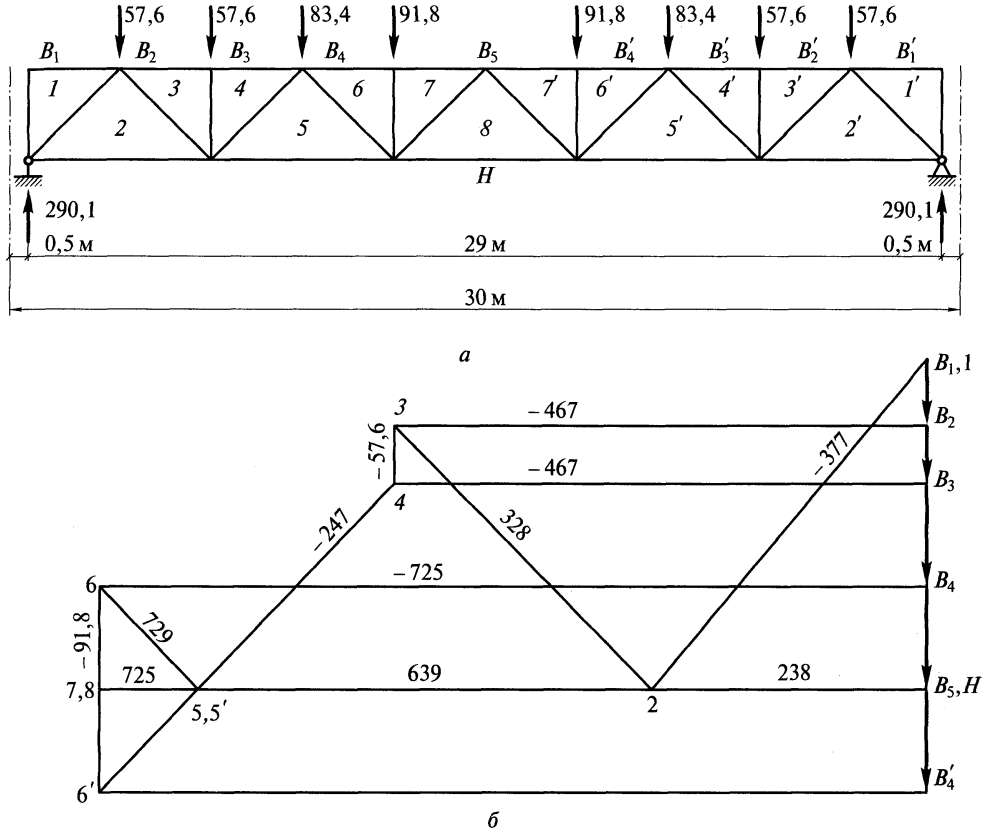


Рис. 13.15. Расчетная схема (*а*) и диаграмма усилий от постоянной нагрузки (*б*)

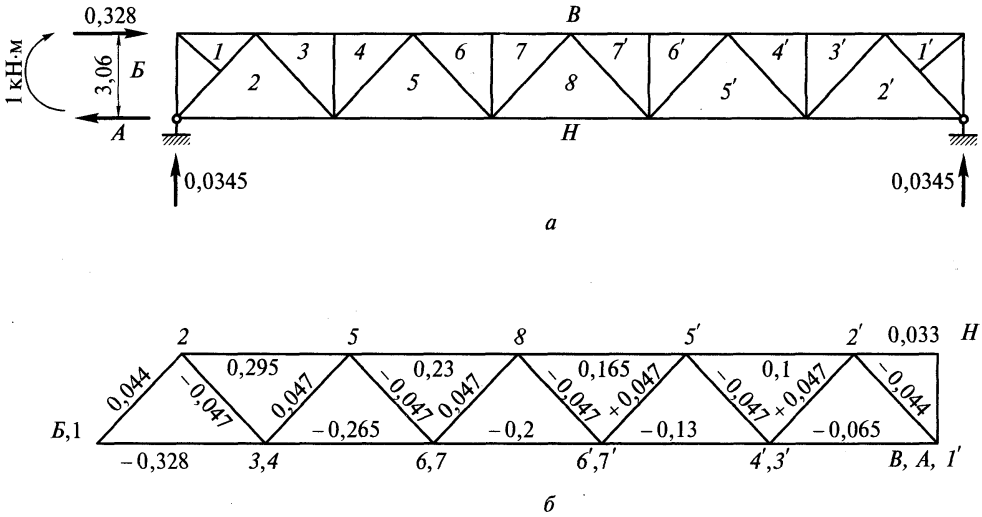


Рис. 13.16. Расчетная схема (*а*) и диаграмма усилий от единичного момента (*б*)

Таблица 13.1

Расчетные усилия в стержнях ферм, кН

Элемент	№ стержней	Усилия от постоянной нагрузки	Усилия от снеговой нагрузки		Усилия от опорных моментов				Усилия от распора рамы	Расчетные усилия			
			$\psi = 1$	$\psi = 0{,}9$	S_1 от $M_1 = 1$	S_2 от $M_2 = 1$	S_1M_1 $M_1 = -855$ кН·м (−528)*	S_2M_2 $M_2 = -596$ кН·м (−269)*		№ нагрузок	растяжение	№ нагрузок	сжатие
		1	2а	2в			3	4	5				
Верхний пояс	B_1—1	0	0	0	−0,328	0	280	0	—	3	280	—	—
	B_2—3	−467	−519	−467	−0,265	−0,065	226,6	39	—	—	—	1; 2а	−986
	B_3—4	−467	−519	−467	−0,265	−0,065	226,6	39	—	—	—	1; 2а	−986
	B_4—6	−725	−765	−689	−0,2	−0,13	171	77,5	—	—	—	1; 2а	−1490
	B_5—7	−725	−765	−689	−0,2	−0,13	171	77,5	—	—	—	1; 2а	−1490
Нижний пояс	Н-2	238	274	247	0,295	0,033	−156*	−9*	−79,2*	1; 2а	512	1; 3; 4; 5	−6,2
	Н-5	639	680	612	0,23	0,1	−122*	−27*	−82,9*	1; 2а	1319	—	—
	Н-8	725	765	689	0,165	0,165	−87*	−44*	−86,6*	1; 2а	1490	—	—
Решетка	1—2	−377	−435	−392	0,044	−0,044	−38	26	—	—	—	1; 2а	−812
	2—3	328	351	316	−0,047	0,047	40	−28	—	1; 2а	679	—	—
	4—5	−247	−231	−208	0,047	−0,047	−40	28	—	—	—	1; 2а	−478
	5—6	129	128	115	−0,047	0,047	40	−28	—	1; 2а	257	—	—
	7—8	0	0	0	0,047	−0,047	−40	28	—	—	—	1; 3; 4	−12
	3—4	−57,6	−176**	−158**	0	0	—	—	—	—	—	1; 2а	−234
	6—7	−91,8	−91	−82	0	0	—	—	—	—	—	1; 2а	−183

* По второй комбинации моментов и распоров.
** По второму варианту снеговой нагрузки.

Таблица 13.2

Таблица проверки сечений стержней ферм

Элемент	№ стержней	Расчетное усилие, кН: растяжение	Расчетное усилие, кН: сжатие	Сечение	Площадь A, см^2	l_x/l_y, см	i_x/i_y, см	λ_x/λ_y	$\bar{\lambda}_{max}$	$[\lambda]$	φ_{min}	γ_c	Проверка сечения: прочность $N/A_n \le R_y(\gamma_c/\gamma_n)$, кН/см^2	Проверка сечения: устойчивость $N/(\varphi A) \le R_y(\gamma_c/\gamma_n)$, кН/см^2
Верхний пояс	В—1	280	—	—	—	250/250	—	—	—	—	—	0,95	—	—
	В—2, В—4	—	986	160×10 ⊓	62,8	300/300	4,96/6,98	60,5/43	2,06	126	0,734	0,95	—	21,4 < 24
	B_1—6, B_5—7	—	1490	200×14 ⊓	109,2	300/600	6,2/8,67	48,4/69,2	2,36	130	0,685	0,95	—	19,9 < 24
В стадии монтажа $l_y = 1450$ см, $i_{y,\,ср} = (6{,}98 \cdot 8{,}5 + 8{,}67 \cdot 6)/14{,}5 = 7{,}3$; $\lambda_y = 1150/7{,}3 = 199 < [\lambda] = 220$														
Нижний пояс	Н—2	512	6,2	125×9 ⊓	44	550/550	3,86/5,55	142,5/99	4,86	150	0,313	0,95	11,6 < 24	0,45 < 24
	Н—5, Н—8	1319 1490	— —	160×10 ⊓	62,8	600/1800	4,96/6,98	121/258	—	250	—	0,95	23,7 < 24	—
Раскосы	1—2	—	812	160×100×10 ⊔	50,6	197/394	2,84/7,76	69/51	2,35	120	0,68	0,95	—	23,6 < 24
	2—3	679	—	⊓ 100×8	31	342/428	3,07/4,54	111/94	—	300	—	0,95	20,5 < 24	—
	4—5	—	478	⊓ 125×9	44	342/428	3,86/5,55	88/77	3,0	152	0,562	0,8	—	19,3 < 20,2
	5—6	257	—	⊓ 63×5	12,26	342/428	1,94/3,01	175/142	—	300	—	0,95	21 < 24	—
	7—8	—	–12	⊓ 63×5	12,26	342/428	1,94/3,01	175/142	6,0	180	0,211	0,8	—	4,6 < 20,2
Стойки	3—4	—	–234	⊓ 90×6	21,2	244/305	2,78/4,11	88/74	3,0	150	0,562	0,8	—	19,6 < 20,2
	6—7	—	–183	⊓ 90×6	21,2	244/305	2,78/4,11	88/74	3,0	150	0,562	0,8	—	15,4 < 20,2

$$H'_2 = 24 + (69 + 4{,}6 + 4{,}3)0{,}9 = 94{,}1.$$

Схема приложения опорных моментов и распора приведена на рис. 13.14.

13.3.3. Определение усилий в стержнях фермы. Усилия в стержнях фермы определяем раздельно для каждой нагрузки с помощью построения диаграммы Максвелла—Кремоны или на ЭВМ.

При вычерчивании схемы фермы (рис. 13.15, *а*) за расчетную высоту принимается расстояние между осями поясов. Сумму привязок осей поясов таврового сечения к их внешним граням можно принять равной 100 мм. Уклоном фермы при $i = 0{,}025$ можно пренебречь.

Для симметричных нагрузок (постоянная и снеговая) достаточно построить диаграммы усилий только для половины фермы. Диаграмма усилий от постоянной нагрузки приведена на рис. 13.15, *б*. Аналогично строится диаграмма усилий от снеговой нагрузки.

Максимальные усилия в стержнях фермы от снеговой нагрузки (за исключением стоек в местах образования снеговых мешков) получаются, как правило, при 1-м варианте загружения. Поэтому в курсовом проекте можно ограничиться построением диаграмм усилий от 1-го варианта снеговой нагрузки, а по 2-му варианту определить только усилия в стойках. Эти усилия равны узловым нагрузкам.

Для определения усилий от опорных моментов удобно построить диаграммы от единичного момента, приложенного к левой опоре; зеркальное отображение этих усилий дает значение усилий в стержнях фермы от единичного момента, приложенного к правой опоре.

Усилия от единичных моментов умножаются на соответствующие величины моментов и суммируются. Для построения диаграммы единичный момент заменяется парой сил с плечом, равным расчетной высоте фермы на опоре, кН:

$$H = M/(h_{оп} - \sum z_0) = 1/(3{,}15 - 0{,}1) = 0{,}328.$$

Вертикальные опорные реакции фермы равны, кН:

$$F_A = -F_B = M/l = 1/29 = 0{,}0345.$$

Диаграмма усилий от единичного опорного момента приведена на рис. 13.16. Усилия от распора рамы при фермах с восходящим опорным раскосом прикладывают целиком к нижнему поясу. При учете пространственной работы каркаса усилия от распора на левой и правой опорах неравны, так как диск покрытия и продольные горизонтальные связи перераспределяют часть усилия на соседние рамы. Фактически верхний пояс фермы (за счет включения диска покрытия) имеет горизонтальные упругие закрепления (см. рис. 13.14). Приближенно можно принять, что усилие в нижнем поясе меняется линейно.

Таблица 13.3

Расчет швов

№ стержня	Сечение	N, кН	Шов по обушку			Шов по перу		
			$N_{об}$, кН	k_f, см	l_w, см	$N_п$, кН	k_f, см	l_w, см
1—2	160×100×10	812	$0{,}75N = 609$	0,8	23	$0{,}25N = 203$	0,6	11
2—3	100×8	679	$0{,}7N = 475$	0,8	18	$0{,}3N = 204$	0,6	11
3—4	90×6	234	164	0,6	9	70	0,4	6
4—5	125×9	478	345	0,8	14	143	0,6	8
5—6	63×5	257	180	0,6	10	77	0,4	7
6—7	90×6	183	128	0,6	7	55	0,4	5
7—8	63×5	12	8	0,6	5	4	0,4	5

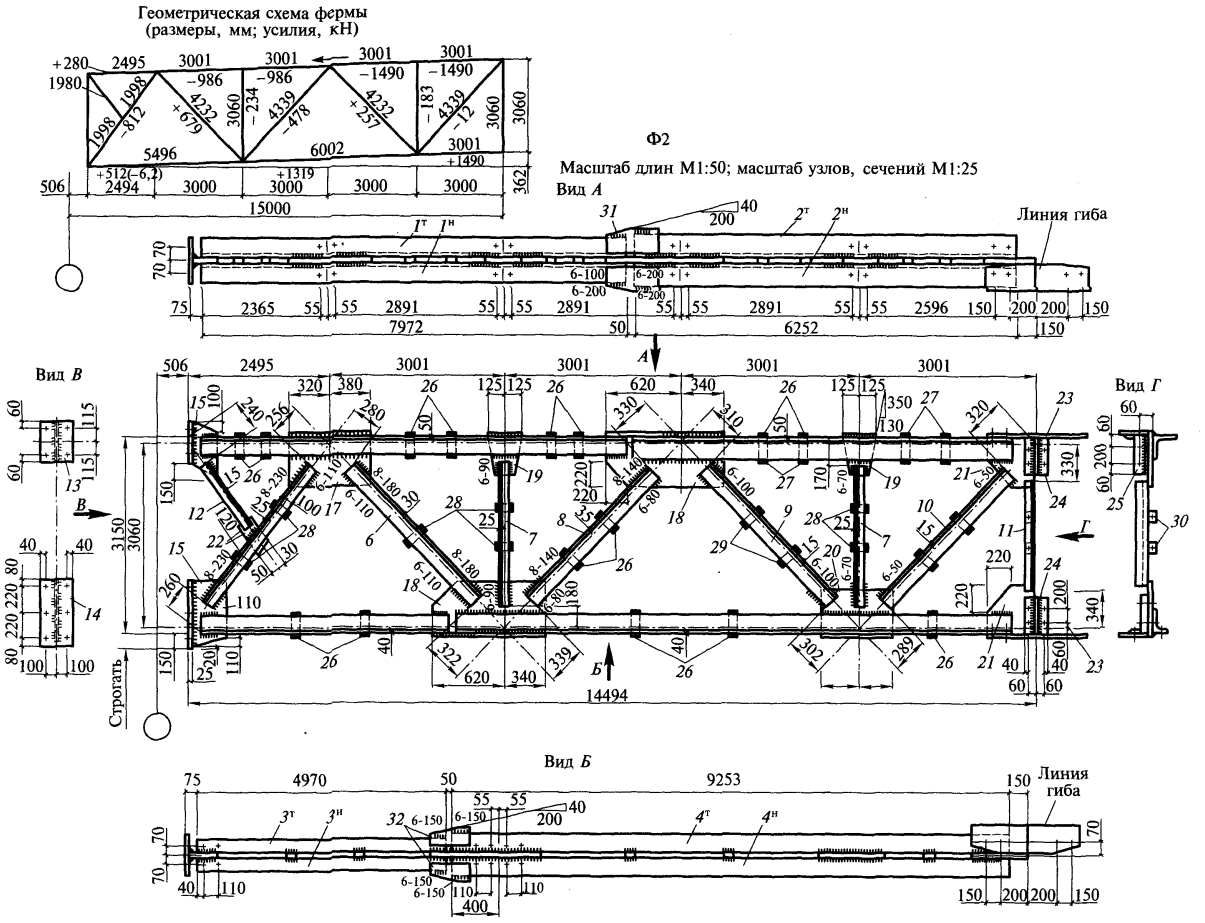


Рис. 13.17. Отправочная марка фермы Ф-2

Усилия от всех видов загружения сводим в таблицу расчетных усилий в стержнях фермы (табл. 13.1) и находим суммарные расчетные усилия. Усилия от опорных моментов и распора рамы учитываем только в том случае, если они догружают стержень или меняют знак усилия. При учете усилий от опорных моментов снеговая нагрузка вводится с коэффициентом сочетания $\psi = 0{,}9$. так как опорные моменты определены от нескольких кратковременных нагрузок.

13.3.4. Подбор и проверка сечений стержней ферм. Выполняется в соответствии с методикой, изложенной в гл. 9. Результаты расчета сведены в табл. 13.2. При расчете принят коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0{,}95$. Значения предельной гибкости [λ] указаны в соответствии с подразд. 9.4.4.

13.3.5. Расчет сварных швов прикрепления раскосов и стоек к фасонкам. Для сварки узлов фермы применяем полуавтоматическую сварку проволокой Св-08Г2С $d = 1{,}4...2$ мм; $k_{f\max} = 8$ мм; $\beta_f = 0{,}9$; $\beta_z = 1{,}05$; $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$ (см. гл. 4); $R_{wf}\beta_f = 215 \cdot 0{,}9 = 193 > R_{wz} = 0{,}45 \cdot 370 \times \times 1{,}05 = 175$. Несущая способность швов определяется прочностью по границе сплавления $(\gamma_w \beta R_w)_{\min} = 175$ МПа $= 17{,}5$ кН/см^2.

Длина сварных швов определяется по формуле

$$l_w = N/[2k_f(\beta\gamma_w R_w)_{\min}] + 1 \text{ см}.$$

Расчет швов приведен в табл. 13.3. Пример оформления деталировочного чертежа отправочной марки фермы дан на рис. 13.17.

13.4. Фонари

В зависимости от назначения фонари производственных зданий подразделяются на светоаэрационные (рис. 13.18) и аэрационные. Наиболее широко применяются продольные П-образные фонари с наружным отводом воды. Для пролета 24 м ширина фонаря принимается 6 м, для больших пролетов — 12 м.

Высота фонаря зависит от требуемой освещенности и определяется светотехническим расчетом. Типовые фонарные переплеты имеют высоту 1250 и 1750 мм и устанавливаются в один или два яруса. Для фонарей шириной 6 м применяют одну ленту остекления высотой 1250 мм; для фонарей шириной 12 м — одну ленту остекления высотой 1750 или две ленты высотой до 1250 мм. Полная высота фонаря $h_{фон}$ складывается из высоты переплетов остекления и высот борта и карниза фонаря. Борт фонаря под переплетами должен иметь высоту 600—800 мм, чтобы остекление не заносило

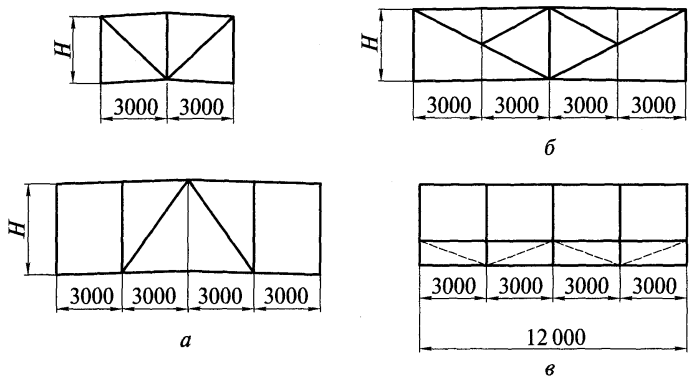


Рис. 13.18. Схемы светоаэрационных фонарей стоечного типа (*а*), с поперечной фермой (*б*), схема фонарной панели в плоскости остекления (*в*)

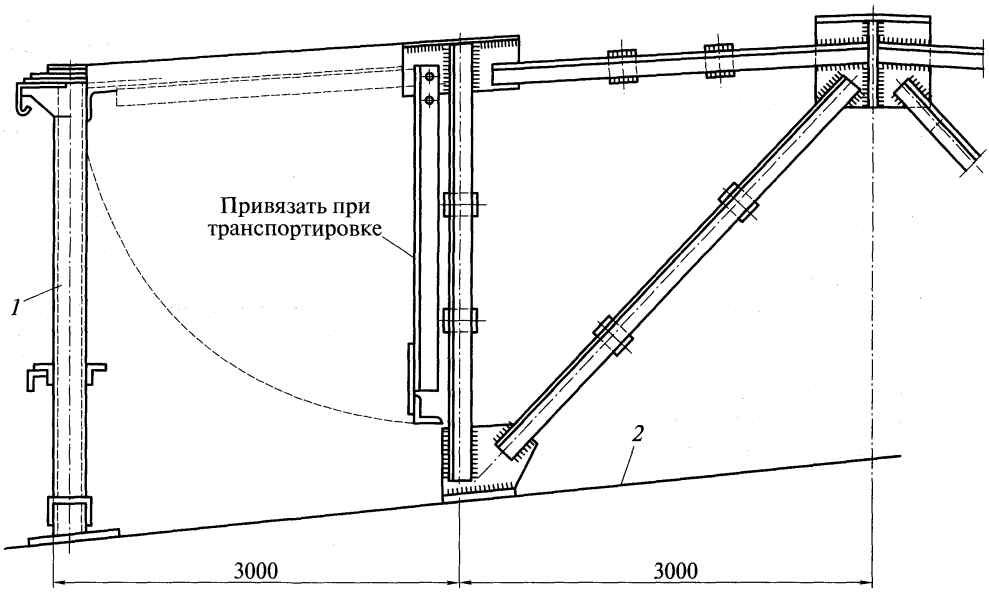


Рис. 13.19. Конструктивное решение светоаэрационного фонаря с фонарными панелями:
1 — фонарная панель; *2* — грань верхнего пояса стропильной фермы

снегом, карниз фонаря — высоту 300—400 мм. Переплеты могут быть глухими или открывающимися, для их открывания используются специальные механизмы.

Основными элементами фонаря являются поперечная конструкция, продольная конструкция для крепления остекления и система связей. Поперечная конструкция фонаря (см. рис. 13.18, *а*) состоит из стоек, воспринимающих вертикальную нагрузку от

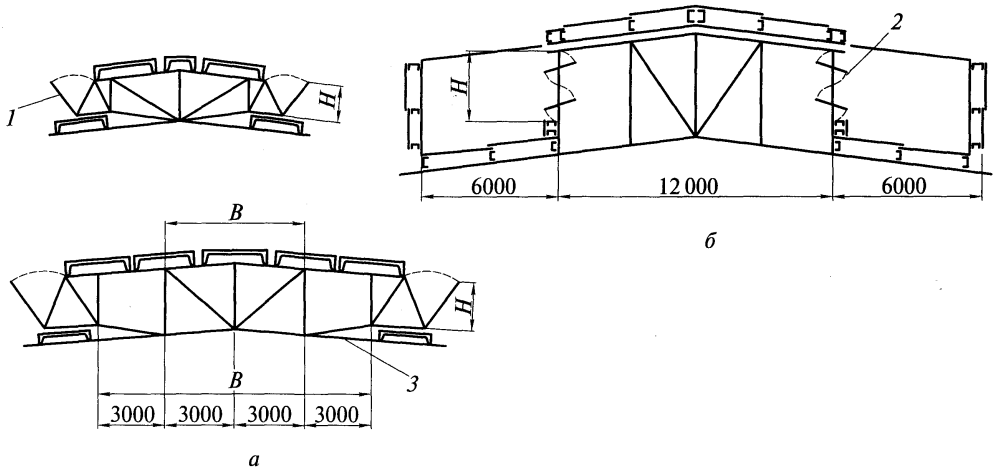


Рис. 13.20. Схемы аэрационных фонарей:
а — с поворотными щитами *1*; *б* — с поворотными створками *2*; *3* — верхний пояс стропильной фермы

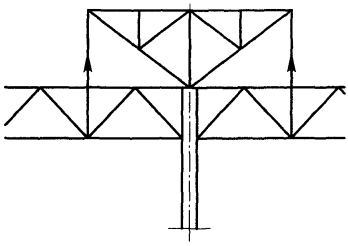


Рис. 13.21. Схема фонаря по среднему ряду колонн

покрытия и снега, и раскосов, служащих для обеспечения неизменяемости фонаря и восприятия ветровых нагрузок. Иногда применяются фонари с поперечной конструкцией в виде фермы (рис. 13.18, *б*). Длинные сжатые раскосы таких фонарей получаются достаточно тяжелыми, поэтому расход стали на них выше, чем при стоечных фонарях, однако они удобнее в монтаже.

Продольная конструкция фонаря часто выполняется в виде фонарной панели. Такие панели целиком изготовляются на заводе из легких профилей и включают в себя стойки и ригели остекления. В нижней части панели устанавливаются раскосы, благодаря чему она воспринимает нагрузку от остекления и бортовых плит (рис. 13.18, *в*).

Конструктивное решение фонарей с продольными панелями (рис. 13.19) повышает степень их заводской готовности и упрощает монтаж конструкций.

Для восприятия ветровых нагрузок на торец фонаря, а также для обеспечения неизменяемости конструкций в продольном направлении по фонарям устанавливают связи, горизонтальные поперечные по верхним поясам фонарей и вертикальные. Конструктивное решение связей по фонарям аналогично конструкции связей по стропильным фермам.

Поскольку при использовании фонарей увеличивается объем здания, повышаются расходы на его отопление, затрудняется эксплуатация кровли и создаются условия для образования снеговых мешков, в последние годы для естественного освещения часто применяют светопрозрачные кровельные панели, зенитные фонари и т.д.

Аэрационные фонари предназначены только для аэрации зданий и применяются там, где производство связано с большими тепловыделениями. Для создания тяги и предотвращения задувания фонарей устанавливаются ветроотбойные щиты, которые могут подвешиваться к консольной части конструкции фонаря или опираться непосредственно на покрытие здания. Для регулирования воздухообмена применяются поворотные створки в продольных фонарных панелях.

Размер горловины (проема) аэрационных фонарей и их высота определяются специальным расчетом в соответствии с заданным режимом аэрации. Схемы типовых аэрационных фонарей представлены на рис. 13.20.

Фонари рассчитывают на нагрузки от покрытия, снеговую и ветровую по упрощенной схеме в предположении шарнирности всех узлов. Раскосы стоечных фонарей (см. рис. 13.18, *а*) рассчитывают только на растяжение. Сжатые раскосы при высокой их гибкости считаются выключающимися из работы.

В многопролетных зданиях фонари иногда располагают по оси колонн (общий фонарь для двух пролетов (рис. 13.21). При достаточной жесткости крепления стоек (например, на сварке) фонарь включается в работу покрытия, что приводит к перераспределению усилий в элементах фермы. Это необходимо учитывать при проектировании.

ГЛАВА 14

КОЛОННЫ

14.1. Типы колонн

В каркасах одноэтажных производственных зданий применяются стальные колонны трех типов: постоянного по высоте сечения, переменного по высоте сечения (ступенчатые) и в виде двух стоек, не жестко связанных между собой (раздельные).

В колоннах постоянного по высоте сечения (рис. 14.1, *а*) нагрузка от мостовых кранов передается на стержень колонны через консоли, на которые опираются подкрано-

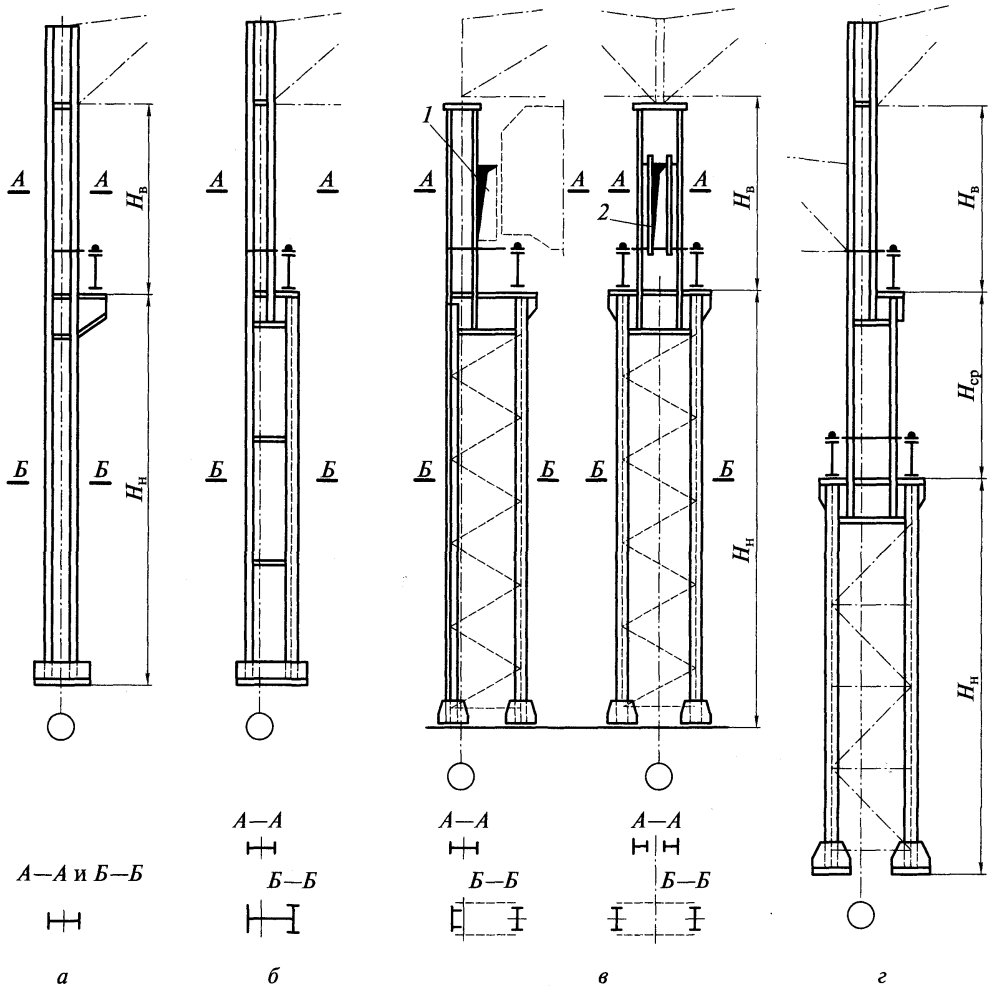


Рис. 14.1. Колонны производственных зданий:

а — постоянного по высоте сечения; *б*, *в* и *г* — ступенчатые; *1* — габарит прохода; *2* — проход

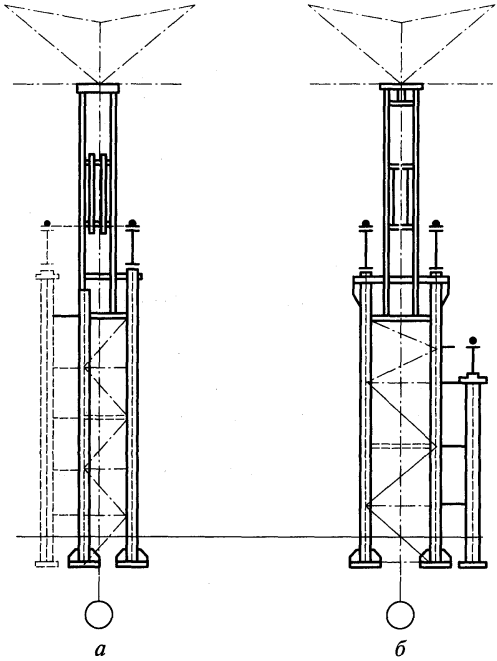


Рис. 14.2. Раздельные колонны:
а — при расширении здания; *б* — при низко расположенных тяжелых кранах

вые балки. Стержень колонны может быть сплошного или сквозного сечения. Большое достоинство колонн постоянного сечения (особенно сплошных) — их конструктивная простота, обеспечивающая небольшую трудоемкость изготовления. Эти колонны применяют при сравнительно небольшой грузоподъемности кранов (Q до 15—20 т) и незначительной высоте цеха (H до 8—10 м).

При кранах большой грузоподъемности выгоднее переходить на ступенчатые колонны (рис. 14.1, *б—г*), которые для одноэтажных производственных зданий являются основным типом колонн. Подкрановая балка в этом случае опирается на уступ нижнего участка колонны и располагается по оси подкрановой ветви.

В зданиях с кранами, расположенными в два яруса, колонны могут иметь три участка с разными сечениями по высоте (двухступенчатые колонны), дополнительные консоли и т.д. (см. рис. 14.1, *г*).

При кранах особого режима работы либо делают проем в верхней части колонны (при ее ширине не менее 1 м), либо устраивают проход между краном и внутренней гранью верхней части колонны (см. рис. 14.1, *в*).

Генеральные размеры колонн устанавливаются при компоновке поперечной рамы (см. подразд. 11.2).

В раздельных колоннах (рис. 14.2) подкрановая стойка и шатровая ветвь связаны гибкими в вертикальной плоскости горизонтальными планками. Благодаря этому подкрановая стойка воспринимает только вертикальное усилие от кранов, а шатровая работает в системе поперечной рамы и воспринимает все прочие нагрузки, в том числе горизонтальную поперечную силу от кранов.

Колонны раздельного типа рациональны при низком расположении кранов большой грузоподъемности и при реконструкции цехов (например, при расширении).

14.2. Расчет и конструирование стержня колонны

Колонны производственных зданий работают на внецентренное сжатие. Значения расчетных усилий — продольной силы N, изгибающего момента в плоскости рамы M_x (в некоторых случаях изгибающего момента, действующего в другой плоскости, M_y) и поперечной силы Q_x определяют по результатам статического расчета рамы (см. гл. 12). При расчете колонны необходимо проверить ее прочность, а также общую устойчивость и местную устойчивость элементов. Для обеспечения нормальных условий эксплуатации колонны должны обладать также необходимой жесткостью.

Сечения ступенчатых колонн подбирают раздельно для каждого участка постоянного сечения. Расчетные длины участков колонн в плоскости и из плоскости рамы определяются в зависимости от конструктивной схемы каркаса.

14.2.1. Расчетные длины. *Расчетная длина колонны в плоскости рамы.* Колонны здания входят в состав поперечной рамы, и для точного определения их расчетной длины

необходимо провести расчет на устойчивость рамы в целом, что весьма трудоемко. Обычно при определении расчетной длины колонны вводят ряд упрощающих предпосылок: рассматривают колонну как отдельно стоящий стержень с идеализированными условиями закрепления; загружают систему силами, приложенными только в узлах; не в полной мере учитывают пространственную работу каркаса и т.д. Как показывает опыт проектирования, такой подход идет в запас устойчивости.

Расчетная длина колонны (или ее участка с постоянным моментом инерции) в плоскости рамы l_x зависит от формы потери устойчивости и определяется как произведение геометрической длины l на коэффициент μ: $l_x = \mu l$. Расчетную длину можно рассматривать как эквивалентную из условия устойчивости длину шарнирно опертого стержня той же жесткости.

Для колонн с постоянным по высоте сечением коэффициенты расчетной длины μ принимают в зависимости от способа закрепления колонн в фундаменте и соотношения погонных жесткостей ригеля и колонны (учитывая упругое защемление верхнего конца) (рис. 14.3, *а*).

При жестком закреплении ригеля к колонне и при нагружении верхних узлов значения μ определяются по следующим формулам:

при шарнирном закреплении колонн в фундаментах

$$\mu = 2\sqrt{1 + 0,38 / n}; \qquad (14.1)$$

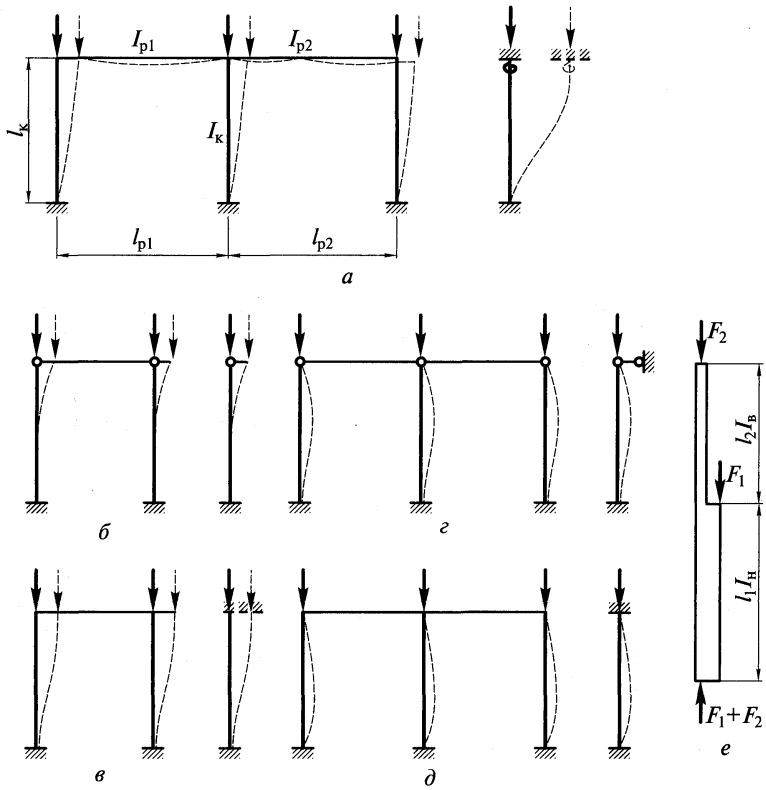


Рис. 14.3. Расчетные схемы к определению расчетных длин колонн:

а — постоянного сечения; *б*—*е* — ступенчатых; *б* — конец стойки свободен; *в* — конец закреплен только от поворота; *г* — шарнирно опертый конец; *д* — защемленный конец; *е* — схема одноступенчатой колонны

при жестком закреплении колонн в фундаментах

$$\mu = \sqrt{(n + 0,56)/(n + 0,14)}. \qquad (14.2)$$

В формулах (14.1) и (14.2)

$$n = (kl_c/(k + 1)I_c)(I_{s1}/l_1 + I_{s2}/l_2), \qquad (14.3)$$

где I_c и l_c — соответственно момент инерции и длина проверяемой колонны; I_{s1}, I_{s2}, l_1, l_2 — соответственно моменты инерции и длины ригелей, примыкающих к этой колонне; k — число пролетов.

При шарнирном креплении ригеля к колонне принимается $n = 0$.

Приведенный расчет идет в запас устойчивости, поскольку предполагается, что все колонны одновременно теряют устойчивость.

При наличии жесткого диска покрытия или системы продольных связей по покрытию, обеспечивающих пространственную работу каркаса, следует учесть неравномерное загружение колонн (особенно при крановых нагрузках). В этом случае коэффициент μ, полученный по формулам (14.1) и (14.2), умножают на величину $\sqrt{I_c \sum N_i/(N_c \sum I_i)}$, при этом значение μ следует принимать не менее 0,7. Здесь N_c и I_c — расчетное усилие и момент инерции рассматриваемой колонны; $\sum N_i$ и $\sum I_i$ — суммы соответственно расчетных усилий и моментов инерции всех колонн рассматриваемой рамы и четырех смежных (по две с каждой стороны).

Для ступенчатых колонн расчетные длины определяются раздельно для нижней $l_{x,1} = \mu_1 l_1$ и верхней $l_{x,2} = \mu_2 l_2$ частей колонн (μ_1 и μ_2 — коэффициенты расчетной длины нижнего и верхнего участков колонны).

Предполагается, что обе части колонны достигают критического состояния одновременно, при пропорциональном увеличении действующих в них усилий (простое нагружение), т.е. соотношение между критическими силами для отдельных участков равно отношению действующих в них усилий:

$$N_{1,cr}/N_{2,cr} = N_1/N_2 = (F_1 + F_2)/F_2 = \beta, \qquad (14.4)$$

где N_1 и N_2 — продольные усилия в нижней и верхней частях колонны; $N_{1,cr} = \pi^2 EI_н/(\mu_1 l_1)^2$ и $N_{2,cr} = \pi^2 EI_в/(\mu_2 l_2)^2$ — критические силы для верхней и нижней частей; F_1, F_2 — силы, приложенные к колонне в уступе и в верхнем узле (рис. 14.3, *е*); $I_н$, $I_в$— моменты инерции нижней и верхней частей колонны.

Подставив в формулу (14.4) выражения критических сил, получим

$$\alpha_1 = \mu_1/\mu_2 = (l_2/l_1)\sqrt{I_н/(I_в\beta)}. \qquad (14.5)$$

Для определения значения μ_1 следует рассмотреть условия закрепления концов колонны. Нижний конец колонны одноэтажного производственного здания обычно принимается защемленным. Для верхнего конца нормами проектирования предусмотрены четыре расчетные схемы закрепления.

1. Колонны однопролетных рам с шарнирным опиранием ригеля (рис. 14.3, *б*). Предполагается, что обе колонны поперечной рамы находятся в одинаковых условиях и могут одновременно потерять устойчивость (удерживающего влияния второй колонны нет). В этом случае считается, что верхний конец колонны свободен.

2. Колонны однопролетных рам с жесткими узлами сопряжения ригеля с колоннами (рис. 14.3, *в*). Обе колонны работают в одинаковых условиях и могут одновременно потерять устойчивость. Поскольку жесткость ригеля значительно больше жесткости колонны, поворотом верхнего конца колонны можно пренебречь. Считается, что колонна имеет верхний конец, закрепленный только от поворота.

3. Колонны двух- и многопролетных рам с шарнирным опиранием ригелей (рис. 14.3, *г*). В этом случае считается, что в момент потери устойчивости рассчитываемой колонны смещения ее верхнего конца не происходит (есть только поворот), так как она

удерживается другими устойчивыми колоннами. При такой схеме колонна имеет неподвижный шарнирно опертый верхний конец.

4. Колонны двух- и многопролетных рам с жестким сопряжением ригеля с колоннами. Аналогичные рассуждения позволяют считать, что колонна имеет неподвижный и закрепленный от поворота верхний конец (рис. 14.3, *д*).

В однопролетных рамах (см. рис. 14.3, *б* и *в*) горизонтальная реакция в верхних узлах колонн равна нулю и коэффициент μ_1 зависит от двух параметров: соотношения погонных жесткостей верхней и нижней частей колонны n и от величины коэффициента α_1 по формуле (14.5). Значения μ_1 в зависимости от этих параметров приведены в прил. 13.

Коэффициент расчетной длины верхнего участка колонны определяется из соотношения $\mu_2 = \mu_1/\alpha_1 \leq 3$ (если значение μ_2 получается более трех, то его принимают равным трем).

В двух- и многопролетных рамах (см. рис. 14.3, *г* и *д* в верхнем узле колонны возникает горизонтальная реакция (колонны закреплены от смещения), что усложняет решение задачи устойчивости. Приближенный способ расчета на устойчивость таких колонн, принятый в нормах проектирования, заключается в следующем.

Сначала колонну рассматривают под действием только силы F_1 (см. рис. 14.3, *е*), определяют ее критическое значение $F_{1,cr}$ и коэффициент расчетной длины нижней части колонны μ_{11}. Затем к колонне прикладывают только силу F_2, определяют ее критическое значение $F_{2,cr}$ и коэффициент расчетной длины нижней части колонны μ_{12}.

Условие устойчивости колонны при совместном действии сил F_1 и F_2 приближенно определяется из выражения

$$F_1/F_{1,cr} + F_2/F_{2,cr} \leq 1. \qquad (14.6)$$

Подставив в формулу (14.6) значения критических сил, определенных по формуле Эйлера, и учитывая, что $(F_1 + F_2)/F_2 = \beta$, получим выражение для определения коэффициента расчетной длины нижнего участка колонны с несмещаемым верхним концом:

$$\mu_1 = \sqrt{[\mu_{11}^2(\beta - 1) + \mu_{12}^2]/\beta}. \qquad (14.7)$$

Коэффициенты μ_{11} и μ_{12} в зависимости от параметров l_1/l_2 и $I_в/I_н$ для колонны с жестким и шарнирным сопряжением с ригелем приведены в нормах [7].

Коэффициент расчетной длины для верхнего участка колонны определяется по формуле $\mu_2 = \mu_1/\alpha_1 \leq 3$. При $l_2/l_1 \leq 0{,}6$ и $\beta \geq 3$ коэффициенты μ_1 и μ_2 можно определять по табл. 14.1.

При расчете рам возможны различные комбинации нагрузок с разными соотношениями расчетных усилий. При определении расчетных длин принимаются наибольшие значения продольных расчетных усилий, полученные значения μ используются для расчета при других комбинациях нагрузок.

Таблица 14.1

Коэффициенты μ_1 и μ_2 для одноступенчатых колонн одноэтажных промышленных зданий при $l_2/l_1 \leq 0{,}6$ и $\beta = (F_1 + F_2)/F_2 \geq 3$

Условия закрепления верхнего конца колонн	μ_1 для нижней части колонн		μ_2 для верхней части колонн
	$0{,}3 \geq I_в/I_н \geq 0{,}1$	$0{,}1 \geq I_в/I_н \geq 0{,}05$	
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

Для двухступенчатых колонн коэффициенты расчетной длины определяются аналогично, они приведены в нормах [7].

Расчетная длина колонны из плоскости рамы. Расчетную длину верхнего и нижнего участков колонны из плоскости рамы принимают равной наибольшему расстоянию между точками закрепления колонны от смещения вдоль здания (защемление колонны в фундаменте из плоскости рамы обычно не учитывают). Нижний участок колонны закреплен от смещения на уровне верха фундамента и нижнего пояса подкрановой балки. Иногда для сокращения расчетной длины вдоль здания устанавливают промежуточные распорки (см. рис. 11.5, *б*). Верхний участок колонн закреплен от смещения тормозными балками (или фермами), распорками по колоннам в уровне поясов стропильных ферм или поясами подстропильных ферм.

14.2.2. Сплошные колонны. Сплошные колонны обычно проектируют двутаврового сечения. Для колонн с постоянным по высоте сечением и надкрановых частей ступенчатых колонн применяются симметричные двутавры. Если момент одного знака значительно отличается по абсолютному значению от момента другого знака, то целесообразно применение несимметричного сечения.

Для снижения трудоемкости изготовления колонн рационально применение прокатных двутавров с параллельными гранями типа Ш (рис. 14.4, *а*). Однако расход стали в этом случае иногда несколько увеличивается.

Составные сечения компонуют из трех листов (рис. 14.4, *б*) или листов и сварных, а также прокатных двутавров (рис. 14.4, *в*). В колоннах крайних рядов для удобства крепления стенового ограждения используются сечения, показанные на рис. 14.4, *г*. При компоновке составных сечений необходимо обеспечить условия применения автоматической сварки (см. гл. 4), а также местную устойчивость полок и стенки.

Стержень внецентренно сжатой колонны (или ее участок) должен быть проверен на прочность и устойчивость как в плоскости, так и из плоскости рамы (см. гл. 2). Поскольку колонна не подвергается непосредственному воздействию динамических нагрузок, ее прочность проверяют с учетом развития пластических деформаций по формуле

$$[N/(A_n R_y \gamma_c)]^n + M_x/(c_x W_{xn} R_y \gamma_c) + M_y/(c_y W_{yn} R_y \gamma_c) \le 1, \qquad (14.8)$$

где N, M_x — продольная сила и момент, действующий в плоскости рамы; M_y — изгибающий момент из плоскости рамы (обычно он отсутствует); A_n, W_{xn}, W_{yn} — площадь и моменты сопротивления сечения нетто для наиболее нагруженного волокна; n, c — коэффициенты для расчета элементов на прочность с учетом развития пластических деформаций (см. прил. 6).

Проверку прочности необходимо делать только для колонн, имеющих ослабленные сечения, а также при значениях приведенного эксцентриситета $m_{ef} > 20$. В большинстве случаев несущая способность колонны определяется ее устойчивостью.

Проверку устойчивости сплошной внецентренно сжатой колонны в плоскости действия момента M_x (в плоскости рамы) выполняют по формуле

$$N/(\varphi_e A) \le R_y \gamma_c, \qquad (14.9)$$

где φ_e — коэффициент снижения расчетного сопротивления при внецентренном сжатии; зависит от условной гибкости

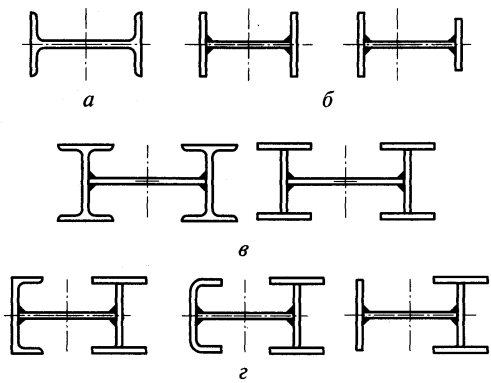


Рис. 14.4. Типы сечений сплошных колонн: *а* — из прокатного двутавра; *б*, *в* и *г* — сварные составные

стержня $\bar{\lambda}_x = \lambda_x\sqrt{R_y/E}$ и приведенного эксцентриситета $m_{ef} = \eta m_x$ (см. прил. 9); $m_x = e_x/\rho_x = M_x A/(NW_{cx})$ — относительный эксцентриситет; W_{cx} — момент сопротивления наиболее сжатого волокна; η — коэффициент влияния формы сечения (см. прил. 11).

Потеря устойчивости внецентренно сжатого стержня происходит в упругопластической стадии работы материала, поэтому при проверке устойчивости вводится коэффициент η, учитывающий степень ослабления сечения пластическими деформациями и зависящий от формы сечения.

Устойчивость внецентренно сжатого стержня зависит от характера эпюры моментов по длине стержня. Для колонн рамных систем значения M_x принимают равными максимальному моменту на длине участка постоянного сечения. Для других случаев значения момента определяют по нормам [7]. При проверке устойчивости следует рассмотреть возможные комбинации M_x и N (см. табл. 12.6) и выбрать из них наихудшие.

В плоскости действия момента M_x колонны имеют обычно более развитое сечение, поэтому если $I_x > I_y$, то возможна потеря устойчивости из плоскости действия момента (изгибно-крутильная форма потери устойчивости). Проверку устойчивости из плоскости действия момента выполняют по формуле

$$N/(c\varphi_y A) \le R_y\gamma_c, \tag{14.10}$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба, определяемый по прил. 8 в зависимости от гибкости $\lambda_y = l_y/i_y$; c — коэффициент, учитывающий влияние момента M_x при изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

Коэффициент c определяют по следующим формулам:

при $m_x \le 5$

$$c = \beta/(1 + \alpha\nu m_x), \tag{14.11}$$

где α, β, ν — коэффициенты, определяемые по прил. 12;

при $m_x \ge 10$

$$c = 1/(1 + m_x(\varphi_y/\varphi_b)), \tag{14.12}$$

где $\varphi_в$ — коэффициент снижения расчетного сопротивления при потере устойчивости балок (см. подразд. 7.4), в большинстве практических случаев при проверке устойчивости колонн $\varphi_b = 1{,}0$;

при $5 < m_x < 10$

$$c = c_5(2 - 0{,}2m_x) + c_{10}(0{,}2m_x - 1), \tag{14.13}$$

где c_5 определяют по формуле (14.11) при $m_x = 5$, а c_{10} — по формуле (14.12) при $m_x = 10$.

При определении относительного эксцентриситета $m_x = M_x A/(NW_{cx})$ за расчетный момент принимается: для стержней с шарнирно опертыми концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента, — максимальный момент в пределах средней трети длины (но не менее половины наибольшего по длине стержня момента); для консолей — момент в заделке.

При гибкости $\bar{\lambda}_y > 3{,}14$ коэффициент c не должен превышать значений, определяемых по нормам. Во всех случаях $c < 1$. Если колонна работает на сжатие и изгиб в двух плоскостях, то ее устойчивость следует проверить с учетом как M_x, так и M_y.

Практический подбор сечения сплошных колонн удобно выполнять в следующем порядке.

По методике, изложенной в подразд. 14.2.1, находят коэффициенты приведения μ и определяют расчетные длины l_x и l_y. В соответствии с формулой (14.9) требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = N/(\varphi_e R_y\gamma_c). \tag{14.14}$$

Для симметричного двутавра $i_x \approx 0{,}43h$, $\rho_x \approx 0{,}35h$, где h — высота сечения колонны, назначенная при компоновке рамы. В таком случае

$$\bar{\lambda}_x = (l_x / i_x)\sqrt{R_y / E} \approx (l_x / 0{,}43h)\sqrt{R_y / E};$$

$$m_x = e_x / \rho_x \approx M_x / (N 0{,}35h).$$

По полученным значениям m_x и $\bar{\lambda}_x$ по прил. 11 определяют коэффициент η. В первом приближении можно принять соотношение площадей полки и стенки $A_f / A_w = 0{,}5$. Зная значения приведенного эксцентриситета $m_{ef} = \eta m_x$ и условную гибкость $\bar{\lambda}_x$, по прил. 9 получим значение коэффициента φ_e, по формуле (14.14) — требуемую площадь сечения $A_{тр}$.

По требуемой площади $A_{тр}$ подбирают по сортаменту прокатный двутавр с параллельными гранями полок (тип Ш) или компонуют сечение из трех листов. Наиболее выгодным по расходу стали является тонкостенное сечение. Однако минимальная толщина листов ограничивается условиями местной устойчивости.

Потеря устойчивости внецентренно сжатой колонны в плоскости действия момента происходит в упругопластической стадии работы материала (см. гл. 2), и в наиболее сжатой полке и в примыкающей части стенки развиваются пластические деформации.

В целях предотвращения потери местной устойчивости стенки ее условная гибкость $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w)\sqrt{R_y / E}$ не должна превышать предельной $\bar{\lambda}_{uw}$.

Чем больше условная гибкость колонны $\bar{\lambda}_x$, тем меньше степень развития пластических деформаций и тем выше предельная гибкость стенки.

При $1 \le m_x \le 10$ предельная гибкость стенки определяется по следующим формулам:

при $\bar{\lambda}_x < 2$

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

при $\bar{\lambda}_x \ge 2$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1{,}2 + 0{,}35\bar{\lambda}_x. \qquad (14.15)$$

Во всех случаях $\bar{\lambda}_w$ не должна превышать 3.1.

При других значениях m_x значение $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется по нормам [6].

Толщина стенки из условий местной устойчивости получается достаточно большой, что делает сечение неэкономичным, особенно при высоте сечения колонны 700 мм и более. В ряде случаев целесообразно уменьшить толщину стенки, приняв $h_{ef} / t_w = 80 \ldots 120$, где t_w = (6, 8, 10, 12) мм, и обеспечить ее устойчивость постановкой продольных ребер

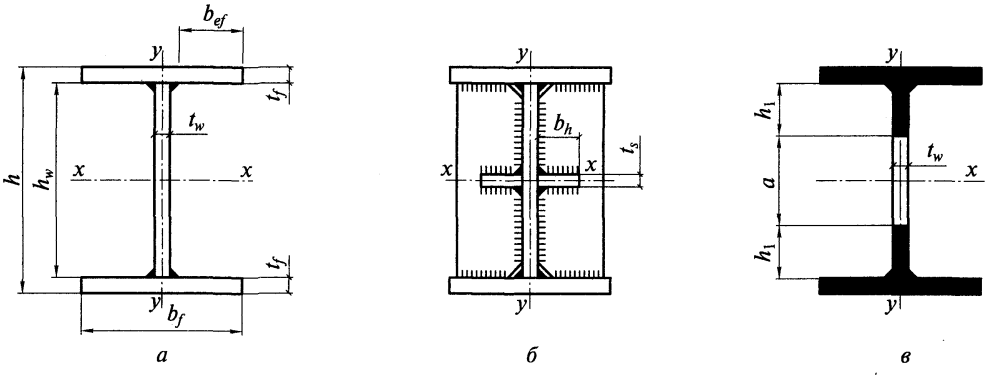


Рис. 14.5. Подбор сечения сплошных колонн:

а — сечение двутавровой колонны; *б* — при наличии продольного ребра жесткости; *в* — при потере местной устойчивости стенки

жесткости (рис. 14.5, *б*), расположенных с одной или двух сторон стенки. Продольные ребра включаются в расчетное сечение колонны. При этом часть стенки между поясом и ребром рассматривается как самостоятельная пластинка. Момент инерции продольного ребра относительно оси стенки должен быть не менее $I_{se} \geq 6h_{ef}t_w^3$. При постановке ребра с одной стороны стенки его момент инерции I_{se} вычисляется относительно оси, совмещенной с гранью стенки. Постановка продольных ребер значительно увеличивает трудоемкость изготовления колонны и целесообразна только при большой ее ширине (свыше 1000 мм).

Поскольку переход стенки в критическое состояние еще не означает потерю несущей способности стержня, нормы допускают использование закритической работы стенки. В этом случае неустойчивую часть стенки «*а*» считают выключившейся из работы и в расчетное сечение колонны включают в запас устойчивости два крайних участка стенки шириной по $h_1 \approx (0,4...0,5)t_w\bar{\lambda}_{uw}\sqrt{E/R_y}$ (рис. 14.5, *в*). Исключение части стенки из расчетного сечения учитывается только при определении площади сечения A, все прочие геометрические характеристики определяются для целого сечения.

Назначив толщину стенки, определяют требуемую площадь полки A_f:

$$A_{f,\text{тр}} = (A_{\text{тр}} - t_w h_{ef})/2,$$

или

$$A_{f,\text{тр}} = (A_{\text{тр}} - 2h_1 t_w)/2,$$

если местная устойчивость стенки не обеспечена. Для обеспечения устойчивости колонны из плоскости действия момента ширина полки принимается не менее $(^1/_{20}...^1/_{30})l_y$. Толщину полки назначают с учетом условия местной устойчивости. Для неокаймленной полки двутавра и тавра предельное отношение ширины свеса b_{ef} к толщине t_f определяется по формуле

$$[b_{ef}/t_f] = [0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x - 0,01(1,5 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x]\sqrt{E/R_y}. \qquad (14.16)$$

Для других типов сечений предельные значения $[b_{ef}/t_f]$ указаны в нормах.

Скомпоновав сечение колонны, проводят проверку ее устойчивости в плоскости и из плоскости действия момента по формулам (14.9) и (14.10).

Потеря устойчивости внецентренно сжатой колонны из плоскости действия момента определяется фибровой текучестью, т.е. стенка в этом случае работает в упругой стадии.

Устойчивость стенки при упругой работе (см. гл. 2) зависит от величин $\alpha = (\sigma_1 - \sigma_2)/\sigma_1$ и τ, где $\sigma_1 = N/A + My_c/I$ — наибольшее сжимающее напряжение в стенке (y_c — расстояние от центра тяжести до сжатого края стенки); $\sigma_2 = N/A - My_p/I$ — соответствующее напряжение у противоположного края стенки (y_p — расстояние от центра тяжести сечения до разгружаемого моментом края стенки); $\tau = Q/(h_{ef}t_w)$ — среднее касательное напряжение в стенке.

Таким образом, если сечение колонны определяется ее устойчивостью из плоскости действия момента, т.е. при проверке по формулам (14.9) и (14.10) $c\varphi_y < \varphi_e$, то предельная гибкость может быть повышена.

При $\alpha \geq 1$ предельная гибкость стенки определяется по формуле

$$\lambda_{uw} = 4,35\sqrt{(2\alpha - 1)E/[\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})]} \leq 3,8\sqrt{E/R_y}, \qquad (14.17)$$

где $\beta = 1,4(2\alpha - 1)(\tau/\sigma_1)$.

При $\alpha \leq 0,5$ значение $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется как для центрально сжатых элементов (см. гл. 8); при $0,5 < \alpha < 1$ — по интерполяции между значениями $\bar{\lambda}_{uw}$ при $\alpha = 0,5$ и $\alpha = 1,0$.

Если условие (14.17) соблюдается, то проверку устойчивости колонны из плоскости действия момента по формуле (14.10) проводят с учетом всей площади сечения. Если

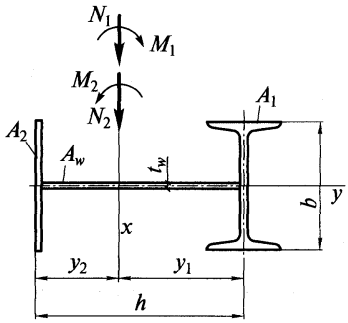


Рис. 14.6. Подбор сечения несимметричной колонны

условие (14.17) не выполняется, то в расчет включают два участка стенки шириной h_1 (см. рис. 14.5, *в*).

После проверки подобранного сечения в случае необходимости (при недонапряжении свыше 5 % или перенапряжении) проводят корректировку и повторную проверку.

Стенки сплошных колонн при $h_{ef}/t_w \geq 2,3\sqrt{E/R_y}$ нужно укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5...3)h_{ef}$ одно от другого, которые увеличивают жесткость колонны при кручении. На каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер.

Ширину выступающей части ребра b_h принимают не менее $h_{ef}/30 + 40$ мм для парного симметричного ребра и $h_{ef}/24 + 50$ мм для одностороннего ребра; толщину ребра t_s — не менее $2b_h\sqrt{R_y/E}$.

Сварные швы, соединяющие стенку и полки в составных сечениях, следует выполнять сплошными. Высоту швов назначают в зависимости от толщины полок (см. табл. 38* [7]).

В колоннах зданий, эксплуатируемых в неагрессивных и слабоагрессивных средах при температуре выше –40 °С, допускается применять односторонние швы, кроме мест примыкания вертикальных связей, кронштейнов, балок и других элементов, где обязательна двусторонняя сварка.

Для подбора несимметричного сечения следует рассмотреть два загружения с положительным и отрицательным моментами (рис. 14.6). Приближенно можно принять, что высота стенки и расстояние между центрами тяжести полок равны высоте сечения колонн $h_{ef} \approx h_f \approx h$; погрешность при таком допущении не превышает 5 %.

Введем следующие безразмерные параметры: показатель асимметрии $k = y_1/y_2$ и характеристику распределения материала в сечении $p = A_w/A$. В колоннах обычно $p = 0,25...0,6$. Требуемое значение k можно определить из условия равенства максимальных напряжений в крайних точках сечения, т.е. $\sigma_1 = \sigma_2$, где $\sigma_1 = N_1/A + M_1y_1/I$ — максимальные напряжения при 1-й комбинации усилий; $\sigma_2 = N_2/A + M_2y_2/I$ — то же, при 2-й комбинации усилий.

Продольная сила по длине участка ступенчатой колонны меняется незначительно, поэтому можно принять $N_1 \approx N_2 \approx N$, тогда $k = y_1/y_2 = M_2/M_1$.

Выразим геометрические характеристики сечения через полную площадь A и безразмерные характеристики k и p:

$$A_w = pA;\ I_x = Ah^2[k/(1+k)^2 - p/6];$$

$$y_1 = kh/(1+k);\ y_2 = h/(1+k);\ i_x = h\sqrt{k/(1+k)^2 - p/6};$$

$$\rho_{x1} = i_x^2/y_1 = \beta_1 h;\ \rho_{x2} = i_x^2/y_2 = \beta_2 h;$$

$$\beta_1 = 1/(1+k) - p(1+k)/k;$$

$$\beta_2 = k/(1+k) - p(1+k)/6.$$

Требуемую площадь $A_{тр}$ найдем из комбинации с максимальным по абсолютному значению моментом: $A_{тр} = N/(\varphi_e R_y \gamma_c)$. Значение φ_e определим по прил. 9, зная, что $\bar{\lambda}_x = (l_x/i_x)\sqrt{E/R_y}$ и $m_{ef} = \eta m_x = \eta M/(N\rho_x)$. Далее назначаем с учетом местной устойчивости толщину стенки и определяем площадь полок. Учитывая, что $y_2 = h/(1+k)$ и $y_2 \approx [A_{f1}h + A_w(h/2)]/A$, найдем $A_{f1} = A/(1+k) - A_w/2$ и $A_{f2} = A - A_{f1} - A_w$.

Компоновку полок выполняем так же, как и для симметричного сечения. В заключение проводим проверку подобранного сечения и его корректировку.

14.2.3. Решетчатые колонны. Стержень решетчатой колонны состоит из двух ветвей, связанных между собой соединительной решеткой. Решетку обычно устанавливают в двух плоскостях (по граням ветвей), хотя для легких колонн иногда применяют решетку, расположенную по оси сечения. Для лучшего включения обеих ветвей колонны в работу на вертикальную нагрузку от кранов в колоннах крайних рядов верхний конец первого (сверху) раскоса целесообразно крепить к подкрановой ветви (см. рис. 14.1, *в*).

Распространенные сечения сквозных колонн показаны на рис. 14.7. Для колонн крайних рядов чаще применяют несимметричные сечения с наружной ветвью швеллерной формы (для удобства примыкания стены) (рис. 14.7, *а*). Наиболее простой является ветвь из прокатного швеллера, применяемая только в легких колоннах; в более мощных колоннах ветвь проектируют либо из гнутого листа толщиной до 16 мм, либо составного сечения.

Колонны средних рядов проектируют обычно симметричного сечения (рис. 14.7, *б*) с ветвями из прокатных профилей (двутавр типа Ш) либо составного сечения. Сквозная колонна работает как ферма с параллельными поясами, от действующих в колонне расчетных усилий N и M в ее ветвях возникают только продольные усилия. Поперечную силу Q воспринимает решетка. Несущая способность колонны может быть исчерпана в результате потери устойчивости какой-либо ветви (в плоскости или из плоскости рамы) или колонны в целом (в предположении, что она работает как единый сквозной стержень).

Продольные усилия в ветвях колонны несимметричного сечения (рис. 14.8) определяют по следующим формулам:

в ветви 1

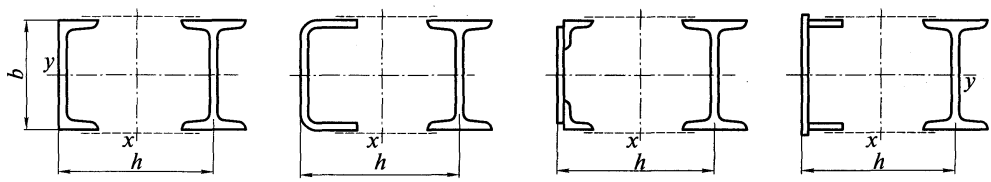
$$N_{в1} = N_1 y_2 / h_0 + M_1 / h_0; \qquad (14.18)$$

в ветви 2

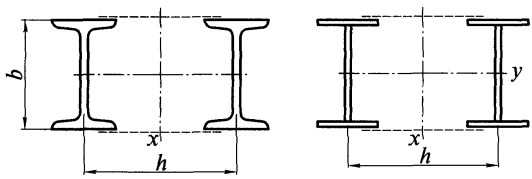
$$N_{в2} = N_2 y_1 / h_0 + M_2 / h_0, \qquad (14.19)$$

где N, M — расчетные продольная сила и изгибающий момент; y_1, y_2 — расстояние от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести соответствующих ветвей; $h_0 = y_1 + y_2$ — расстояние между центрами тяжести ветвей колонны.

В формулах (14.18) и (14.19) значения N и M принимают в комбинациях, дающих наибольшие значения $N_{в1}$ и $N_{в2}$.



а



б

Рис. 14.7. Типы сечений решетчатых колонн:

а — несимметричное сечение; *б* — симметричное сечение

После определения расчетных усилий в ветвях каждую из них проверяют на устойчивость в обеих плоскостях как работающую на центральное сжатие (см. рис. 14.8).

Устойчивость ветви *1* в плоскости колонны (рамы)

$$N_{в1}/(\varphi_1 A_{в1}) \le R_y\gamma_c; \qquad (14.20)$$

из плоскости колонны

$$N_{в1}/(\varphi_y A_{в1}) \le R_y\gamma_c, \qquad (14.21)$$

где φ_1 — коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости ветви $\lambda_{в1} = l_{в1}/i_1$ ($l_{в1}$ — расчетная длина ветви в плоскости колонны, равная расстоянию между узлами крепления решетки; i_1 — радиус инерции сечения ветви относительно оси *1—1*); φ_y — коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости $\lambda_y = l_y/i_y$ (l_y — расчетная длина ветви из плоскости колонны, равная обычно высоте нижней части колонны; i_y — радиус инерции сечения ветви относительно оси *y—y*); $A_{в1}$ — площадь сечения ветви.

Аналогично проверяют устойчивость ветви *2*.

Устойчивость колонны или ее участка как единого стержня (в плоскости действия момента) проверяют по формуле (14.9), как для внецентренно сжатого стержня: $N/(\varphi_e A) \le R_y\gamma_c$, но коэффициент φ_e определяют в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef}\sqrt{R_y/E}$ и относительного эксцентриситета m_x (коэффициент η не учитывается) по прил. 10 для сквозных стержней. Приведенную гибкость λ_{ef} вычисляют так же, как для центрально сжатых сквозных колонн (см. подразд. 8.3).

Относительный эксцентриситет для сквозных сечений определяют по формуле

$$m_x = e_x A/W_x = [M_x A/(NI_x)]y_1, \qquad (14.22)$$

где M_x — расчетное значение изгибающего момента при проверке устойчивости, принимаемое так же, как для сплошных колонн; A — площадь сечения стержня (обеих ветвей); $I_x = A_{в1}y_1^2 + A_{в2}y_2^2$ — момент инерции сечения колонны (см. рис. 14.8); y_1 — расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести наиболее нагруженной ветви колонны.

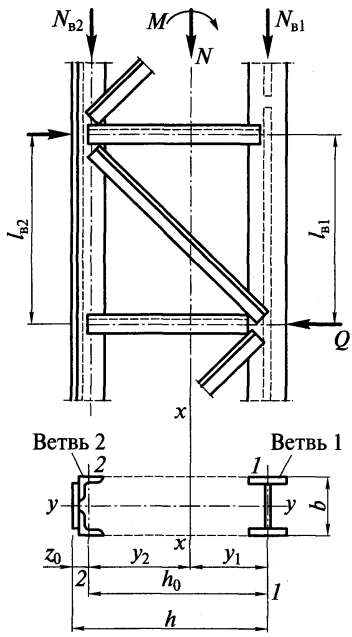


Рис. 14.8. Расчетные схемы решетчатой колонны

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечивается проверкой устойчивости в этом направлении каждой из ветвей по формуле (14.21). Чтобы увеличить сопротивление колонны скручиванию, ветви колонны соединяют жесткими поперечными диафрагмами, расположенными у концов отправочных элементов. Элементы решетки сквозной внецентренно сжатой колонны рассчитывают на поперечную силу, равную большей из двух величин: определенной при статическом расчете или условной Q_{fic} (см. подразд. 8.3).

Рассматривая сквозную колонну как ферму с параллельными поясами, усилия в раскосах N_d можно определить по формуле $N_d = Q_{max}/(n\sin\alpha)$, где n — число плоскостей решетки; α — угол между осями ветви и раскоса. Обычно сквозные колонны промзданий имеют две плоскости решетки.

Элементы решетки проектируются из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой, т.е. с эксцентричной относительно оси центров тяжести передачей

усилия. Однако для упрощения расчетов их можно рассчитывать как центрально сжатые, а для учета влияния момента ввести понижающий коэффициент условия работы $\gamma_c = 0{,}75$.

Если раскосы центрировать на ось ветви, то при малой ширине ветви приходится устраивать в узлах фасонки для крепления раскосов. Для упрощения узлов допускается центрировать раскосы на грань ветви, что приводит к появлению в узлах местных изгибающих моментов и более раннему развитию пластичности.

Расчет ветвей на совместное действие продольной силы и момента от внецентренного крепления решетки обычно не производят, так как местные пластические деформации приближают условия работы колонны к принятой расчетной схеме с шарнирными узлами и несущественно влияют на несущую способность колонны.

Сечение внецентренно сжатой сквозной колонны обычно подбирают в следующем порядке. По формулам (14.18) и (14.19) определяют ориентировочно усилия в ветвях колонн. Так как заранее положение центра тяжести сечения не известно, то предварительно принимают $y_1 \approx (0{,}45...0{,}55)h_0$; $y_2 \approx (0{,}55...0{,}45)h_0$ и $h_0 \approx h$ (размер h установлен при компоновке рамы, а $y_1 = e$ принят при определении момента от крановой нагрузки).

Положение центра тяжести сквозной колонны несимметричного сечения более точно можно определить в предположении, что площади ветвей пропорциональны усилиям в них, из уравнения

$$y_1^2 - [(M_1 + M_2)/(N_1 - N_2) + h_0]y_1 + M_2 h_0/(N_1 - N_2) = 0,$$

где N_1, M_1 — комбинация усилий с моментом, догружающим ветвь *I*; N_2, M_2 — комбинация усилий с моментом, догружающим ветвь *2*.

В большинстве случаев $N_1 \approx N_2$ (разница не превышает 10 %) и

$$y_1 = |M_2|/(|M_1| + |M_2|)h_0; \tag{14.23}$$

для симметричных сечений $y_1 = y_2 = 0{,}5/h_0$.

Далее находят требуемую площадь ветвей

$$A_{в1} = N_{в1}/(\varphi R_y \gamma_c) \text{ и } A_{в2} = N_{в2}/(\varphi R_y \gamma_c) \tag{14.24}$$

(значения коэффициента φ в первом приближении могут быть приняты 0,7...0,9) и компонуют сечения ветвей. Ширину ветви для обеспечения устойчивости колонны из плоскости рамы принимают равной $^1/_{20}$—$^1/_{30}$ длины ветви (длина колонны или ее участка из плоскости рамы). Ветви колонны работают на центральное сжатие, поэтому местная устойчивость полок и стенки обеспечивается так же, как и в центрально сжатых колоннах.

После этого определяют геометрические характеристики обеих ветвей и всего сечения в целом. По формулам (14.18) и (14.19) уточняют значение продольных сил в ветвях и проверяют их устойчивость в обеих плоскостях по формулам (14.20) и (14.21). Устойчивость стержня в целом проверяют после подбора сечений раскосов решетки.

Изложенный подход, основанный на раздельной проверке общей и местной устойчивости сквозной колонны, хотя и подтверждается практикой эксплуатации, не обоснован теоретически, поскольку не учитывает деформации колонны при общем изгибе и увеличение при этом усилий в ветвях. Расчет конструкций по деформированной схеме выполняется на ЭВМ (см. гл. 17).

14.2.4. Раздельные колонны. Подкрановую стойку раздельной колонны проектируют обычно из прокатного двутавра (рис. 14.9). Эту стойку рассчитывают на осевую сжимающую силу N, равную сумме опорных давлений подкрановых балок (D_{max} — при установке кранов у колонны) (см. гл. 11). Устойчивость стойки должна быть проверена как в плоскости рамы (относительно оси y—y), так и из ее плоскости (ось x—x).

Гибкость стойки

$$\lambda_y = l_y/i_y = l_b/i_y;\ \lambda_x = l_x/i_x, \tag{14.25}$$

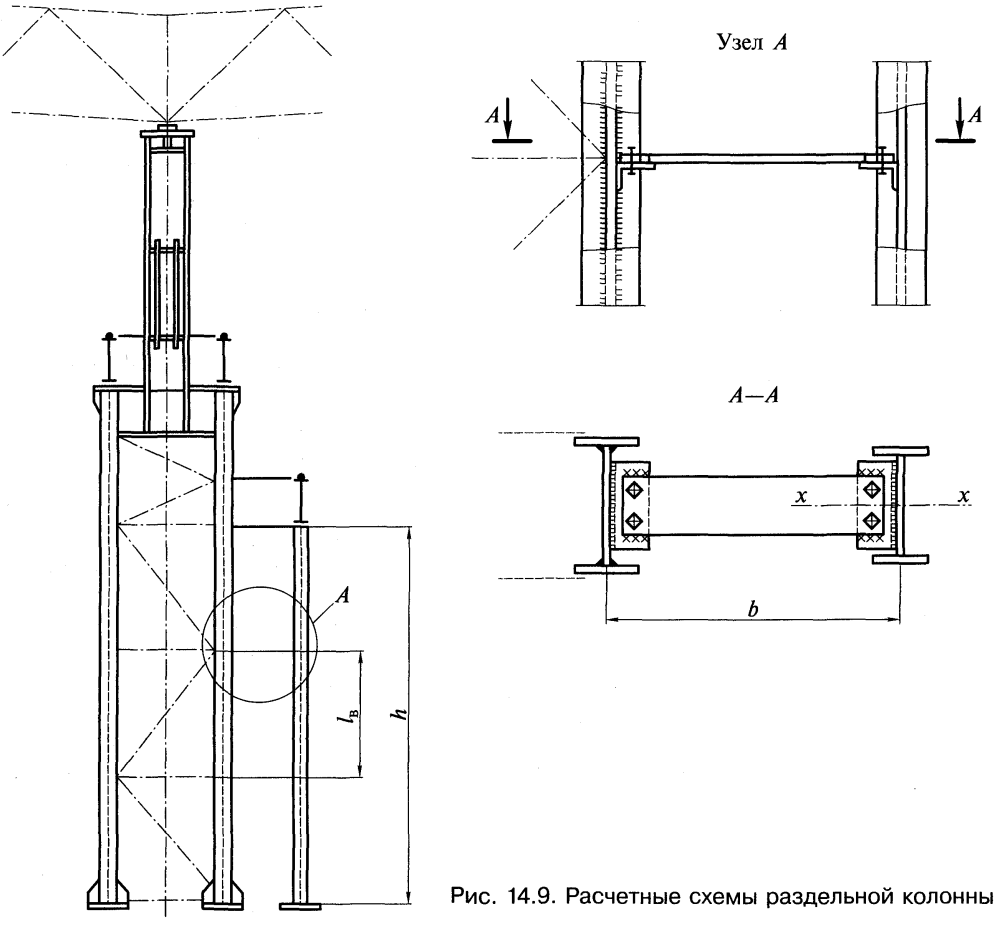


Рис. 14.9. Расчетные схемы раздельной колонны

где l_b — расстояние между соединительными планками; l_x — расчетная длина стойки из плоскости рамы, определяемая как для стержня, защемленного внизу и шарнирно опертого верхним концом, т. е. $l_x = 0{,}7h$.

Соединительные планки проектируют гибкими в вертикальном направлении из листов $t = 10...12$ мм. Расстояние между планками целесообразно назначать из условия равноустойчивости стойки в обеих плоскостях $\lambda_x = \lambda_y$, откуда $l_b = l_x i_y / i_x$.

Планки должны быть проверены на устойчивость от условной поперечной силы Q_{fic}. Расчетная длина планки принимается равной расстоянию b между стойками и основной ветвью колонны (см. рис. 14.9). Гибкость планки λ не должна превышать 200.

14.3. Узлы колонн

14.3.1. Оголовки колонн. Опирание стропильных ферм на колонны может быть запроектировано сверху или сбоку. Опирание сверху (см. рис. 13.8) применяют при шарнирном присоединении ригелей к колоннам. Опорное давление стропильных ферм F_R передается на опорную плиту оголовка колонны, затем через ребро оголовка на стенку колонны (или траверсу в сквозной колонне). Конструирование и расчет таких оголовков проводятся так же, как в центрально-сжатых колоннах, они рассмотрены в гл. 8.

Опирание ферм на колонны сбоку проектируют как при жестком, так и при шарнирном соединении ригеля с колонной (см. рис. 13.9). Конструирование и расчет этих узлов рассмотрены в подразд. 13.2.3).

14.3.2. Узлы опирания подкрановых балок и стыки колонн. В колоннах постоянного по высоте сечения подкрановые балки и другие конструкции опираются на специальные консоли (рис. 14.10). При кранах небольшой грузоподъемности применяются одностенчатые консоли, привариваемые к стержню колонны на заводе-изготовителе (если позволяют габариты перевозки). Консоль и швы ее крепления к колонне рассчитывают на изгибающий момент $M = D_{max}e$ и срез силой D_{max} (D_{max} — максимальное усилие от кранов).

Напряжения у основания консоли и в швах ее крепления можно определить, предполагая, что момент воспринимается только полками $H = M/h_к$, а вертикальная сила — стенкой. Полку колонны следует проверить на растяжение в направлении толщины проката (линия *1—1* на рис. 14.10, *а*).

В стенке колонны в месте примыкания консоли возникает сложное напряженное состояние, и ее прочность проверяется по приведенным напряжениям по формуле

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \le 1{,}15R_y\gamma_c, \qquad (14.26)$$

где $\sigma = N/A + M/W$; $\tau = (Q + H)/A_w$; A_w— площадь стенки колонны.

Швы крепления ребер колонны к стенке и полке необходимо проверить на действие усилия H.

При передаче больших усилий устраивают двухстенчатую консоль (рис. 14.10, *в*). Сечение консоли проверяют на действие момента $M = D_{max}e$ и перерезывающей силы D_{max}. Усилие в швах крепления консоли к ветвям колонны находят по правилу рычага: $F = D_{max}(h + e)/h$; $F_1 = D_{max}e/h$ (обозначения см. на рис. 14.10, *в*). Учитывая возможность неравномерной передачи нагрузки на ветви консоли, усилие увеличивают на 20 %.

В ступенчатых колоннах подкрановые балки опираются на уступ колонны. Для передачи усилий от верхней части колонны и подкрановых балок на нижнюю часть в месте

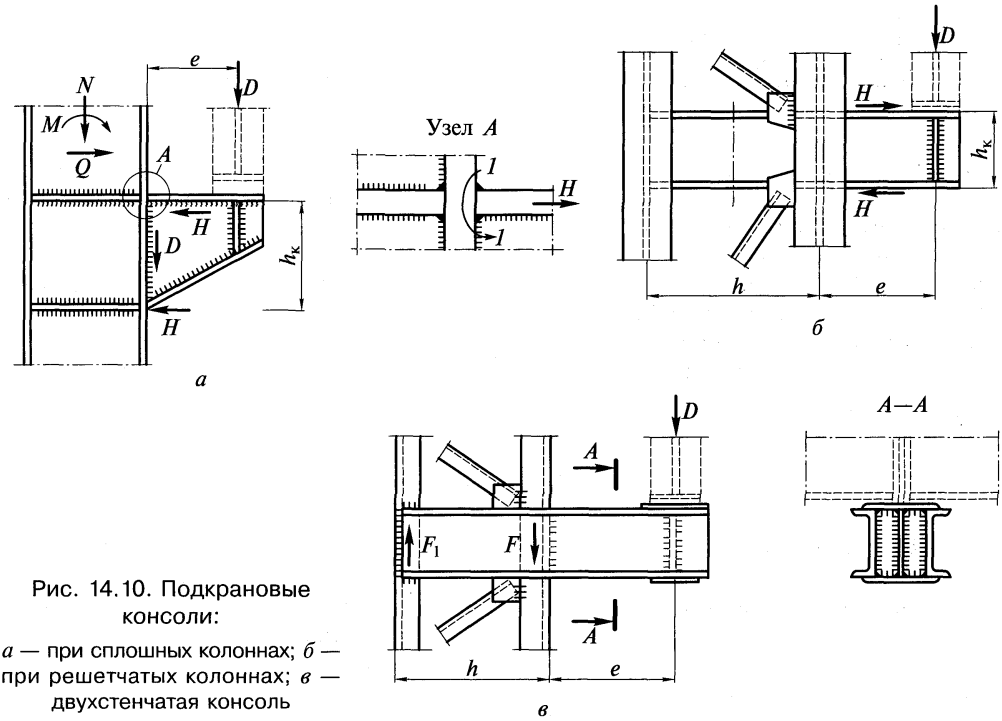


Рис. 14.10. Подкрановые консоли:

а — при сплошных колоннах; *б* — при решетчатых колоннах; *в* — двухстенчатая консоль

уступа устраивают траверсу (рис. 14.11). Высоту траверсы $h_{тр}$ принимают равной 0,5—0,8 ширины нижней части колонны. Усилие D_{max} через плиту толщиной 16—25 мм передается на стенку траверсы. При передаче усилия через фрезерованную поверхность стенка траверсы работает на смятие и проверяется по формуле

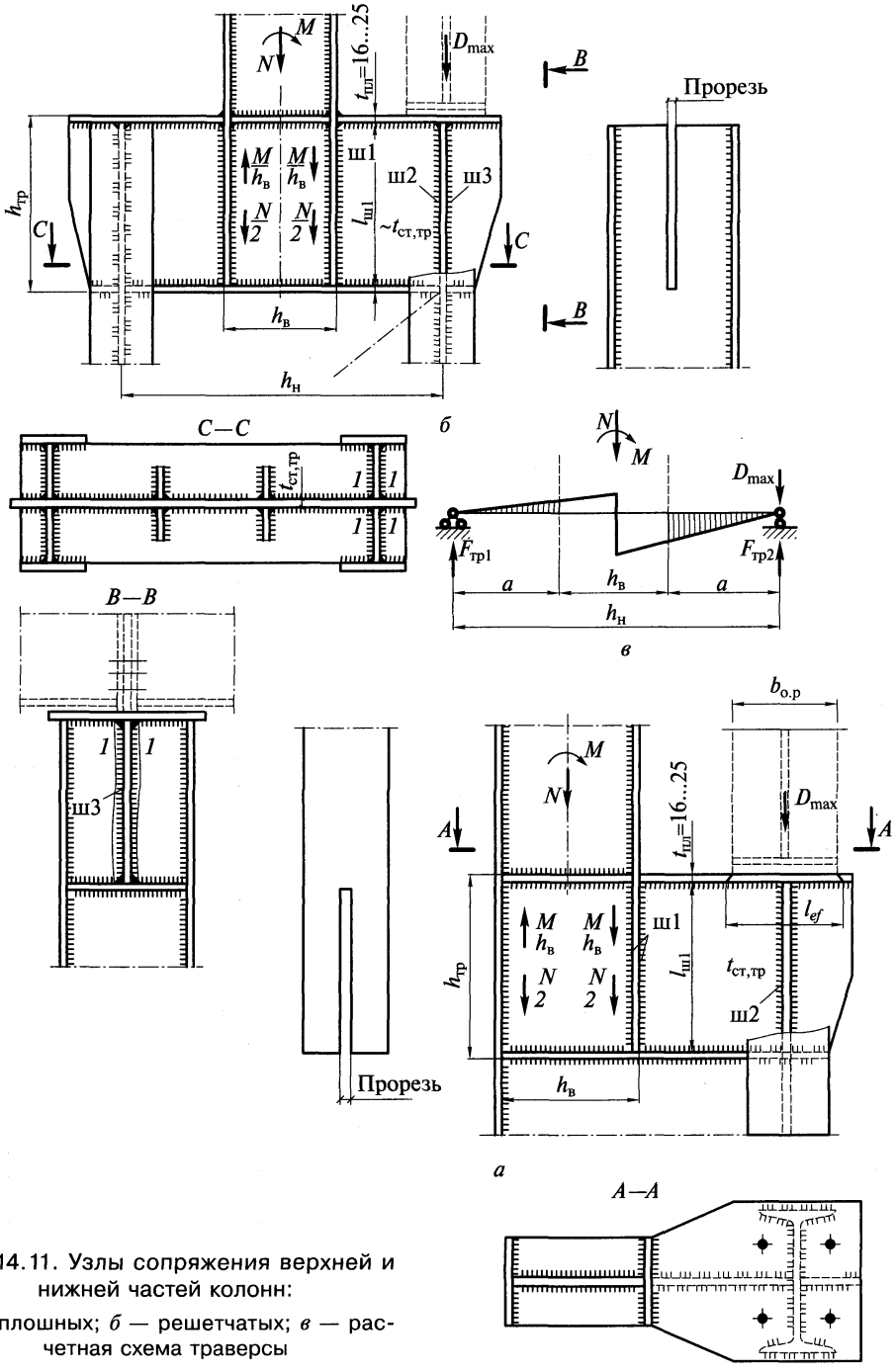


Рис. 14.11. Узлы сопряжения верхней и нижней частей колонн:

а — сплошных; *б* — решетчатых; *в* — расчетная схема траверсы

$$\sigma = D_{max}/(l_{ef} t_{ст.тр}) \le R_p \gamma_c, \qquad (14.27)$$

где $l_{ef} = b_{о.р} + 2t_{пл}$ — длина сминаемой поверхности; $b_{о.р}$ — ширина опорных ребер балок; $t_{ст.тр}$, $t_{пл}$ — толщина стенки траверсы и плиты.

Продольная сила N и изгибающий момент M от верхней части колонны через вертикальные ребра также передаются на траверсу. В запас прочности допустимо считать, что усилия N и M передаются только через полки верхней части колонны: $N_f = N/2 + M/h_в$, где N и M — усилия в сечении *2—2* (см. табл. 12.6).

Требуемая длина шва крепления вертикального ребра к стенке траверсы (ш1) исходя из приварки четырьмя швами определяется по формуле

$$l_{ш1} = N_f / \left[4k_f (\beta R_w \gamma_w)_{min} \gamma_c\right]. \qquad (14.28)$$

Из условия равнопрочности полки и шва крепления длину шва можно определить по предельному усилию в полке $N_f = A_f R_y$, где A_f — площадь полки.

В решетчатых колоннах траверса работает как балка-стенка двутаврового сечения, нагруженная N, M и D_{max}, с пролетом, равным ширине нижней части колонны (рис. 14.11, *в*). Нормальные напряжения в траверсе при $h_{тр} = (0{,}5...0{,}8)h_н$, как правило, малы, поэтому достаточно проверить прочность траверсы на срез по формуле

$$\tau = Q_{тр}/(h_{w,тр} t_w) \le R_s \gamma_c. \qquad (14.29)$$

где $h_{w,тр} t_w$ — высота и толщина стенки траверсы; $Q_{тр}$ — поперечная сила.

Для симметричных колонн среднего ряда

$$Q_{тр} = N/2 + M/h_н + kD_{max}.$$

Коэффициент $k = 1{,}2$ учитывает неравномерную передачу усилия D_{max} вследствие возможного перекоса поверхности опорных ребер балок (см. гл. 15).

Для колонны крайнего ряда определение $Q_{тр}$ дано в примере (см. подразд. 14.4).

Швы крепления траверсы к ветвям колонны (ш2) рассчитывают на опорную реакцию траверсы $F_{тр} = Q_{тр}$, а шов крепления ребра, устанавливаемого с наружной стороны колонны напротив траверсы (ш3), — на усилие $F = kD_{max}/2$.

Для большей надежности крепления траверсы в полке верхней части колонны и в стенке подкрановой ветви (см. рис. 14.11) делают прорези, в которые заводят стенку траверсы. В этом случае швы крепления траверсы к подкрановой ветви рассчитывают на усилие $F = N/2 + M/h_н + D_{max}$ (для средней колонны).

При этом же усилии следует проверить на срез (линия *1—1*) стенку подкрановой ветви в месте крепления траверсы

$$\tau = F/(2h_{w,тр} t_{w,1}) \le R_s \gamma_c, \qquad (14.30)$$

где $t_{w,1}$ — толщина стенки ветви.

При $\tau > R_s \gamma_c$ необходимо увеличить высоту траверсы или сделать более толстую вставку в стенке ветви колонны.

В колонне со сплошностенчатой подкрановой частью траверса опирается не только на полки, но и на стенку колонны, поэтому расчет траверсы на изгиб не требуется, а прочность швов крепления траверсы к подкрановой полке (ш2) и стенки (по линии *1—1*) допускается (в запас) проверять на усилие D_{max}.

Стыки в колоннах приходится делать из-за ограниченной длины прокатной стали (заводские стыки), а так-

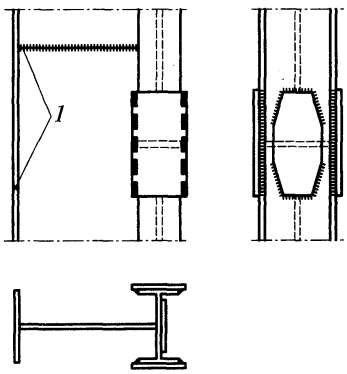


Рис. 14.12. Примеры заводских стыков:
1 — стыки листов

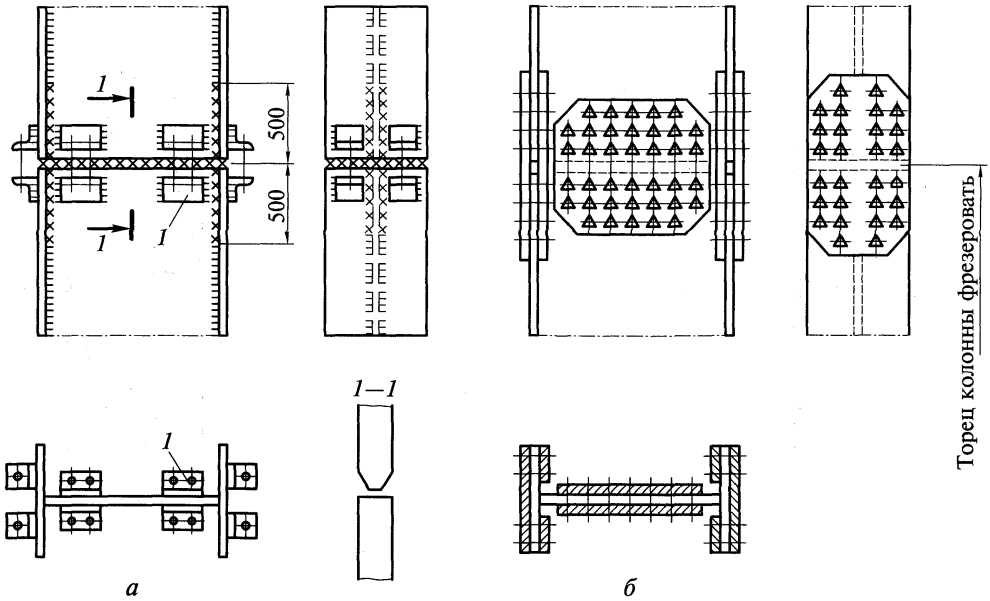


Рис. 14.13. Монтажные стыки колонн:

а — сварной стык; *б* — стык на высокопрочных болтах; *1* — монтажные стыковочные уголки

же для членения колонны на отправочные элементы (при $l > 18$ м) в зависимости от возможностей транспортирования и монтажа (монтажные стыки).

Заводские стыки следует выполнять сварными встык с полным проваром. Если нельзя выполнить стыковые соединения, то устанавливают накладки (рис. 14.12). Расчет таких соединений целесообразно проводить из условия равнопрочности с основным сечением (см. гл. 4).

Монтажные соединения выполняются встык с полным проваром или на высокопрочных болтах (рис. 14.13).

При соединении встык торцы элементов фрезеруют. Для выверки и фиксации стыкуемых элементов устанавливают монтажные уголки (рис. 14.13, *а*). В монтажных стыках на высокопрочных болтах сжимающие усилия передадутся через фрезерованные торцы колонн, а растягивающие — накладками.

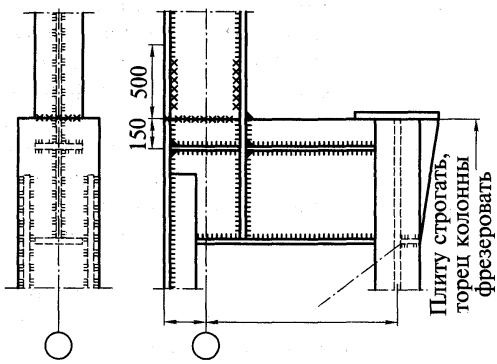


Рис. 14.14. Монтажный стык ступенчатой колонны

Для ступенчатых колонн монтажный стык устраивается обычно в месте уступа. Решение такого стыка показано на рис. 14.14.

При устройстве прохода в теле колонны (в зданиях с кранами особого режима работы) ослабленный участок следует усилить приваркой дополнительных листов (рис. 14.15).

Сечение колонны в месте прохода необходимо проверить на действие M, N и Q. Для обеспечения равнопрочности целесообразно для расчета взять ту же комбинацию усилий, что и при проверке сечения

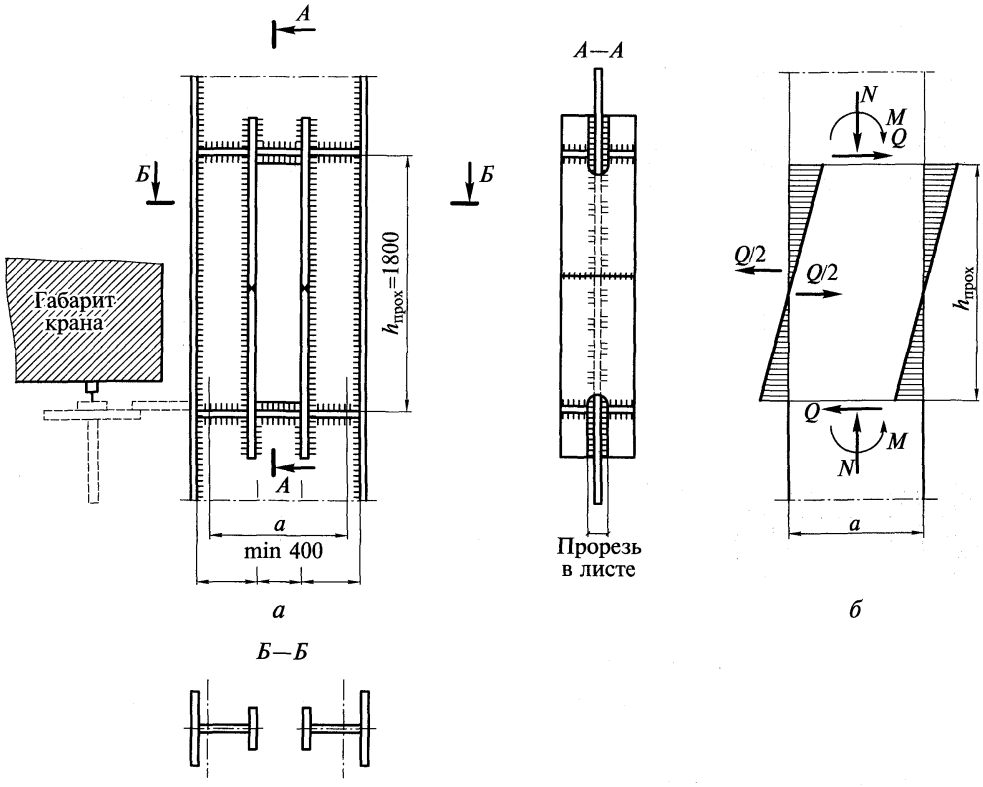


Рис. 14.15. Проем для прохода в стенке колонны:
а — конструктивное оформление; *б* — расчетная схема

колонны. Работа колонны в месте прохода аналогична работе внецентренно сжатого сквозного стержня на жестких планках. От изгибающего момента M и продольной силы N в ветвях возникает продольное усилие $N_в = N/2 + M/a$ от поперечной силы Q — местный момент $M_{loc} = (Q/2)(h/2) = Qh/4$.

Устойчивость ветви проверяют по формулам внецентренного сжатия (14.9) и (14.10). Расчетная длина ветви принимается равной высоте прохода.

14.3.3. Базы колонн. База является опорной частью колонны и предназначена для передачи усилий с колонны на фундамент. В состав базы входят плита, траверсы, ребра, анкерные болты и устройства для их крепления (столики, анкерные плиты и т.д.). Конструктивное решение базы зависит от типа колонны и способа сопряжения ее с фундаментом (жесткое или шарнирное).

Шарнирные базы подобны применяемым для центрально-сжатых колонн и рассмотрены в гл. 8. При больших усилиях базы шарнирных рамных систем проектируются с использованием опорных шарниров (плиточных, балансирных) (см. гл. 19). В производственных зданиях колонна в плоскости рамы имеет обычно жесткое сопряжение с фундаментом, а из плоскости шарнирное.

Существуют два типа баз: общая и раздельная. Для сплошных, а также легких сквозных колонн (при ширине $h \leq 1000$ мм) применяются общие базы (рис. 14.16). Для лучшей передачи момента на фундамент база внецентренно сжатой колонны развивается в плоскости действия момента; центр плиты обычно совмещается с центром тяжести колонны.

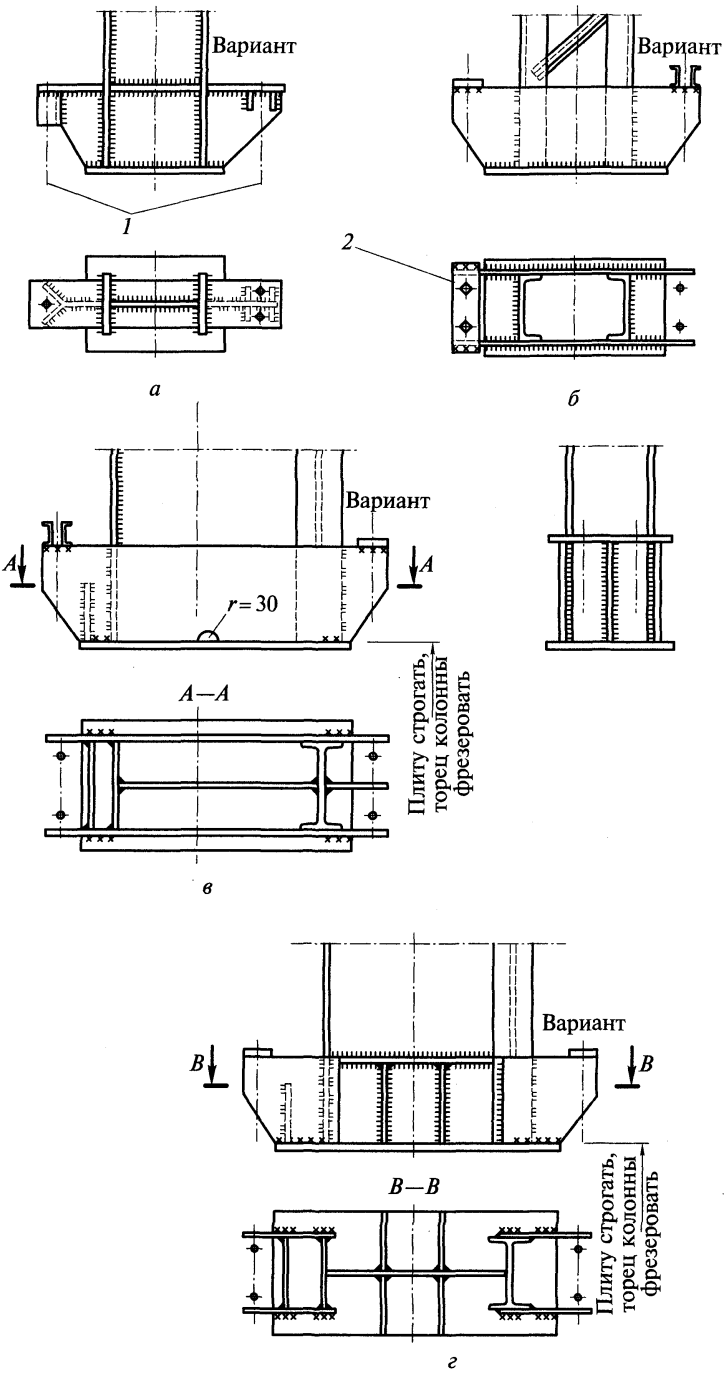


Рис. 14.16. Общие базы внецентренно сжатых колонн:

а — легкой сплошной колонны с одностенчатой траверсой; *б* — легкой решетчатой колонны; *в* — двухстенчатая база с общими траверсами; *г* — двухстенчатая база с раздельными траверсами; *1* — анкерные болты; *2* — анкерные плитки

Если момент одного знака по абсолютной величине значительно больше момента другого знака, возможна конструкция базы с плитой, смещенной в сторону действия большего момента.

Под плитой в бетоне фундамента возникают нормальные напряжения σ_b (рис. 14.17), определяемые по формулам внецентренного сжатия:

$$\sigma_{max} = N/A_{пл} + M/W_{пл} = N/(BL) + 6M/(BL^2), \qquad (14.31)$$

где $A_{пл}$, $W_{пл}$ — площадь и момент сопротивления плиты; B, L — ширина и длина плиты.

При большом значении изгибающего момента второй член формулы (14.31) может оказаться больше первого, и под плитой возникают растягивающие напряжения. Так как плита лежит на фундаменте свободно, для восприятия возможного растяжения устанавливают анкерные болты, которые в отличие от базы центрально-сжатой колонны являются расчетными элементами.

Ширина плиты принимается на 100—200 мм шире сечения колонны. Тогда из условия прочности бетона фундамента на сжатие $\sigma_b \le R_{b,loc}\psi$ по формуле (14.31) можно определить длину плиты

$$L = N/(2B\psi R_{b,loc}) + \sqrt{[N/(2B\psi R_{b,loc})]^2 + 6M/(B\psi R_{b,loc})}, \qquad (14.32)$$

где $\psi = 0{,}75$ — коэффициент, учитывающий неравномерное распределение напряжений в бетоне.

Расчетное сопротивление бетона фундамента на сжатие $R_{b,loc}$ определяется по формуле (8.39). Расчет выполняют на комбинацию усилий N и M, дающую наибольшее краевое сжатие бетона.

Для обеспечения жесткости плиты и уменьшения ее толщины в базе устанавливают траверсы и ребра.

В легких колоннах применяют базы как с одностенчатой (см. рис. 14.16, *а*), так и с двустенчатой траверсой из листов или двух швеллеров (см. рис. 14.16, *б*). Для более мощных колонн устраивают двустенчатые траверсы из листов. Траверсы могут быть общими для полок колонны (см. рис. 14.16, *в*) и раздельными (см. рис. 14.16, *г*).

Общие траверсы приваривают к полкам колонны наружными швами (сварка во внутренней полости затруднена). Они работают как двухконсольные балки под действием отпора бетона фундамента и усилия в анкерных болтах. Швы крепления траверсы воспринимают только сдвигающее усилие. Такие траверсы целесообразны при небольшой ширине колонны (до 500—700 мм). При большей ширине колонны более экономичны и удобны для сварки раздельные траверсы (см. рис. 14.16, *г*).

Каждая траверса приваривается к полке колонны двумя швами и работает как консоль от отпора бетона или усилия в

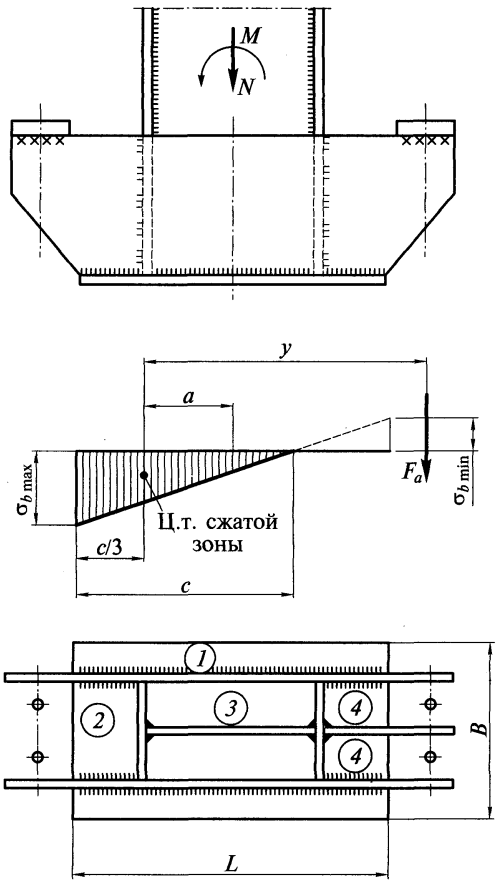


Рис. 14.17. Расчетные схемы базы внецентренно сжатой колонны

анкерном болте. Швы крепления траверсы воспринимают момент и сдвигающее усилие. Сечения и швы крепления траверс и ребер рассчитывают на отпор бетона с соответствующих грузовых площадей (см. гл. 8).

Ребра и траверсы расчленяют плиту на отдельные участки. Работа и расчет плиты аналогичны базе центрально-сжатой колонны (см. гл. 8). Так как напряжения в бетоне фундамента под плитой распределяются неравномерно, при определении моментов на различных участках величину σ_b (несколько в запас) принимают наибольшей в пределах каждого участка (по эпюре напряжений в бетоне).

Анкерные болты работают на растяжение и воспринимают усилие, отрывающее базу от фундамента и возникающее при действии момента. Усилие в анкерных болтах определяют в предположении, что бетон не работает на растяжение и растягивающая сила F_a, соответствующая растянутой зоне эпюры напряжений (см. рис. 14.17), полностью воспринимается анкерными болтами.

Исходя из уравнения равновесия сил относительно центра тяжести сжатой зоны бетона $M - Na - F_a y = 0$ усилие в анкерных болтах (с одной стороны базы) $F_a = (M - Na)/y$, а требуемая площадь сечения одного анкерного болта $A_{b,\text{тр}} = F_a/(nR_{ba}\gamma_c)$ (здесь a и y — размеры по рис. 14.17; n — число анкерных болтов с одной стороны базы; R_{ba} — расчетное сопротивление анкерного болта). При расчете анкерных болтов необходимо принимать комбинацию нагрузок, дающую наибольшее растягивающее усилие в болтах. Исходя из условия появления растягивающих напряжений в бетоне фундамента $\sigma_{b,\min} = N/(BL) - 6M/(BL^2) < 0$ при расчете анкерных болтов следует учитывать временные нагрузки $M/N \geq L/6$. Если для постоянной нагрузки $M/N < L/6$, т.е. она разгружает анкерные болты, то значения N и M следует определять при коэффициенте надежности для постоянной нагрузки $\gamma_f = 0{,}9$.

Анкерные болты закрепляют на специальных столиках (см. рис. 14.16, *а*) и анкерных плитках (см. рис. 14.16, *б*). Анкерные столики работают по консольной схеме на изгиб от усилия в анкерном болте. Анкерные плитки опираются на траверсы и работают как балка на двух опорах. При большом расстоянии между траверсами под анкерные болты устанавливают балочку из двух швеллеров.

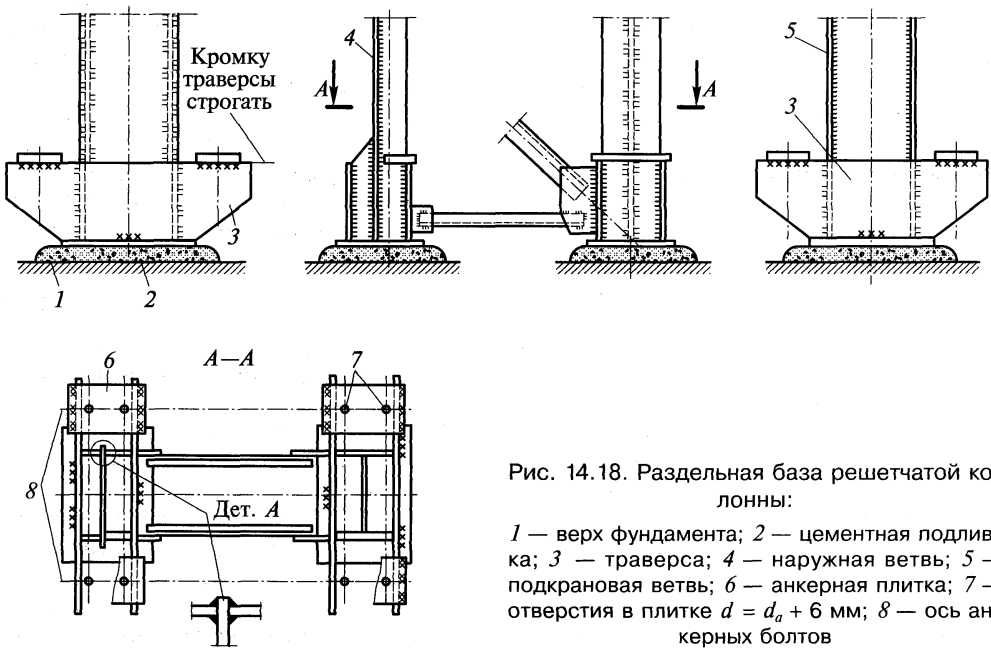


Рис. 14.18. Раздельная база решетчатой колонны:

1 — верх фундамента; *2* — цементная подливка; *3* — траверса; *4* — наружная ветвь; *5* — подкрановая ветвь; *6* — анкерная плитка; *7* — отверстия в плитке $d = d_a + 6$ мм; *8* — ось анкерных болтов

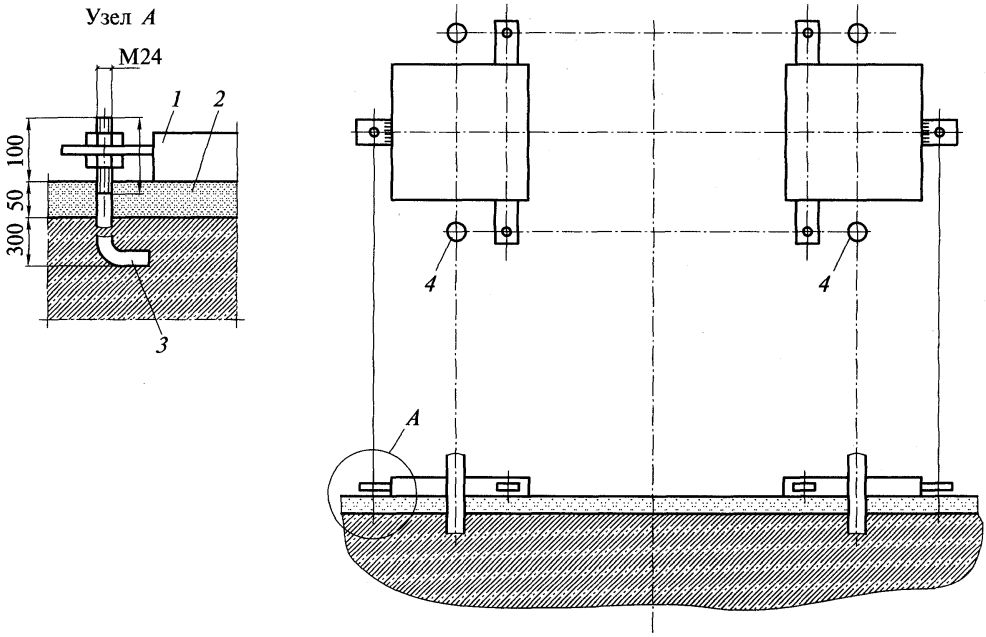


Рис. 14.19. Опорные плиты баз при безвыверочном методе монтажа:
1 — плита; *2* — подливка; *3* — установочный болт для рихтовки плиты под колонну; *4* — анкерные болты

Под сквозные колонны при ширине их 1 м и более устраивают, как правило, раздельные базы (под каждую ветвь — своя база) (рис. 14.18). Ветви сквозной колонны работают на продольные осевые силы, поэтому их базы рассчитывают и конструируют как базы центрально-сжатых колонн (см. гл. 8). Центр плиты совмещают с центром тяжести ветвей, в противном случае в ветви колонны появляется дополнительный момент.

Базу каждой ветви рассчитывают на свою комбинацию изгибающего момента и продольной силы, дающую наибольшие усилия сжатия в ветви в нижнем сечении колонны. Усилия, передающиеся на базы, определяют по формулам (14.18) и (14.19).

При значительном изгибающем моменте и небольшой продольной силе в одной из ветвей может возникнуть растягивающее усилие. Это усилие воспринимается анкерными болтами и определяется по формуле

$$F_a = (M - Ny_{1(2)})/h_н. \qquad (14.33)$$

Из условий появления растягивающих усилий в анкерных болтах в сочетании учитываются нагрузки, для которых $M/N > y_{1(2)}$. Анкерные болты обычно располагают по оси ветвей.

Конструкция базы должна обеспечивать удобство прихватки деталей при их сборке и доступность сварки всех швов. При проектировании базы следует учитывать также способ установки колонны на фундамент.

При установке колонны на подкладки с последующей выверкой или на выверенную поверхность фундамента плита базы приваривается к стержню колонны на заводе-изготовителе.

В связи с высокой трудоемкостью таких способов монтажа (трудность выверки колонны, сложность выполнения поверхности фундамента с высокой точностью) основ-

ным в настоящее время является безвыверочный метод. Сущность его заключается в том, что первоначально на фундамент устанавливают опорные плиты с верхней фрезерованной поверхностью. Выверку плит и установку их в проектное положение выполняют с помощью установочных болтов (рис. 14.19).

После выверки под плиты подливают цементный раствор. Торец колонны при изготовлении фрезеруют. На монтаже колонну устанавливают по осевым рискам на опорную плиту. Высокая точность фрезеровки и установки плит обеспечивает проектное положение колонны без дополнительной выверки. Затем на анкерные болты надевают анкерные плитки и затягивают болты. После установки колонн стержень ее приваривают к плите конструктивными швами. При необходимости эти швы следует проверить на действие сдвигающего усилия, передача же продольного усилия осуществляется через фрезерованные поверхности.

При проектировании базы для безвыверочного монтажа следует предусмотреть крепление установочных болтов. Толщина плиты должна быть на 2—3 мм больше полученной по расчету (для выполнения фрезеровки). База колонны не должна иметь длинных выступающих деталей, которые могут быть повреждены при фрезеровке.

Метод безвыверочного монтажа позволяет упростить и ускорить монтаж колонн и опирающихся на них конструкций (благодаря более точной установке колонн).

14.4. Пример расчета ступенчатой колонны производственного здания

14.4.1. Исходные данные. Требуется подобрать сечения сплошной верхней и сквозной нижней частей колонны (сопряжение ригеля и колонны — жесткое). Расчетные усилия указаны в табл. 12.6.

Для верхней части колонны в сечении *1—1* $N = 657$ кН; $M = -855$ кН·м; $Q = 124$ кН; в сечении *2—2* при том же сочетании нагрузок (1, 2, 3*, 4, 5*) $M = -251$ кН·м.

Для нижней части колонны $N_1 = 1884$ кН; $M_1 = -727$ кН·м (изгибающий момент догружает подкрановую ветвь); $N_2 = 2110$ кН; $M_2 = +1072$ кН·м (изгибающий момент догружает наружную ветвь); $Q_{max} = 172$ кН.

Соотношение жесткостей верхней и нижней частей колонны $I_в / I_н = 0{,}2$; материал конструкций — сталь С235, бетон фундамента В15. Конструктивная схема колонны показана на рис. 14.20, *а*. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0{,}95$.

14.4.2. Определение расчетных длин колонны. Так как $H_в / H_н = l_2 / l_1 = 4{,}7/11{,}3 = 0{,}416 < 0{,}6$ и $N_н / N_в = 2110/657 = 3{,}2 > 3$, значения μ_1 и μ_2 определим по табл. 14.1. В однопролетной раме с жестким сопряжением ригеля с колонной верхний конец колонны закреплен только от поворота (см. подразд. 14.2.1); $\mu_1 = 2$; $\mu_2 = 3$.

Таким образом, для нижней части колонны $l_{x1} = \mu_1 l_1 = 2 \cdot 1130 = 2260$ см; для верхней $l_{x2} = \mu_2 l_2 = 3 \cdot 470 = 1410$ см.

Расчетные длины из плоскости рамы (см. рис. 14.20, *а*) для нижней и верхней частей равны соответственно: $l_{y1} = H_н = 1130$ см; $l_{y2} = H_в - h_b = 470 - 120 = 350$ см.

14.4.3. Подбор сечения верхней части колонны. Сечение принимаем в виде сварного двутавра высотой $h_b = 1000$ мм.

По формуле (14.14) находим требуемую площадь сечения, предварительно определив приближенные значения характеристик.

Для симметричного двутавра $i_x \approx 0{,}42h = 0{,}42 \cdot 100 = 42$ см; $\rho_x = 0{,}35h = 0{,}35 \cdot 100 = 35$ см; $\bar{\lambda}_x = (l_{x2} / i_x)\sqrt{R_y / E} = (1410/42)\sqrt{23/(2{,}06 \cdot 10^4)} = 1{,}1$ (для листов из стали С235 толщиной до 20 мм $R_y = 23$кН/см^2);

$$m_x = M/(N\rho_x) = 85\,500/(657 \cdot 35) = 3{,}72.$$

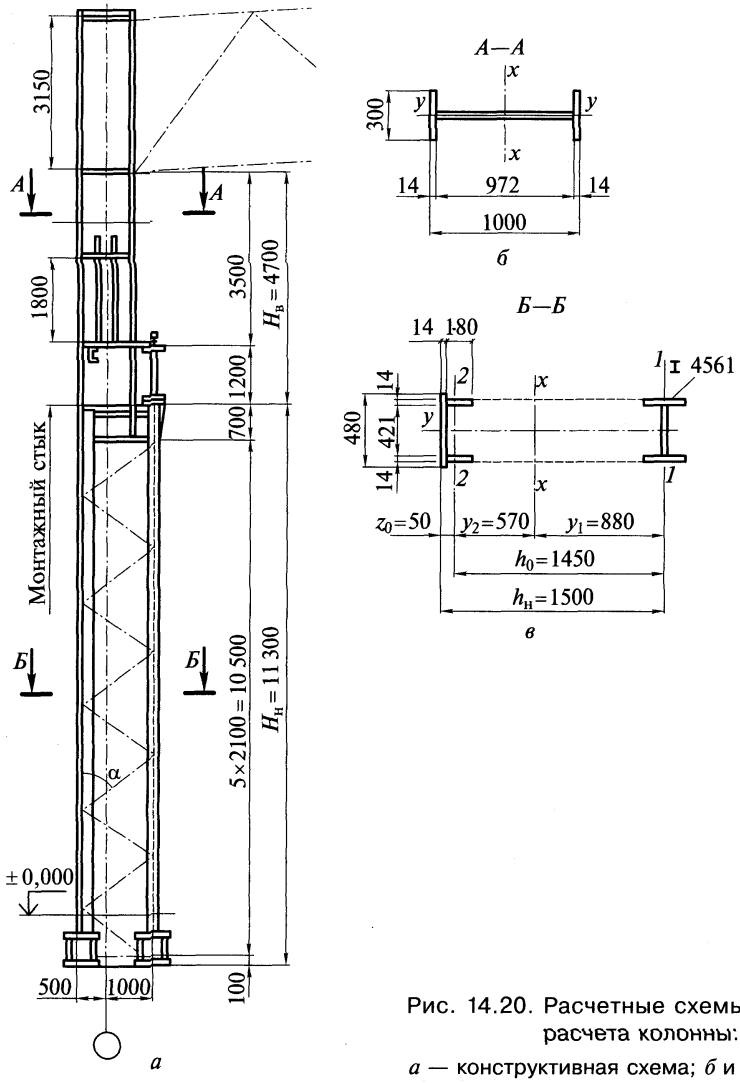


Рис. 14.20. Расчетные схемы к примеру расчета колонны:

а — конструктивная схема; *б* и *в* — сечения колонны

Значение коэффициента η для двутавра колеблется в пределах от 1,2 до 1,7. Примем в первом приближении η = 1,4. Тогда $m_{ef} = \eta m_x = 1{,}4 \cdot 3{,}72 = 5{,}2$. По прил. 9 при $\bar{\lambda} = 1{,}1$ и $m_{ef} = 5{,}2$ $\varphi_e = 0{,}244$

$$A_{тр} = \frac{N\gamma_n}{\varphi_e R_y} = \frac{657 \cdot 0{,}95}{0{,}244 \cdot 23} = 111 \text{ см}^2.$$

Компоновка сечения. Высота стенки $h_w = h_в - 2t_f = 100 - 2 \cdot 1{,}4 = 97{,}2$ см (принимаем предварительно $t_f = 1{,}4$ см).

По формуле (14.15) при $1 < m_x < 10$ и $\bar{\lambda}_x < 2$ из условия местной устойчивости предельная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw} = 1{,}3 + 0{,}15\bar{\lambda}_x^2 = 1{,}3 + 0{,}15 \cdot 1{,}1^2 = 1{,}48$ и требуемая толщина стенки, см,

$$t_{w,\text{тр}} = \frac{h_w\sqrt{R_y/E}}{\bar{\lambda}_{uw}} = \frac{97,2\sqrt{23/(2,06\cdot 10^4)}}{1,48} = 2,2.$$

Поскольку сечение с такой толстой стенкой неэкономично, принимаем t_w = 1 см (h_w/t_w = 80...120) и включаем в расчетную площадь сечения колонны только устойчивую часть стенки, т.е. два участка шириной h_1, примыкающие к полкам, см,

$$h_1 \approx 0,4t_w\bar{\lambda}_{uw}\sqrt{E/R_y} = 0,4\cdot 1\cdot 1,48\sqrt{2,06\cdot 10^4/23} = 17,7.$$

Тогда требуемая площадь полки, см^2,

$$A_{f,\text{тр}} = (A_{\text{тр}} - 2t_wh_1)/2 = (111 - 2\cdot 1\cdot 17,7)/2 = 37,8.$$

Принимаем b_f = 30 см; A_f = 30 · 1,4 = 42 см^2.

Устойчивость полки обеспечена, так как (см. формулу 14.16)

$$b_{ef}/t_f = \frac{30-1}{2\cdot 1,4} = 10,4 < [0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x - 0,01(1,5 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x]\sqrt{E/R_y} =$$

$$= [0,36 + 0,1\cdot 1,1 - 0,01(1,5 + 0,7\cdot 1,1)3,72]\sqrt{\frac{2,06\cdot 10^4}{23}} = 11,5.$$

Геометрические характеристики сечения:

$$A = 2\cdot 30\cdot 1,4 + 1\cdot 97,2 = 181,2 \text{ см};$$

$$I_x = 1\cdot 97,2^3/12 + 2\cdot 30\cdot 1,4[(100 - 1,4)/2]^2 = 280\,689 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2\cdot 1,4\cdot 30^3/12 = 6300 \text{ см}^4;\ i_x = \sqrt{280\,689/181,2} = 39,36 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{6300/183,2} = 5,9 \text{ см};\ W_x = 280\,689/50 = 5614 \text{ см}^3;$$

$$\rho_x = 5614/181,2 = 31 \text{ см}.$$

Гибкость стержня λ_x = 1410/39,36 = 35,8;

$$\bar{\lambda}_x = 35,8\sqrt{23/(2,06\cdot 10^4)} = 1,2;$$

$$\lambda_y = 350/5,9 = 59;\ \bar{\lambda}_y = 59\sqrt{23/2,06\cdot 10^4} = 1,97.$$

Предельная условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}_x^2 = 1,3 + 0,15\cdot 1,2^2 = 1,52$;

$$h_1 = 0,4\cdot 1,52\sqrt{(2,06\cdot 10^4/23)} = 18,2;$$

$$A_{red} = 2\cdot 30\cdot 1,4 + 2\cdot 1\cdot 18,2 = 120,4 \text{ см}^2.$$

Проверка устойчивости в плоскости действия момента [формула (14.9)]:

$$m_x = M/(N\rho_x) = 85\,500/(657\cdot 31) = 4,2;\ A_f/A_w = 1,4\cdot 30/(1\cdot 97,2) = 0,43.$$

При A_f/A_w = 0,25η = (1,45 – 0,05m_x) – 0,01(5 – m_x) $\bar{\lambda}_x$ = (1,45 – 0,05 · 4,2) – 0,01(5 – 4,2)× ×1,2 = 1,23;

при A_f/A_w = 0,5η = (1,75 – 0,1m_x) – 0,02(5 – m_x) $\bar{\lambda}_x$ = (1,75 – 0,1 · 4,2) – 0,02(5 – 4,2)1,2 = = 1,31;

при A_f/A_w = 0,43 по интерполяции η = 1,29; m_{ef} = m_xη = 4,2 · 1,29 = 5,42; φ_e = 0,244; σ = 657/(0,244 · 120,4) = 22,4 кН/см$_2$ < R_y/γ_n = 23/0,95 = 24,2 кН/см^2.

Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента [формула (14.10)]. Двутавровому сечению соответствует тип кривой устойчивости «в», при $\bar{\lambda}_y$ = 1,97 φ_y = 0,83 (см. прил. 8).

Для определения m_x найдем максимальный момент в средней трети расчетной длины стержня при сочетании нагрузок 1, 2, 3*, 4, 5* (рис. 14.21); M_x = 705 кН · м.

По модулю

$$M_x^{1/3} > M_{\max}/2 = 855/2 = 427{,}5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$m_x = \frac{M_x^{1/3}A}{NW_x} = 70\,500\cdot 181{,}2/(657\cdot 5614) = 3{,}46;$$

при $m_x < 5$ $c = \beta/(1+\alpha v m_x) = \dfrac{1}{1+0{,}83\cdot 0{,}74\cdot 3{,}46} = 0{,}32.$

Значения коэффициентов β, α и ν определим по прил. 12:
при $\bar{\lambda}_y < 3{,}14$ $\beta = 1$; при $1 < m_x < 5$

$$\alpha = 0{,}65 + 0{,}05m_x = 0{,}65 + 0{,}05\cdot 3{,}46 = 0{,}83;$$

$$v = 1 - (\bar{\lambda}_y/14)(2{,}12 - b_f/h_b) = 1 - (1{,}97/14)(2{,}12 - 0{,}3) = 0{,}74;$$

при $b_f/h_b < 0{,}3$ принимается $b_f/h_b = 0{,}3$.
В запас несущей способности в расчет включаем редуцированную площадь A_{red}, кН/см²;

$$\sigma = \frac{N}{c\varphi_y A_{red}} = \frac{657}{0{,}32\cdot 0{,}83\cdot 120{,}4} = 20{,}5 < R_y/\gamma_n = 24{,}2.$$

Поскольку $m_{ef} < 20$, проверка прочности по формуле (14.18) не требуется.

14.4.4. Подбор сечения нижней части колонны. Сечение нижней части колонны показано на рис. 14.20.

Определим по формуле (14.23) ориентировочное положение центра тяжести. Принимаем предварительно $z_0 = 5$ см; $h_0 = h_н - z_0 = 150 - 5 = 145$ см;

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|}h_0 = \frac{1072}{721+1072}1{,}45 = 87 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145 - 87 = 58 \text{ см}.$$

Усилия в ветвях определим по формулам (14.18) и (14.19). В подкрановой ветви $N_{в1} = 1884\cdot 58/145 + 72\,700/145 = 1255$ кН; в наружной ветви $N_{в2} = 2110\cdot 87/145 + 107\,200/145 = 2005$ кН.

По формулам (14.24) определяем требуемую площадь ветвей и компонуем сечение.

Для подкрановой ветви задаемся $\varphi = 0{,}8$:

$A_{в1} = N_{в1}\gamma_n/(\varphi R_y) = 1255\cdot 0{,}95/(0{,}8\cdot 23) = 64{,}8$ см² (для фасонного проката толщиной до 20 мм $R_y = 23$ кН/см²).

По сортаменту (см. прил. 16) принимаем двутавр 45Б1: $A_{в1} = 76{,}23$ см²; $i_{x1} = 3{,}75$ см; $i_y = 18{,}09$ см.

Для наружной ветви $A_{в2} = N_{в2}\gamma_n/(\varphi R_y) = 2005\cdot 0{,}95/(0{,}8\cdot 23) = 103{,}5$ см².

Для удобства прикрепления элементов решетки просвет между внутренними гранями полок принимаем таким же, как в подкрановой ветви (421 мм). Толщину стенки t_w для удобства ее соединения встык с полками верхней части колонны принимаем равной 14 мм, а ширину стенки из условия размещения швов $h_w = 480$ см.

Требуемая площадь полок $A_f = (A_{в2} - t_w h_w)/2 = (103{,}5 - 1{,}4\cdot 48)/2 = 18{,}15$ см².

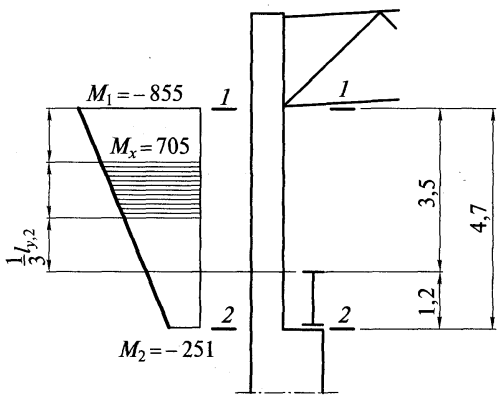


Рис. 14.21. Определение расчетного момента M_x

Из условия местной устойчивости полок $b_f/t_f < 15$. Принимаем $b_f = 15$ см; $t_f = 1{,}4$ см; $A_f = 1{,}4 \cdot 15 = 21$ см^2.

Геометрические характеристики ветви:

$$A_{в2} = 2 \cdot 1{,}4 \cdot 15 + 1{,}4 \cdot 48 = 109{,}2 \text{ см}^2;$$

$$z_0 = (1{,}4 \cdot 48 \cdot 0{,}7 + 21 \cdot 8{,}9 \cdot 2)/109{,}2 = 3{,}85 \text{ см};$$

$$I_{x2} = 1{,}4 \cdot 48 \cdot 3{,}15^2 + 2 \cdot 1{,}4 \cdot 15^3/12 + 21 \cdot 2 \cdot 5{,}05^2 = 2525 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 1{,}4 \cdot 48^3/12 + 21 \cdot 21{,}75^2 \cdot 2 = 32\,771 \text{ см}^2;$$

$$i_{x2} = \sqrt{2525/109{,}2} = 4{,}80 \text{ см}; \; i_y = \sqrt{32771/109{,}2} = 17{,}3 \text{ см}.$$

Уточняем положение центра тяжести сечения колонны, см:

$$h_0 = h_н - z_0 = 150 - 3{,}85 = 146{,}15;$$

$$y_1 = A_{в2}h_0/(A_{в1} + A_{в2}) = 109{,}2 \cdot 146{,}15/(109{,}2 + 76{,}23) = 86{,}1;$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 146{,}15 - 86{,}1 = 60.$$

Отличие от первоначально принятых размеров мало, поэтому усилия в ветвях не пересчитываем.

Проверка устойчивости ветвей. Проверку производим по формулам (14.20) и (14.21). Из плоскости рамы: $l_y = 1130$ см. Подкрановая ветвь:

$$\bar{\lambda}_y = (1130/18{,}09)\sqrt{23/(2{,}06 \cdot 10^4)} = 2{,}09;$$

$\varphi_y = 0{,}812$ (тип кривой устойчивости «в», см. прил. 8);

$$N_{в1}/(\varphi_y A_{в1}) = 1255/(76{,}23 \cdot 0{,}812) = 20{,}3 \text{ кН/см}^2 < 23/0{,}95 = 24{,}2 \text{ кН/см}^2.$$

Наружная ветвь

$$\bar{\lambda}_y = (1130/17{,}3)\sqrt{23/(2{,}06 \cdot 10^4)} = 2{,}18;$$

$\varphi_y = 0{,}712$ (тип кривой устойчивости «с»);

$$N_{в2}/(\varphi_y A_{в2}) = 2005/(0{,}712 \cdot 109{,}2) = 25{,}8 \text{ кН/см}^2 > R_y/\gamma_n = 23/0{,}95 = 24{,}2 \text{ кН/см}^2.$$

Увеличиваем ширину полок и принимаем $b_f = 18$ см; $A_f = 1{,}4 \cdot 18 = 25{,}2$ см^2. Геометрические характеристики ветви:

$$A_{в2} = 1{,}4 \cdot 48 + 2 \cdot 25{,}2 = 117{,}6 \text{ см}^2;$$

$$z_0 = (1{,}4 \cdot 48 \cdot 0{,}7 + 25{,}2 \cdot 10{,}4 \cdot 2)/117{,}6 = 4{,}9 \text{ см}.$$

$$I_{x2} = 1{,}4 \cdot 48 \cdot 4{,}2^2 + 2 \cdot 1{,}4 \cdot 18^3/12 + 25{,}2 \cdot 5{,}5^2 \cdot 2 = 4070 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 1{,}4 \cdot 48^3/12 + 25{,}2 \cdot 21{,}75^2 \cdot 2 = 36\,745 \text{ см}^4;$$

$$i_{x2} = \sqrt{4070/117{,}6} = 5{,}88 \text{ см}; \; i_y = \sqrt{36\,745/117{,}6} = 17{,}7 \text{ см}.$$

Уточняем положение центра тяжести сечения колонны, см:

$$h_0 = h_н - z_0 = 150 - 4{,}9 = 145{,}1;$$

$$y_1 = 117{,}6 \cdot 145{,}1/(117{,}6 + 76{,}23) = 88; \; y_2 = 145{,}1 - 88 = 57{,}1.$$

Отличие от первоначально принятых размеров мало, поэтому усилия не пересчитываем. Полученное значение $y_1 = e_{кр} = 88$ см больше ранее заданного $e_{кр} = 75$ см (см. гл. 12) и, следовательно, моменты от вертикального воздействия кранов будут больше на 17 %. Однако, поскольку на напряженное состояние колонны влияют нормальные силы и моменты также и от других нагрузок, это увеличение $M_{кр}$ обычно сказывается незначительно и в курсовом проекте при кранах небольшой грузоподъемности его можно не учитывать.

Для увеличенного сечения наружной ветви:

$$\bar{\lambda}_y = 1130/17{,}7\sqrt{23/(2{,}06\cdot 10^4)} = 2{,}13;\ \ \varphi_y = 0{,}721;$$

$$N_{в2}/(\varphi_y A_{в2}) = 2005/(0{,}721\cdot 117{,}6) = 23{,}6\ кН/см^2 < R_y/\gamma_n = 23/0{,}95 = 24{,}2\ кН/см^2.$$

Из условия равноустойчивости подкрановой ветви в плоскости и из плоскости рамы определяем требуемое расстояние между узлами решетки: $\lambda_{x1} = l_{в1}/i_{x1} = \lambda_y = 62$; $l_{в1} = 62 i_{x1} = 62\cdot 3{,}75 = 233$ см.

Принимаем $l_{в1} = 210$ см, разделив нижнюю часть колонны на целое число панелей. Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы (относительно осей $x_1—x_1$ и $x_2—x_2$).

Для подкрановой ветви

$\bar{\lambda}_{x1} = (210/3{,}75)\sqrt{23/(2{,}06\cdot 10^4)} = 1{,}87 < \bar{\lambda}_y = 2{,}09$, т.е. устойчивость обеспечена.

Для наружной ветви

$\bar{\lambda}_{x2} = (210/5{,}88)\sqrt{23/(2{,}06\cdot 10^4)} = 1{,}19 < \bar{\lambda}_y = 2{,}13$, т.е. устойчивость обеспечена.

Расчет решетки подкрановой части колонны. Поперечная сила в сечении колонны $Q_{max} = 172$ кН.

Условная поперечная сила для стали С235 может быть принята по табл. 8.2:

$$Q_{fic} \approx 0{,}2A = 0{,}2(76{,}23 + 117{,}6) = 39\ кН < Q_{max} = 172\ кН.$$

Расчет решетки производим по Q_{max}. Усилие сжатия в раскосе

$$N_d = Q_{max}/(2\sin\alpha) = 172/(2\cdot 0{,}82) = 105\ кН;$$

$$\sin\alpha = h_н/l_d = 150/\sqrt{150^2 + (210/2)^2} = 0{,}82;$$

$\alpha \cong 55°$ (угол наклона раскоса, см. рис. 14.20).

Задаемся $\lambda_d = 100$, $\bar{\lambda}_d = 100\sqrt{23/(2{,}06\cdot 10^4)} = 3{,}34$; $\varphi = 0{,}574$; $A_{d,тр} = N_d\gamma_n/(\varphi R_y\gamma_c) = 105\cdot 0{,}95/(0{,}574\cdot 23\cdot 0{,}75) = 10{,}1$ см^2;

$\gamma_c = 0{,}75$ (сжатый уголок, прикрепленный одной полкой).

Принимаем ⌊90×7; $A_d = 12{,}3$ см^2; $i_{min} = 1{,}78$ см; $\bar{\lambda}_{max} = (l_d/i_{min})\sqrt{R_y/E} = (183/1{,}78)\times$ $\times\sqrt{23/(2{,}06\cdot 10^4)} = 3{,}44$; $\varphi = 0{,}554$ (кривая устойчивости типа «в»);

$$N_d/(\varphi A_d) = 105/(0{,}554\cdot 12{,}3) = 15{,}4\ кН/см^2 < R_y\gamma_c/\gamma_n = 23\cdot 0{,}75/0{,}95 = 18{,}2\ кН/см^2.$$

Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента как единого стержня [по формуле (14.9)]. Геометрические характеристики всего сечения:

$$A = A_{в1} + A_{в2} = 76{,}23 + 117{,}6 = 193{,}8\ см^2;$$

$$I_x = A_{в1}y_1^2 + A_{в2}y_2^2 = 76{,}23\cdot 88^2 + 117{,}6\cdot 57{,}1^2 = 973749\ см^4;$$

$$i_x = \sqrt{I_x/A} = \sqrt{973749/193{,}8} = 71\ см;$$

$$\lambda_x = l_{x1}/i_x = 2260/71 = 32.$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha\frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{32^2 + 25{,}8(193{,}8/24{,}6)} = 35;$$

$$A_{d1} = 2A_d = 2\cdot 12{,}3 = 24{,}6;\ \ \alpha = 10\frac{d^3}{b^2 l} = 10(183^3/(150^2\cdot 105)) = 25{,}8;$$

$$d = l_d = 183\ см;\ b = h_н = 150\ см;\ l = l_{в1}/2 = 210/2 = 105\ см;$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef}\sqrt{R_y/E} = 35\sqrt{23/(2\cdot 0,6\cdot 10^4)} = 1,17.$$

Для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь (сечение *4—4*), $N_2 = 2110$ кН; $M_2 = 1072$ кН·м;

$$m_x = \frac{MA}{NI_x}(y_2 + z_0) = \frac{107\,200\cdot 193,8}{2110\cdot 973\,749}(57,1 + 4,9) = 0,63;$$

$\varphi_e = 0,582$; $N_2/(\varphi_e A) = 2110/(0,582\cdot 193,8) = 18,7$ кН/см$^2 < R_y/\gamma_n = 23/0,95 = 24,2$ кН/см^2.

Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь (сечение *3—3*), $N_1 = 1814$ кН; $M_1 = -727$ кН·м;

$$m_x = \frac{MA}{NI_x}y_1 = \frac{72\,700\cdot 193,8}{1814\cdot 973\,749}88 = 0,70;$$

$$\varphi_e = 0,558;\ N_1/(\varphi_e A) = \frac{1814}{0,558\cdot 193,8} = 16,8 \text{ кН/см}^2 < R_y/\gamma_n = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

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

Проверим соотношение жесткостей нижней и верхней частей колонны $I_н/I_в = 973\,749/$ $/280\,689 = 3,47$. Отличие от принятого при расчете рамы $I_н/I_в = 5$ около 30 %, поэтому статический расчет рамы уточнять не требуется.

14.4.5. Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны (рис. 14.22). Расчетные комбинации усилий в сечении над уступом:

1) $M = +125$ кН·м; $N = 544$ кН (загружение 1, 3, 4);

2) $M = -382$ кН·м; $N = 922$ кН (загружение 1, 2).

Давление кранов $D_{max} = 1111$ кН.

Прочность стыкового шва (ш1) проверяем в крайних точках сечения надкрановой части.

Первая комбинация M и N (сжата наружная полка):

наружная полка $\sigma = N/A + M/W = 544/181,2 + 12\,500/5614 = 5,2$ кН/см$^2 < R_{wy}/\gamma_n =$ $= 23/0,95 = 24,2$ кН/см^2;

внутренняя полка $\sigma = N/A - M/W = 544/181,2 - 12\,500/5614 = -0,8$ кН/см$^2 < R^{р}_{wy}/\gamma_n =$ $= 0,85R_y/\gamma_n = 0,85\cdot 23/0,95 = 20,6$ кН/см^2.

Вторая комбинация M и N (сжата внутренняя полка): наружная полка, кН/см^2,

$$\sigma = 922/181,2 - 38\,200/5614 = -1,7 < R^{р}_{wy} = 0,85R_y/\gamma_n = (0,85\cdot 23)/0,95 = 20,6,$$

где $R^{р}_{wy}$ — расчетное сопротивление стыкового шва при растяжении $R^{р}_{wy} = 0,85R_y$;

внутренняя полка, кН/см^2,

$$\sigma = 922/181,2 + 38\,200/5614 = 11,9 < R_{wy}/\gamma_n = 23/0,95 = 24,2.$$

Прочность шва обеспечена с большим запасом.

Толщину стенки траверсы определяем из условия ее смятия по формуле (14.27):

$$t_{w,тр} = D_{max}\gamma_n/(l_{ef}R_p) = 1111\cdot 0,95/(34\cdot 35) = 0,9 \text{ см};$$

$$l_{ef} = b + 2t_{пл} = 30 + 2\cdot 2 = 34 \text{ см};\ b = 30 \text{ см};$$

принимаем $t_{пл} = 2$ см; $R_р = 35$ кН/см^2.

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

При второй комбинации M и N усилия во внутренней полке (в запас несущей способности) $N_f = 922/2 + 38\,200/100 = 843$ кН.

Длина шва крепления вертикального ребра траверсы к стенке траверсы (ш2) $l_{w2} =$ $= N_f\gamma_n/[4k_f(\beta R_w\gamma_w)_{min}] = 843\cdot 0,95/(4\cdot 0,6\cdot 17) = 20$ см.

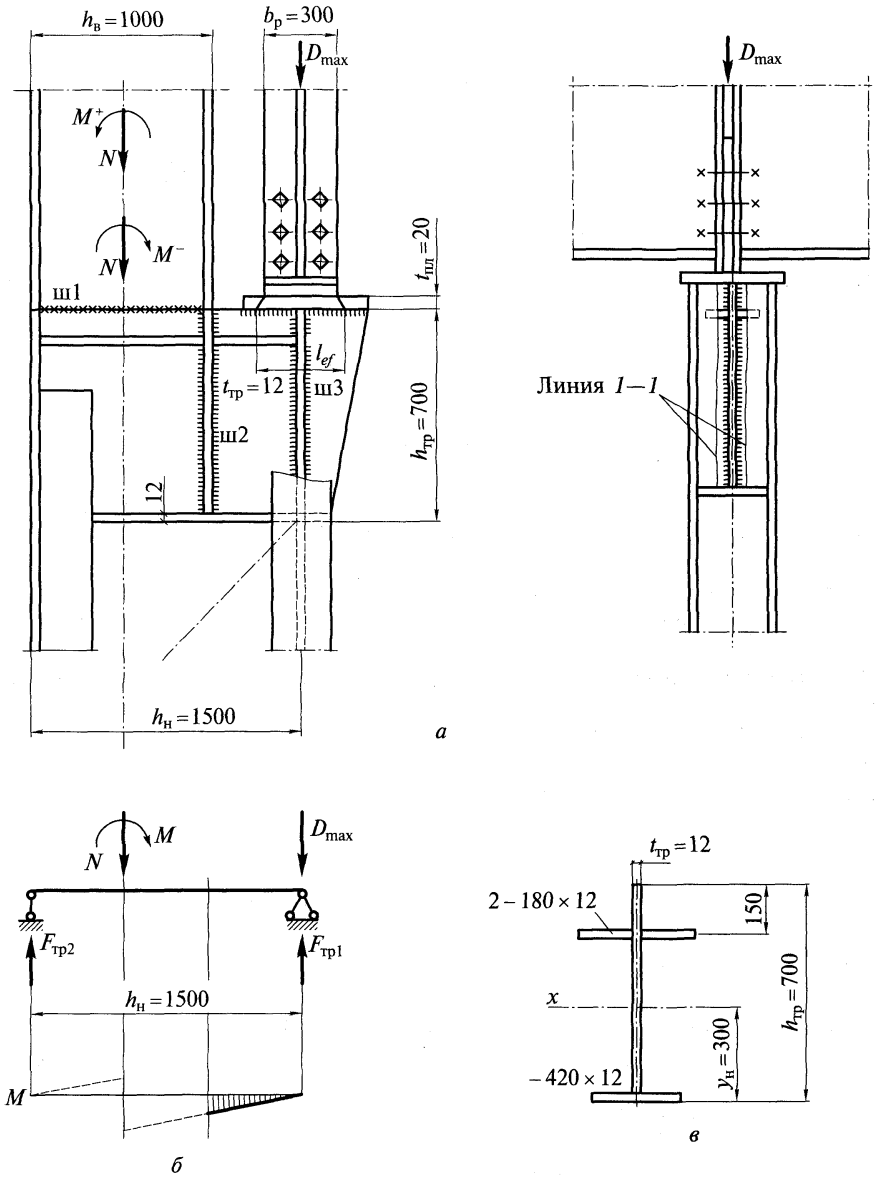


Рис. 14.22. Расчетные схемы узла сопряжения верхней и нижней частей колонны:
а — конструктивное решение узла; *б* — расчетная схема траверсы; *в* — сечение траверсы

Применяем полуавтоматическую сварку в нижнем положении в среде углекислого газа сварочной проволокой СВ-08Г2С; $R_{wf} = 21{,}5$ кН/см^2, $d = 2$ мм; $\beta_f = 0{,}9$; $\beta_z = 1{,}05$ ($k_f \le 8$ мм); $R_{wz} = 0{,}45R_{un} = 0{,}45 \cdot 36 = 16{,}2$ кН/см^2; $\beta_f R_{wf} = 0{,}9 \cdot 21{,}5 = 19{,}3$ кН/см^2 $> \beta_z R_{wz} = 1{,}05 \cdot 16{,}2 = 17$ кН/см^2.

Расчет ведем по металлу границы сплавления. Принимаем $k_f = 6$ мм; $l_{w2} < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}6 = 46$ мм.

В стенке подкрановой ветви делаем прорезь, в которую заводим стенку траверсы. Для расчета шва крепления траверсы к подкрановой ветви (ш3) составляем комбинацию усилий в сечении *2—2*, дающую наибольшую опорную реакцию траверсы. Такой комбинацией будет сочетание 1, 2, 3, 4(–), 5*; $N = 884$ кН; $M = -199$ кН·м;

$$F_{тр1} = Nh_в/(2h_н) - M/h_н + D_{max}\psi = 884 \cdot 100/(2 \cdot 150) - (-19\,900)/150 + 1111 \cdot 0{,}9 = 1428 \text{ кН}.$$

Коэффициент $\psi = 0{,}9$ учитывает, что усилия N и M приняты для 2-го основного сочетания нагрузок. Требуемая длина шва ($k_f = 0{,}6$ см)

$$l_{w3} = F_{тр1}/[4k_f(\beta R_w\gamma_w)_{min}] = 1428/(4 \cdot 0{,}6 \cdot 17) = 35 \text{ см}.$$

Из условия прочности стенки подкрановой ветви в месте крепления траверсы (линия *1—1*) определим высоту траверсы $h_{тр}$ по формуле (14.30):

$$h_{тр} \geq F_{тр}\gamma_n/(2t_{w1}R_s) = 1428 \cdot 0{,}95/(2 \cdot 0{,}78 \cdot 13) = 67 \text{ см};$$

$t_{w1} = 7{,}8$ мм — толщина стенки двутавра 45Б1, $R_s = 0{,}58R_y = 0{,}58 \cdot 23 = 13$ кН/см^2 — расчетное сопротивление срезу фасонного проката из стали С235. Принимаем $h_{тр} = 70$ см.

Максимальная поперечная сила в траверсе с учетом усилия от кранов возникает при комбинации усилий 1, 2, 3, 4(–), 5* (см. расчет шва 3):

$$Q_{max} = \frac{Nh_в}{2h_н} - \frac{M}{h_н} + \frac{k\psi D_{max}}{2} = \frac{884 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{(-19\,900)}{150} + \frac{1{,}2 \cdot 1111 \cdot 0{,}9}{2} = 1028 \text{ кН}.$$

Коэффициент $k = 1{,}2$ учитывает неравномерную передачу усилия D_{max} (см. подразд. 15.5): $\tau_{тр} = Q_{max}/(t_{тр}h_{тр}) = 1028/(1{,}2 \cdot 68{,}8) = 12{,}4$ кН/см^2 < $R_s/\gamma_n = 13/0{,}95 = 14$ кН/см^2.

14.4.6. Расчет и конструирование базы колонны. Ширина нижней части колонны превышает 1 м, поэтому проектируем базу раздельного типа (рис. 14.23).

Расчетные комбинации усилий в нижнем сечении колонны (сечение *4—4*):

1) $M = +1072$ кН·м; $N = 2110$ кН (для расчета базы наружной ветви);

2) $M = -69$ кН·м; $N = 1770$ кН (для расчета базы подкрановой ветви, сочетание 1, 3, 4(–), 5).

В комбинации усилий не учтена нагрузка от снега, так как $M/h_н = 25\,500/150 = 170$ кН > > $N_{y2}/h_н = 340 \cdot 57/150 = 129$ кН, т.е. снеговая нагрузка разгружает подкрановую ветвь. Усилия в ветвях колонны определим по формулам (14.18) и (14.19), кН:

$$N_{в1} = \frac{6900}{145} + \frac{1770}{145}57 = 744;$$

$$N_{в2} = \frac{107\,200}{145} + \frac{2110}{145}88 = 2020.$$

База наружной ветви: требуемая площадь плиты $A_{пл.тр} = N_{в2}/R_ф = 2020/1{,}02 = 1980$ см^2; $R_ф = \psi R_{b,lok} = \psi\alpha\varphi_b R_b = 1 \cdot 1 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}85 = 1{,}02$ кН/см^2 ($\psi = 1{,}0$; $\alpha = 1{,}0$; $\varphi_b = \sqrt{A_{f2}/A_{f1}}$ (см. подразд. 8.6.2); принимаем $\varphi_b = 1{,}2$; $R_b = 0{,}85$ кН/см^2 (бетон В15).

По конструктивным соображениям свес плиты c_2 должен быть не менее 4 см. Тогда $B \geq b_k + 2c_2 = 45 + 2 \cdot 4 = 53$ см, принимаем $B = 55$ см; $L_{тр} = A_{пл.тр}/B = 1980/55 = 36$ см, принимаем $L = 45$ см; $A_{пл} = 45 \cdot 55 = 2475$ см^2 > $A_{пл,тр}$.

Среднее напряжение в бетоне под плитой $\sigma_ф = N_{в2}/A_{пл} = 2020/2475 = 0{,}82$ кН/см^2.

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести ветви расстояние между траверсами в свету равно $2(b_f + t_w - z_0) = 2(18 + 1{,}4 - 4{,}9) = 29$ см; при толщине траверсы 12 мм $c_1 = (45 - 29 - 2 \cdot 1{,}2)/2 = 6{,}8$ см.

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты (см. гл. 8):

участок 1 (консольный свес $c = c_1 = 6{,}8$ см), кН·см:

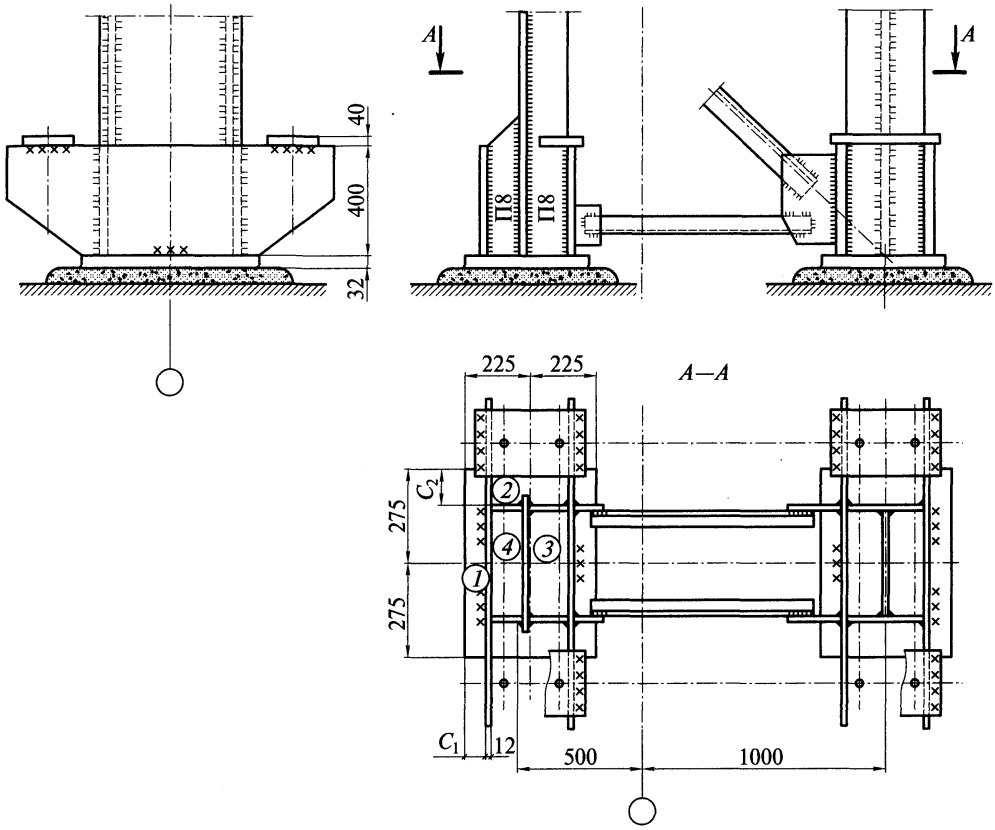


Рис. 14.23. Расчетные схемы базы колонны

$$M_1 = \sigma_ф c_1^2 / 2 = 0,82 \cdot 6,8^2 / 2 = 19;$$

участок 2 (консольный свес $c = c_2 = 5$ см), кН·см:

$$M_2 = 0,82 \cdot 5^2/2 = 10,3;$$

участок 3 (плита, опертая на четыре стороны: $b/a = 42,1/18 = 2,34 > 2$; $\alpha = 0,125$), кН·см:

$$M_3 = \alpha\sigma_ф a^2 = 0,125 \cdot 0,82 \cdot 18^2 = 33,21;$$

участок 4 (плита, опертая на четыре стороны; $b/a = 42,1/9,6 = 4,4 > 2$; $\alpha = 0,125$), кН·см:

$$M_4 = 0,125 \cdot 0,82 \cdot 9,6^2 = 9,45.$$

Принимаем для расчета $M_{max} = M_3 = 33,21$ кН·см.

Требуемая толщина $t_{пл} = \sqrt{6M_{max}\gamma_n / R_y} = \sqrt{6 \cdot 33,21 \cdot 0,95 / 20,5} = 3$ см; $R_y = 205$ МПа = = 20,5 кН/см^2 для стали Вст3кп2 толщиной 21—40 мм.

Принимаем $t_{пл} = 32$ мм (2 мм — припуск на фрезеровку).

Высоту траверсы определяем из условия размещения шва крепления траверсы к ветви колонны. В запас прочности все усилие в ветви передаем на траверсы через четыре

угловых шва. Сварка полуавтоматическая проволокой марки Св-08Г2С, $d = 2$ мм; $k_f = 8$ мм (см. подразд. 5). Требуемая длина шва определяется по формуле, см,

$$l_{w,\text{тр}} = \frac{N_{\text{в}2}\gamma_n}{4k_f(\beta R_w\gamma_w)_{\min}} = \frac{2020 \cdot 0,95}{4 \cdot 0,8 \cdot 17} = 35,3.$$

Принимаем $h_{\text{тр}} = 40$ см.

Проверка прочности траверсы выполняется так же, как для центрально-сжатой колонны (см. гл. 8).

Расчет анкерных болтов крепления подкрановой ветви ($N_{\min} = 616$ кН, $M = 560$ кН·м);

усилие в анкерных болтах $F_a = (M - Ny_2)/h_0 = (56\,000 - 616 \cdot 57)/145 = 144$ кН;

требуемая площадь сечения болтов из стали Вст3кп2 $R_{ba} = 18,5$ кН/см^2; $A_{b,\text{тр}} = F_a\gamma_n/R_{ba} = 144 \cdot 0,95/18,5 = 7,4$ см^2; принимаем два болта $d = 30$ мм; $A_{ba} = 2 \cdot 5,6 = 11,2$ см^2.

Усилие в анкерных болтах наружной ветви меньше. Из конструктивных соображений принимаем такие же болты.

ГЛАВА 15

ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

15.1. Общие сведения

15.1.1. Характеристика подкрановых конструкций. Подкрановые конструкции служат для передвижения кранов и воспринимают и передают на каркас здания нагрузки от подъемно-транспортного оборудования. Основным видом такого оборудования являются мостовые опорные и подвесные краны. Кроме того, являясь элементами каркаса, подкрановые конструкции обеспечивают горизонтальную развязку колонн из плоскости рамы, передачу на вертикальные связи между колоннами продольных усилий от тормозных сил, ветровых нагрузок на торцы здания, сейсмических и других воздействий и в определенной степени способствуют пространственной работе каркаса.

В отдельных случаях подкрановые конструкции воспринимают также нагрузки от опирающихся на них строительных и технологических конструкций (стропильные фермы, стойки фахверка, технологические и ремонтные площадки, промышленные коммуникации и т.д.).

Подкрановые конструкции под мостовые опорные краны (рис. 15.1) состоят из подкрановых балок или ферм *1*, воспринимающих вертикальные нагрузки от кранов, тормозных балок (ферм) *2*, воспринимающих поперечные горизонтальные воздействия, узлов крепления подкрановых конструкций, передающих крановые воздействия на колонны, крановых рельсов *3* с элементами их крепления и связей *4*, обеспечивающих жесткость и неизменяемость подкрановых конструкций и упоров.

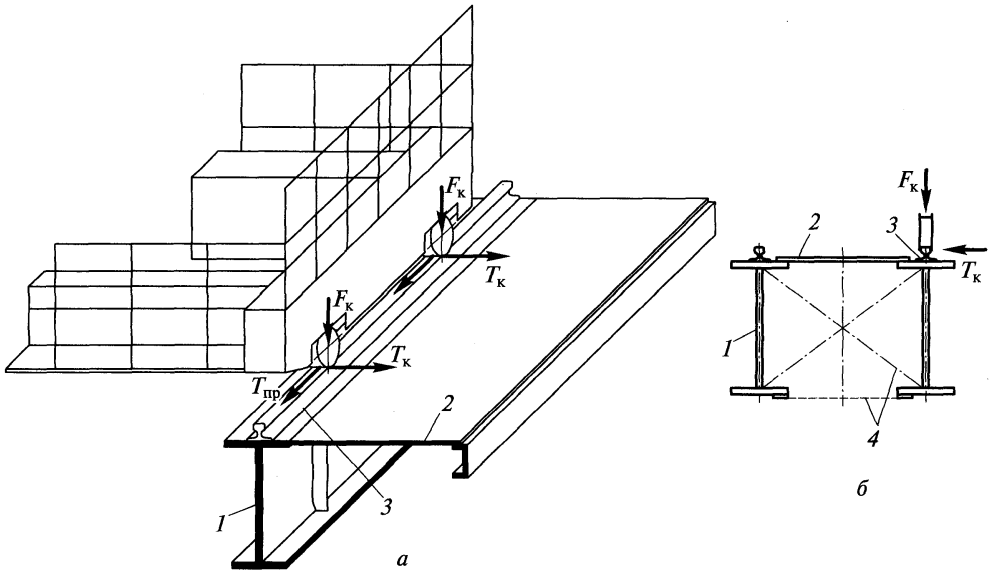


Рис. 15.1. Схема подкрановых конструкций:

а — схема нагрузок от мостового крана; *б* — состав подкрановых конструкций по среднему ряду; *1* — подкрановая балка; *2* — тормозная конструкция; *3* — рельс с креплениями; *4* — связи

Основные несущие элементы подкрановых конструкций — подкрановые балки — могут иметь различную конструктивную форму. Наиболее часто применяются сплошные подкрановые балки, как разрезные (рис. 15.2, *а*), так и неразрезные (рис. 15.2, *б*).

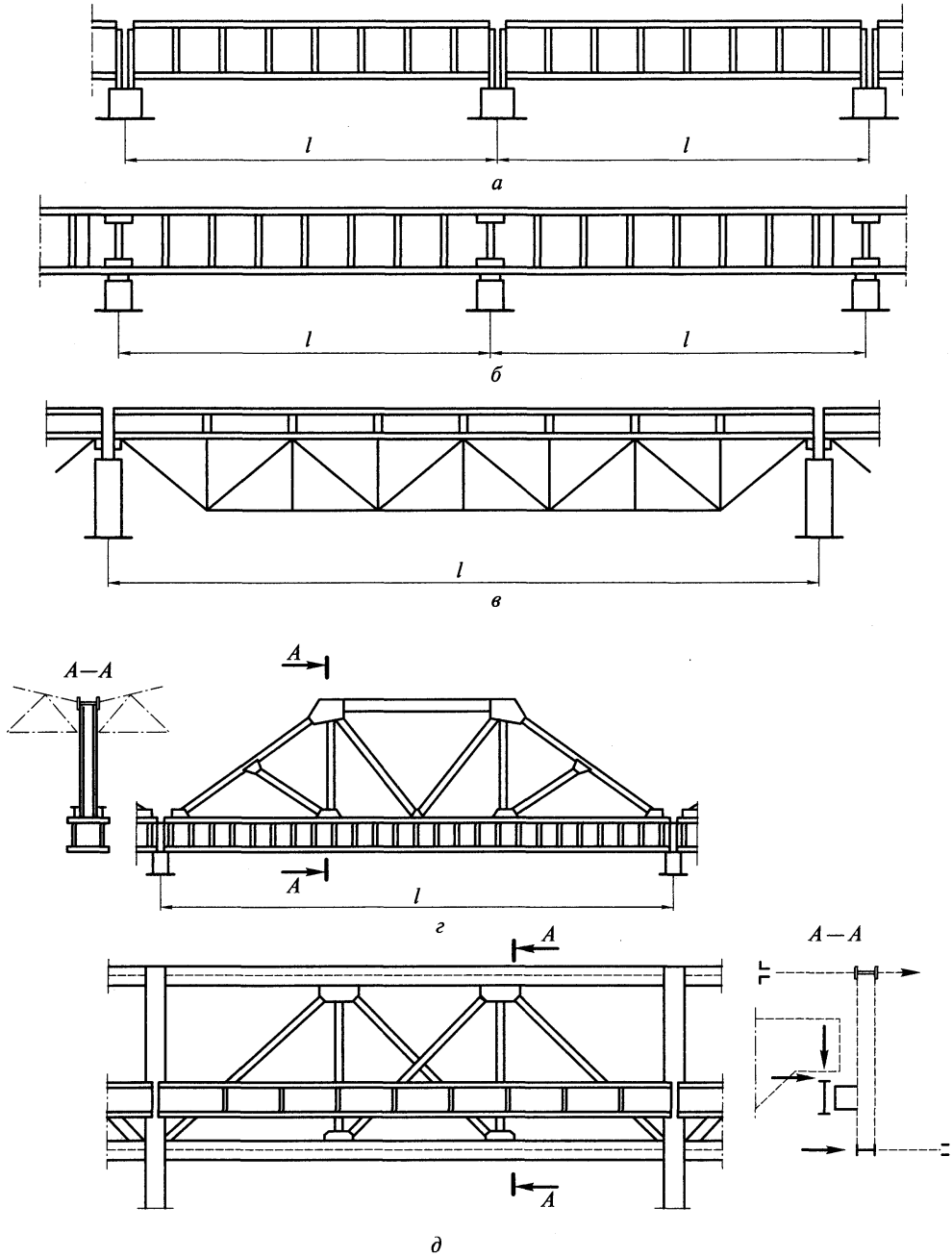


Рис. 15.2. Типы подкрановых конструкций:

а — разрезные балки; *б* — неразрезные балки; *в* — фермы; *г* — подкраново-подстропильные фермы; *д* — фермы с ездой понизу

Разрезные подкрановые балки проще в монтаже и нечувствительны к осадке опор, однако имеют повышенный расход стали.

Неразрезные балки на 12—15 % экономичнее по расходу металла, но более трудоемки при монтаже из-за устройства монтажных стыков. Кроме того, при осадке опор в них возникают дополнительные напряжения. Упругую осадку опор можно оценить коэффициентом

$$c = \Delta EI / l^3, \tag{15.1}$$

где Δ — перемещения опоры от единичной силы (с учетом осадки фундамента); EI — жесткость подкрановой балки; l — пролет балки.

При $c \geq 0{,}05$ неразрезные балки применять не рекомендуется. Не следует также применять их при просадочных грунтах.

При легких кранах ($Q \leq 30$ т) и больших шагах колонн целесообразны решетчатые подкрановые балки с жестким верхним поясом (рис. 15.2, *в*). Их применение позволяет на 15—20 % снизить расход стали по сравнению с разрезными сплошными балками. К недостаткам решетчатых балок относятся повышенная трудоемкость изготовления и монтажа и более низкая долговечность при кранах особого режима работы.

При больших пролетах (шаг колонн 24 м и более) и кранах большой грузоподъемности применяются подкраново-подстропильные фермы, объединяющие в себе подкрановую балку и подстропильную ферму (рис. 15.2, *г*). Экономичность таких конструкций возрастает с увеличением шага колонн и составляет 4—6 % при шаге колонн 24 м и 12—16 % при шаге 36 м. Однако такие фермы сложны в изготовлении и монтаже.

При большом шаге колонн для уменьшения строительной высоты здания возможно также применение подкрановых балок или ферм с ездой понизу (рис. 15.2, *д*). Крутящий момент, возникающий от внецентренной передачи нагрузки, воспринимается дополнительными горизонтальными фермами. На подкрановую конструкцию могут опираться стропильные фермы, но в отличие от подкраново-подстропильной фермы ездовая балка не включается в состав нижнего пояса. Такое конструктивное решение крайне сложно и применяется в исключительных случаях.

Подвесные краны (кран-балки) имеют, как правило, небольшую грузоподъемность (до 5 т) и перемещаются по путям, прикрепляемым к конструкциям покрытия или перекрытия. Применяются двух-, трех- и многоопорные краны. Катки крана перемещаются непосредственно по нижним поясам балок путей (рис. 15.3, *г*). Основным видом путей являются прокатные или составные балки, устанавливаемые по разрезной или неразрезной схеме. При пролете путей 12 м возможно применение перфорированных балок (см. подразд. 7.6). Для уменьшения изгибающих моментов в балках могут устанавливаться дополнительные подвески (рис. 15.4, *д*).

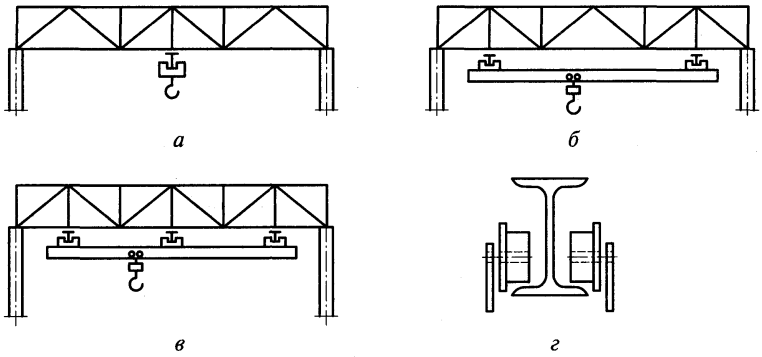


Рис. 15.3. Подвесное подъемно-транспортное оборудование:

а — тельфер; *б* — двухопорный кран; *в* — трехопорный кран; *г* — опирание катков на балку

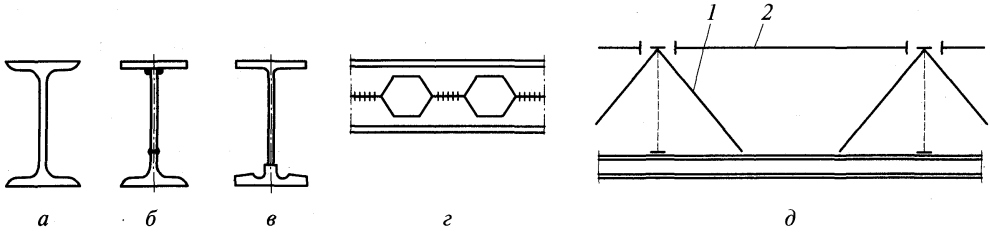


Рис. 15.4. Типы путей подвесных кранов:

а — прокатный двутавр; *б* — составной двутавр с ездовой полкой из тавра; *в* — составной двутавр с ездовой полкой из износостойкого тавра; *г* — перфорированная балка; *д* — схема путей с подвесками; *1* — подвеска; *2* — распорка

В большепролетных зданиях (авиасборочных, судостроительных и других заводов) применяются подвесные краны грузоподъемностью 30 т и более. Пути таких кранов выполняются по разрезной или неразрезной схеме сплошного составного сечения.

Для ремонта оборудования и для вспомогательных операций здания оборудуются тельферами, перемещающимися по монорельсовым путям из прокатных двутавров. При необходимости обслуживания узких зон помещения вдоль колонн в зданиях устанавливают подвижные консольные краны. Для перемещения консольных кранов устанавливают три балки: одну — для восприятия вертикальной нагрузки, две — для восприятия горизонтальной (рис. 15.5).

15.1.2. Нагрузки. Нагрузки от крана передаются на подкрановую конструкцию через колеса (катки) крана, расположенные на концевой балке кранового моста. В зависимости от грузоподъемности крана с каждой стороны моста могут быть два, четыре и более катка (рис. 15.6, *а*, *б*).

Подкрановые конструкции рассчитывают, как правило, на нагрузки от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности (рис. 15.6, *в*) с тележками приближенными к одному из рядов колонн, т.е. в положении, при котором на подкрановые конструкции действуют наибольшие вертикальные силы. Одновременно к балке прикладываются и максимальные поперечные горизонтальные усилия.

Расчетные значения вертикальных и горизонтальных сил определяют по формулам:

$$F_k = k_1\gamma_f F_k^n;\ T_k = k_2\gamma_f T_k^n, \qquad (15.2)$$

где k — коэффициент динамичности, учитывающий ударный характер нагрузки при движении крана по неровностям пути и на стыках рельсов и принимаемый по табл. 15.1 в зависимости от режима работы крана и пролета подкрановых балок; $\gamma_f = 1{,}1$ — коэффициент надежности по нагрузке; F_k^n — максимальное усилие на катке крана (принимают по стандартам на краны, см. прил. 1); T_k^n определяют по формуле (12.4).

При расчете подкрановых конструкций для кранов особого режима работы учитывается горизонтальная нагрузка, вызываемая перекосом крана, поэтому силу T_k^n определяют по формуле $T_k^n = 0{,}1F_k^n$.

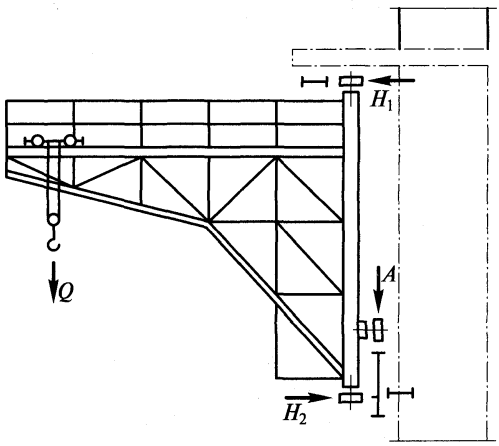


Рис. 15.5. Схема путей консольного крана

Поскольку усталостное разрушение возникает в результате действия не максимальной, а многократно повторяющейся нагрузки, при расчете конструкций на выносливость принимаются наиболее часто повторяющиеся нагрузки, которые определяют умножением F_k^n на понижающий коэффициент, зависящий от режима работы кранов (0,5 при кранах режима работы 4К—6К; 0,6—7К; 0,7—8К).

Проверку жесткости подкрановых балок выполняют на нагрузку от одного крана с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}0$ и без учета коэффициента динамичности.

Таблица 15.1

Значения коэффициента динамичности

Режим работы кранов	Шаг колонн	k_1	k_2
1К—5К	Независимо от В	1,0	1,0
6К—7К	≤ 12	1,1	1,0
	> 12	1,0	1,0
8К	≤ 12	1,2	1,1
	> 12	1,1	1,1

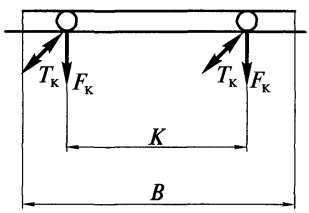
Тормозные балки, используемые как площадки для обслуживания и ремонта крановых путей, рассчитывают на временную нагрузку, принимаемую по техническому заданию (обычно 1,5 кН/м^2).

Собственную массу подкрановых конструкций принимают по справочным данным. Допускается учитывать влияние собственной массы подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозных балках умножением расчетных усилий от вертикальной крановой нагрузки на коэффициент α, равный для балок пролетом 6 м — 1,03; 12 м — 1,05; 18 м — 1,08.

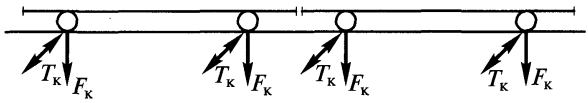
15.1.3. Особенности действительной работы подкрановых конструкций. Работа подкрановых конструкций в условиях эксплуатации весьма сложна и существенно отличается от работы обычных балочных конструкций, что обусловлено спецификой нагрузок, характером их приложения и сложностью взаимодействия кранов с подкрановыми конструкциями.

Сосредоточенная вертикальная крановая нагрузка, достигающая больших значений (до 600—800 кН), прикладывается в любой точке по длине балки и приводит к появлению в стенке сложного напряженного состояния при высоком уровне напряжений.

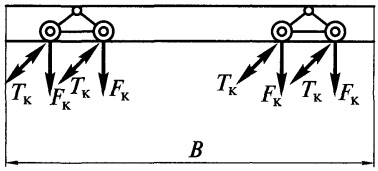
Вследствие внецентренного приложения вертикальной нагрузки (при случайных смещениях рельса с оси подкрановой балки) и поперечных горизонтальных сил, приложенных в уровне головки рельса, на верхний пояс балки действует дополнительный крутящий момент, вызывающий изгиб стенки. Вертикальные и боковые воздействия кранов



а



в



б

Рис. 15.6. Схемы нагрузок от мостовых кранов: *а*, *б* — четырех- и восьмиколесного; *в* — двух сближенных четырехколесных

носят динамический характер и часто сопровождаются рывками и ударами. Этому способствуют неровности кранового пути и перепады в стыках рельсов. Все это приводит к появлению в подкрановых конструкциях повреждений в виде усталостных трещин, расстройства соединений и ослабления узлов и нарушает нормальную эксплуатацию.

Основными повреждениями подкрановых балок являются трещины в верхнем поясном шве и околошовной зоне, повреждения швов крепления тормозных конструкций к подкрановым балкам, повреждения элементов узлов крепления балок к колоннам. Преждевременному появлению повреждений способствуют дефекты изготовления и монтажа конструкций: низкое качество сварки, неточный монтаж, смещения рельса с оси подкрановой балки и т.д.

В наиболее тяжелых условиях работают подкрановые конструкции в зданиях, где эксплуатируются краны особого режима работы. Они отличаются высоким уровнем силовых воздействий и большим числом циклов загружения ($2 \cdot 10^6$ циклов в год и более).

Нормы проектирования относят подкрановые конструкции к первой группе конструкций и регламентируют ряд специфических требований, которые необходимо учитывать при их проектировании. К мероприятиям, повышающим долговечность подкрановых конструкций, относятся: 1) разработка конструктивных решений, отвечающих действительным условиям работы подкрановых конструкций; 2) максимальное снижение концентрации напряжений; 3) использование сталей, обладающих повышенной вибрационной прочностью; 4) повышение качества изготовления и монтажа; 5) обеспечение постоянного надзора за состоянием подкрановых конструкций и своевременное устранение повреждений.

15.2. Сплошные подкрановые балки

15.2.1. Конструктивные решения. Типы сечений подкрановых балок зависят от нагрузки, пролета и режима работы кранов. При пролете 6 м и кранах грузоподъемностью до 50 т обычного режима работы применяют прокатные двутавры, усиленные для восприятия горизонтальных сил листом или уголками (рис. 15.7, *а*), либо сварные двутав-

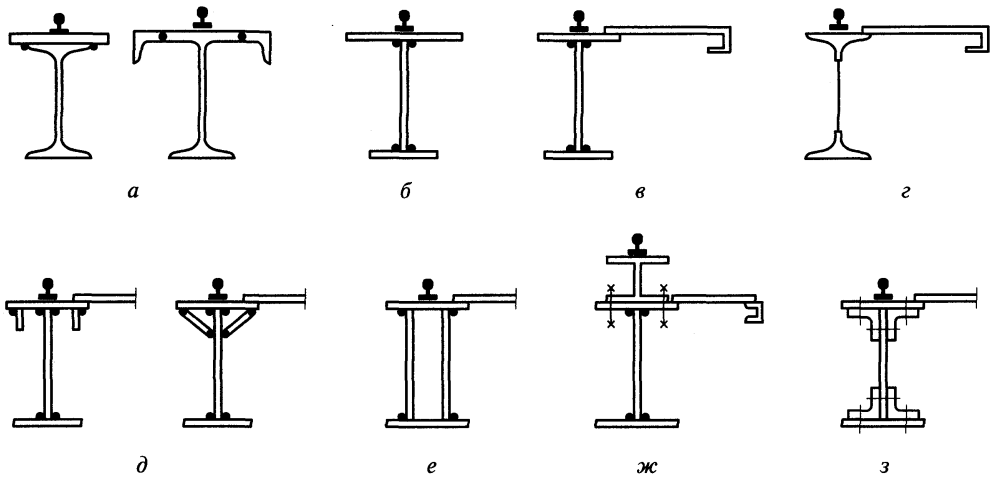


Рис. 15.7. Типы сечений сплошных подкрановых балок:

а — прокатные двутавры; *б* — несимметричный составной двутавр; *в* — симметричный составной двутавр с тормозной конструкцией; *г* — составное сечение с поясами из тавров; *д* — двутавр с усиленным верхним поясом; *е* — двустенчатое сечение; *ж* — сечение со сменной верхней частью; *з* — клепаное сечение

ры несимметричного сечения (рис. 15.7, *б*). Для больших пролетов и грузоподъемностей кранов применяют сварные двутавровые балки с горизонтальной тормозной конструкцией (рис. 15.7, *в*). При кранах грузоподъемностью до 50 т рациональны балки составного сечения из широкополочных тавров с тонкой стенкой-вставкой (рис. 15.7, *г*). Такое решение на 20—30 % снижает трудоемкость изготовления, а при использовании тонких стенок-вставок позволяет получить экономию стали до 3—4 %.

Для снижения расхода стали сварные балки иногда проектируют из двух марок стали, стенку — из низкоуглеродистой, пояса — из низколегированной (см. подразд. 7.6).

Высокая интенсивность работы кранов особого режима часто приводит к появлению повреждений в верхней зоне стенки подкрановых балок. В таких балках для снижения уровня местных напряжений в стенке, возникающих от внецентренного приложения крановой нагрузки, целесообразно увеличить крутильную жесткость верхнего пояса путем постановки вертикальных или наклонных элементов (ламелей) (рис. 15.7, *д*) или использовать двустенчатые сечения (рис. 15.7, *е*). Применение под краны особого режима работы балок из широкополочных тавров (см. рис. 15.7, *г*) также позволяет повысить их долговечность, поскольку в этом случае сварной шов, являющийся концентратором напряжений и источником остаточных сварочных напряжений, переносится в менее напряженную зону стенки.

Повышенной долговечностью отличается также решение подкрановых балок со сменной верхней частью из широкополочного двутавра, прикрепляемой на высокопрочных болтах, разработанное в Новосибирском инженерно-строительном институте (рис. 15.7, *ж*).

Клепаные балки тяжелее сварных и более трудоемки в изготовлении. Однако благодаря более мощному верхнему поясу, состоящему из уголков и горизонтальных листов, а также из-за отсутствия сварочных напряжений, большей податливости соединения поясов со стенкой и распределения давления пояса на большую длину [см. формулу (15.10)] такие балки более долговечны. Поэтому в зданиях заводов черной металлургии с кранами особого режима работы клепаные балки применяют в виде исключения и в

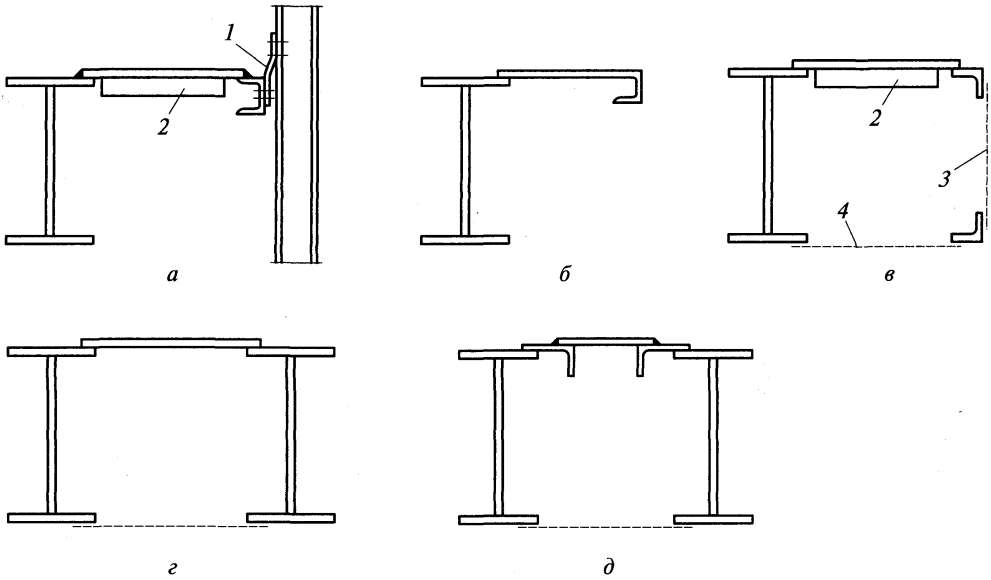


Рис. 15.8. Тормозные балки:

а, *б* и *в* — по крайним рядам; *г* и *д* — по средним рядам; *1* — листовой шарнир; *2* — ребро жесткости; *3* — вспомогательная ферма; *4* — связевая ферма

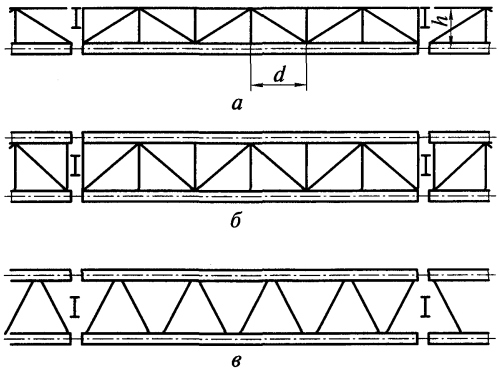


Рис. 15.9. Схемы тормозных и связевых ферм:

а — тормозная ферма по крайнему ряду; *б* — то же, по среднему ряду; *в* — связевая ферма по нижним поясам балок

настоящее время. Поскольку процесс клепки весьма трудоемок и требует специального оборудования, предложены способы замены заклепок в подкрановых балках высокопрочными болтами, постановка которых проще.

Применение высокопрочных болтов можно также рекомендовать при замене ослабленных заклепок и усилении клепаных балок в действующих цехах.

При пролете балок до 12 м и кранах режимов работы 1К—6К грузоподъемностью до 50 т для восприятия горизонтальных поперечных сил достаточно развить сечение верхнего пояса (см. рис. 15.7, *а*, *б*). При больших пролетах балок и для кранов грузоподъемностью 50 т и больше устанавливают специальные тормозные конструкции — тормозные балки или фермы. Фермы экономичнее по расходу стали, но сложнее в изготовлении и монтаже, поэтому при ширине тормозных конструкций (расстоянии от оси балки до наружной грани тормозной конструкции на крайних рядах или до оси смежной балки на средних рядах) до 1,25 м обычно применяются тормозные балки со стенкой из рифленого листа толщиной 6—8 мм (рис. 15.8, *а*). Применяются также тормозные балки, выполнение из гнутого листа (рис. 15.8, *б*).

Для крайних рядов поясами тормозной балки являются верхний пояс подкрановой балки и окаймляющий швеллер или пояс вспомогательной фермы. При пролете балок 12 м наружный пояс крепится к стойке фахверка. Для того чтобы горизонтальные смещения балок не передавались на стену здания, это крепление выполняется с помощью листового шарнира (см. рис. 15.8, *а*). По средним рядам поясами тормозной балки являются верхние пояса балок смежных пролетов (рис. 15.8, *г*, *д*).

Листы тормозных балок приваривают к поясам сплошным швом с подваркой с нижней стороны или крепят на высокопрочных болтах. Для обеспечения местной устойчивости и предотвращения случайных погибов тормозные листы снизу укрепляют ребрами жесткости сечением не менее 65×6; шаг ребер 1,5—2 м.

При ширине тормозных конструкций свыше 1,25 м целесообразно применение тормозных ферм с треугольной решеткой и дополнительными стойками (рис. 15.9, *а*, *б*). Для обеспечения большей компактности узлов допускается центрировать элементы решетки на кромку пояса балки.

В зданиях с кранами особого режима работы независимо от ширины тормозных конструкций обычно применяют тормозные балки, используемые как площадки для прохода и обслуживания путей и кранов. Чтобы избежать чрезмерных колебаний нижних поясов подкрановых балок, их свободная длина не должна превышать 12 м. Для этого между нижними поясами балки и вспомогательной фермы устанавливают легкие связевые фермы, все элементы которых подбирают по предельной гибкости $[\lambda] = 200$ (рис. 15.9, *в*). При кранах особого режима работы гибкость поясов должна быть не более 150.

При блочном методе монтажа между балками предусматривают вертикальные связи, обеспечивающие жесткость блока при кручении.

15.2.2. Расчет подкрановых балок. Расчет подкрановых балок во многом аналогичен расчету обычных балок. Однако он имеет особенности, обусловленные подвижной нагрузкой, вызывающей большие местные напряжения под катками крана, воздействием не только вертикальных, но и горизонтальных сил, динамичностью нагрузки и многократностью ее приложения.

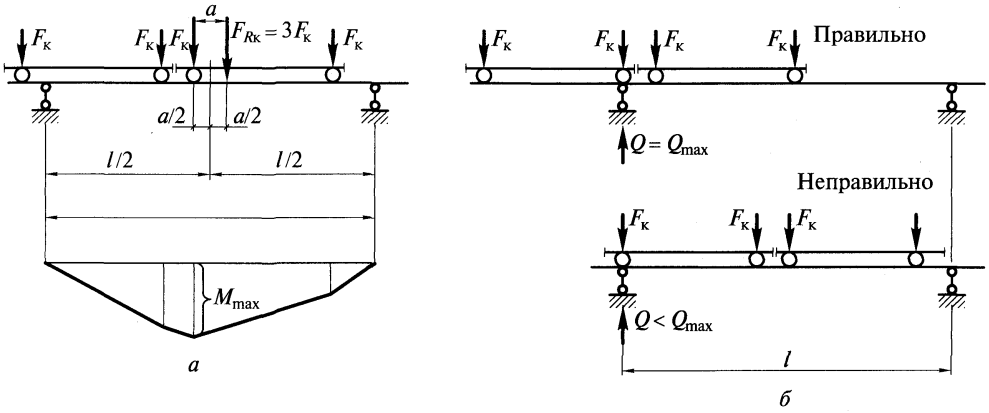


Рис. 15.10. Расчетные схемы к определению расчетных усилий в разрезных подкрановых балках:

а — наибольший изгибающий момент; *б* — наибольшая поперечная сила

Общие положения по расчету балок рассмотрены в гл. 7. Ниже показаны особенности расчета подкрановых балок, связанные со спецификой их работы.

Расчетные усилия. Наибольшие изгибающие моменты и поперечные силы в подкрановых балках находят от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности (см. подразд. 15.1.2). Так как нагрузка подвижная, то сначала нужно найти такое ее положение, при котором расчетные усилия в балке будут наибольшими.

Наибольший изгибающий момент в разрезной балке от заданной системы сил возникает тогда, когда равнодействующая всех сил, находящихся на балке, и ближайшая к ней сила равноудалены от середины пролета балки (рис. 15.10, *а*); при этом наибольший изгибающий момент M_{max} будет находиться под силой, ближайшей к середине пролета балки (правило Винклера).

Поскольку сечение с наибольшим моментом расположено близко к середине пролета балки, значение M_{max} можно определить, пользуясь линией влияния момента в середине пролета. Погрешность не превышает 1—2 %.

Наибольшая поперечная сила Q_{max} в разрезной балке будет при таком положении нагрузки, когда одна из сил находится непосредственно у опоры, а остальные расположены как можно ближе к этой же опоре (рис. 15.10, *б*).

В неразрезных подкрановых балках наибольшие усилия определяют загружением линий влияния, построенных для опорных и промежуточных сечений (ординаты линий влияния приведены в справочной литературе).

Балку разбивают на 8—10 равных частей. В каждом сечении путем наиболее невыгодного загружения линии влияния определяют максимальные значения моментов и поперечных сил и строят огибающие эпюры.

Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы от вертикальной нагрузки определяют по формулам:

$$M_{max} = \alpha\psi\sum F_{ki}y_i^M;\ Q_{max} = \alpha\psi\sum F_{ki}y_i^Q, \qquad (15.3)$$

где ψ — коэффициент сочетания (см. гл. 12); y_i^M и y_i^Q — ординаты линий влияния момента и поперечной силы; значения коэффициента α, учитывающего влияние массы балки, приведены в подразд. 15.1.

Расчетный изгибающий момент M_y и поперечную силу Q_y от горизонтальной поперечной нагрузки находят при том же положении кранов:

$$M_y = \psi \sum T_k y_i^M;\ Q_y = \psi \sum T_k y_i^Q. \qquad (15.4)$$

Проверка прочности подкрановых балок. Под действием вертикальных и горизонтальных крановых нагрузок подкрановая балка и тормозная конструкция работают как единый тонкостенный стержень на косой изгиб с кручением (рис. 15.11, *а*). Нормальные напряжения в такой балке можно определить по формуле

$$\sigma = \frac{M_{x_0}}{I_{x_0}} y_0 + \frac{M_{y_0}}{I_{y_0}} x_0 + \frac{B}{I_\omega} \omega \le R_y \gamma_c. \qquad (15.5)$$

где M_{x_0}, M_{y_0} — изгибающие моменты относительно главных осей инерции x_0 — x_0 и y_0 — y_0; B — бимомент; I_{x_0}, I_{y_0} — моменты инерции относительно главных осей; I_w — секториальный момент инерции; x_0, y_0, ω — соответственно линейные и секториальная координаты точки сечения.

Так как линия действия усилий проходит вблизи центра изгиба, влияние кручения невелико, поэтому при расчете балок используется приближенный подход. Условно принимается, что вертикальная нагрузка воспринимается только сечением подкрановой балки (без учета тормозной конструкции), а горизонтальная — только тормозной балкой, в состав которой входят верхний пояс подкрановой балки, тормозной лист и окаймляющий его элемент (или верхний пояс смежной подкрановой балки). Таким образом, верхний пояс балки работает как на вертикальную, так и на горизонтальную нагрузку, и максимальные напряжения в точке A (рис. 15.11, *б*) можно определить по формуле

$$\sigma_A = M_x / W_x^A + M_y / W_y^A \le R_y \gamma_c; \qquad (15.6)$$

соответственно в нижнем поясе

$$\sigma = M_x / W_x^{\text{н.п}} \le R_y \gamma_c, \qquad (15.7)$$

где W_x^A — момент сопротивления верхнего пояса; $W_x^{\text{н.п}}$ — то же, нижнего пояса; $W_y^A = I_y / x_A$ — момент сопротивления тормозной балки для крайней точки верхнего

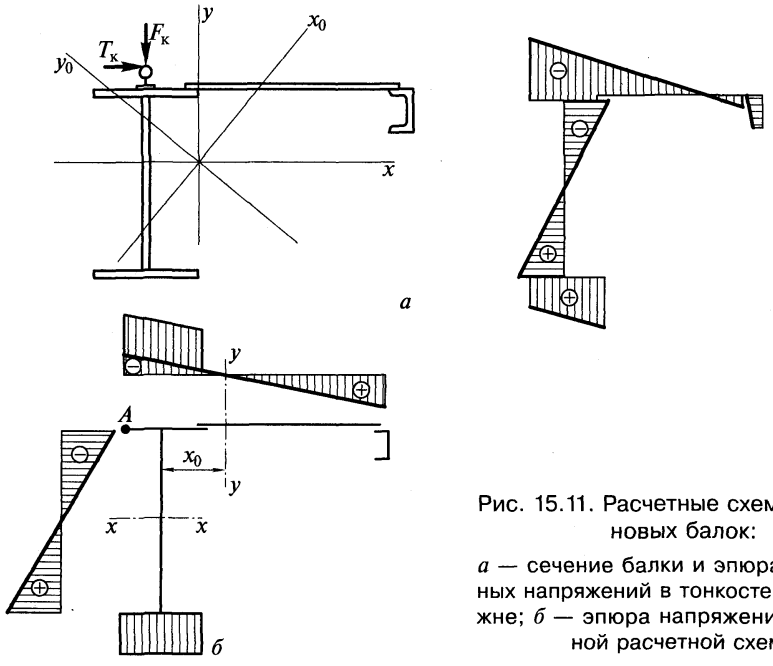


Рис. 15.11. Расчетные схемы подкрановых балок:

а — сечение балки и эпюра нормальных напряжений в тонкостенном стержне; *б* — эпюра напряжений в условной расчетной схеме

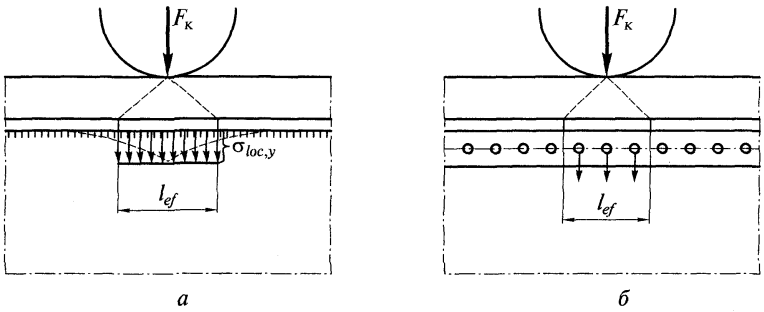


Рис. 15.12. Местные напряжения в стенке подкрановых балок под колесом крана: *а* — в сварной балке; *б* — в клепаной балке

пояса (точка *A*), при отсутствии тормозных конструкций — момент сопротивления верхнего пояса относительно вертикальной оси.

Если тормозная конструкция выполнена в виде фермы, то верхний пояс балки помимо напряжения от изгиба в вертикальной плоскости воспринимает осевое усилие $N_x = M_y/h_т$ ($h_т$ — высота тормозной фермы) от работы его в составе фермы и местный момент $M_{loc,y} = 0{,}9T_k d/4$ (d — расстояние между узлами тормозной фермы, см. рис. 15.9) от внеузлового приложения силы T_k (коэффициент 0,9 учитывает неразрезность пояса в узлах).

Устойчивость верхнего пояса из плоскости балки можно проверить по приближенной формуле

$$\sigma = M_x / W_x^A + N_x / (\varphi A_f) + M_{loc,y} / W_y^A \le R_y \gamma_c, \qquad (15.8)$$

где W_x^A — момент сопротивления балки; W_y^A — момент сопротивления пояса относительно вертикальной оси; A_f — площадь сечения пояса.

Все геометрические характеристики принимают без учета ослабления сечения. Значение коэффициента φ определяется по гибкости верхнего пояса относительно вертикальной оси балки при расчетной длине пояса, равной d.

Если сечение пояса сильно ослаблено отверстиями, то решающей будет проверка прочности, выполняемая по формуле (15.8), но при $\varphi = 1$ и геометрических характеристиках сечения нетто.

Касательные напряжения в стенке подкрановых балок определяют так же, как и в обычных балках.

Действующая на балку сосредоточенная нагрузка от колеса крана распределяется рельсом и поясом на некоторый участок стенки, и в ней возникают местные нормальные напряжения (рис. 15.12). Действительная эпюра распределения этих напряжений (пунктирная линия) заменяется равновеликой (сплошная линия) из условия равенства их максимальных значений. Прочность стенки на действие максимальных местных напряжений проверяют по формуле

$$\sigma_{loc,y} = \gamma_{f1} F_k / (t_w l_{ef}) \le R_y \gamma_c, \qquad (15.9)$$

где F_k — расчетная нагрузка на колесе крана без учета динамичности; γ_{f1} — коэффициент увеличения нагрузки на колесе, учитывающий возможное перераспределение усилий между колесами и динамический характер нагрузки, принимается равным: 1,6 — при кранах режима 8К с жестким подвесом груза; 1,4 — при кранах 8К с гибким подвесом груза; 1,3 — при кранах 7К; 1,1 — при прочих кранах; t_w — толщина стенки; l_{ef} — условная (расчетная) длина распределения усилия F_k, зависит от жесткости пояса, рельса и сопряжения пояса со стенкой и определяется по формуле

$$l_{ef} = \psi\sqrt[3]{I_{1f}/t_w}, \qquad (15.10)$$

где ψ — коэффициент, учитывающий степень податливости сопряжения пояса и стенки; для сварных балок $\psi = 3{,}25$, для клепаных — 3,75; I_{1f} — сумма собственных моментов инерции пояса и кранового рельса или общий момент инерции в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса.

В балках с поясными соединениями на фрикционных болтах напряжения $\sigma_{loc,y}$ проверяют на уровне нижней кромки поясного уголка, а ψ принимают равным 4,5.

Стенку сварной подкрановой балки следует проверить также на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений на уровне верхних поясных швов по формуле

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc,y}^2 - \sigma_x\sigma_{loc,y} + 3\tau_{xy}^2} \le \beta R_y, \qquad (15.11)$$

где β — коэффициент, равный 1,15 при расчете разрезных балок и 1,3 — при расчете сечений на опорах неразрезных балок.

Как отмечалось в подразд. 15.1, внецентренное расположение рельса на балке, а также воздействие горизонтальной поперечной силы, приложенной к головке рельса (рис. 15.13), приводит к возникновению местного крутящего момента M_t, приложенного к верхнему поясу балки и вызывающего дополнительные напряжения от изгиба в стенке σ_{fy}:

$$\sigma_{fy} = 2M_t t_w / I_f, \qquad (15.12)$$

где $I_f = I_t + b_f t_f^3/3$ — сумма собственных моментов инерции кручения рельса и пояса.

Моменты инерции кручения крановых рельсов принимаются равными, см^4: КР50 — 78, КР70 — 253, КР80 — 387, КР100 — 765, КР120 — 1310. Крутящий момент вычисляется по формуле

$$M_t = \gamma_f\gamma_{f1}F_k^n e + 0{,}75T_k^n\gamma_f h_r, \qquad (15.13)$$

где e — условный эксцентриситет рельса, принимаемый равным 15 мм; h_r — высота рельса; коэффициент 0,75 учитывает большую длину распределения крутящего момента от силы T_k по длине балки, чем от силы F_k.

Помимо напряжений $\sigma_x = M_x y/I_x$; $\tau_{xy} = QS/(I_x t_w)$ от общего изгиба балки и $\sigma_{loc,y}$, σ_{fy} в стенке балки возникают дополнительные компоненты напряженного состояния: $\sigma_{loc,x} = 0{,}25\sigma_{loc,y}$ — нормальные напряжения в стенке в продольном направлении от сосредоточенного давления колеса крана; $\tau_{loc,xy} = 0{,}3\sigma_{loc,y}$ — местные касательные напряжения от сосредоточенного усилия; $\tau_{f,xy} = 0{,}25\sigma_{fy}$ — местные касательные напряжения от изгиба стенки в поперечном направлении.

При проверке прочности стенок подкрановых балок под краны особого режима работы следует учитывать все компоненты напряженного состояния и проводить расчет по формулам:

$$\begin{gathered}
\sigma_{x_0} = \sigma_x + \sigma_{loc,x} \le R_y\gamma_c; \\
\sigma_{y_0} = \sigma_{loc,y} + \sigma_{fy} \le R_y\gamma_c; \\
\tau_{xy_0} = \tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy} \le R_s\gamma_c; \\
\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_{x_0}^2 - \sigma_{x_0}\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \le \beta R_y,
\end{gathered} \qquad (15.14)$$

где σ_{x_0}; σ_{y_0}; τ_{xy_0} — суммарные напряжения.

Расчет на выносливость (см. подразд. 2.3) выполняют для подкрановых балок при числе циклов загружения $n \ge 10^5$ на нагрузку от одного крана с пониженным нормативным значением (см. подразд. 15.1.2). В разрезных подкрановых балках из сталей обычной и повышенной прочности при коэффициенте асимметрии цикла $\rho \ge 0$ усталостная проч-

ность сечения, как правило, обеспечена. В неразрезных балках при $\rho < 0$ (особенно при использовании сталей повышенной прочности) проверка на выносливость может оказаться решающей, что потребует увеличения сечения.

Расчет на выносливость выполняют по формуле

$$\sigma_x \leq \alpha R_v \gamma_v, \qquad (15.15)$$

где $\sigma_x = M_x / W_x$ — напряжения в поясе от вертикальной крановой нагрузки; α — коэффициент, учитывающий число циклов загружения; R_v — расчетное сопротивление усталости, принимаемое в зависимости от временного сопротивления стали и конструктивного решения; γ_v — коэффициент, зависящий от вида напряженного состояния и коэффициента асимметрии ρ.

Значения R_v, α и γ_v определяют по СНиП.

Для подкрановых балок с кранами особого режима работы следует дополнительно проверить на выносливость верхнюю зону стенки с учетом компонентов местного напряженного состояния.

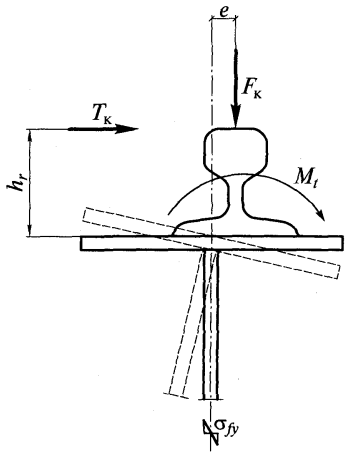


Рис. 15.13. Схема действия вертикальной и горизонтальной сил на подкрановую балку

Существующая методика расчета подкрановых балок на выносливость достаточно условна и не отражает всех особенностей действительной работы подкрановых конструкций. Поэтому основным мероприятием по повышению их усталостной прочности является максимальное снижение концентрации напряжений, в частности, перенос шва в менее напряженную зону стенки (см. рис. 15.7, *г*).

Проверка прогиба подкрановых балок. Производится по правилам строительной механики или приближенным способом от одного крана без учета коэффициента динамичности. С достаточной точностью прогиб разрезных подкрановых балок может быть определен по формуле

$$f = M_x^n l^2 / (10 E I_x), \qquad (15.16)$$

где M_x^n — изгибающий момент в балке от нагрузки одного крана с $\gamma_f = 1{,}0$.

В неразрезных балках

$$f = \left(\frac{M_{ср}}{10} - \frac{M_л + M_{пр}}{72} \right) \frac{l^2}{E I_x}, \qquad (15.17)$$

где $M_л$; $M_{ср}$; $M_{пр}$ — соответственно моменты на левой опоре, в середине пролета и на правой опоре.

Предельно допустимый прогиб подкрановых балок установлен из условия обеспечения нормальной эксплуатации кранов и зависит от режима их работы. Для режимов работы 1К—6К $[f] = (1/400)l$, 7К — $(1/500)l$, 8К — $(1/600)l$. Горизонтальный прогиб тормозных конструкций ограничивается только для кранов особого режима работы и не должен превышать $(1/2000)l$.

Общую устойчивость подкрановых балок проверяют так же, как обычных балок (см. гл. 7). При наличии тормозных конструкций общая устойчивость балки, как правило, обеспечена и не требует проверки.

Проверка местной устойчивости элементов подкрановых балок. Местная устойчивость элементов подкрановой балки проверяется так же, как и обычных балок. Устойчивость поясного листа обеспечивается отношением свеса сжатого пояса к его толщине. Наибольшее отношение свеса к толщине принимается без учета пластических деформаций по формуле (2.66).

Устойчивость стенки подкрановой балки проверяется с учетом местных нормальных напряжений $\sigma_{loc,y}$ по формуле

$$\sqrt{(\sigma_x/\sigma_{cr,x}+\sigma_{loc,y}/\sigma_{cr,loc,y})^2+(\tau_{xy}/\tau_{cr,xy})^2}\le\gamma_c, \qquad (15.18)$$

где σ_x, τ_{xy} — краевое сжимающее и среднее касательное напряжения в стенке; $\sigma_{loc,y}$ определяется по формуле (15.9); $\sigma_{cr,x}$, $\sigma_{cr,loc,y}$, $\tau_{cr,xy}$ — критические напряжения; $\gamma_c = 1{,}0$ — коэффициент условий работы (см. гл. 7).

Ребра жесткости, обеспечивающие местную устойчивость стенки, должны иметь ширину не менее 90 мм. Двусторонние ребра жесткости согласно нормам не должны привариваться к нижним поясам балок. Торцы ребер следует плотно пригнать к верхнему поясу, при этом в балках под краны особого режима работы торцы ребер необходимо строгать.

В балках под краны режимов работы 1К—5К нормами допускаются односторонние ребра жесткости с приваркой их к верхнему поясу и стенке. Размеры ребер жесткости принимаются такими же, как и в обычных балках.

Расчет соединений поясов подкрановых балок со стенкой. Поясные швы или заклепки крепления верхнего пояса и стенки помимо продольного сдвигающего усилия, возникающего от изгиба балки, воспринимают сосредоточенное усилие от колеса крана (см. рис. 15.12).

Результирующее напряжение в швах будет равно геометрической сумме напряжений от поперечной силы τ_{w1} и местных напряжений τ_{w2} и может быть проверено по формуле

$$\tau_w=\sqrt{\tau_{w1}^2+\tau_{w2}^2}\le R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c, \qquad (15.19)$$

где

$$\tau_{w1}=QS_f/(2I_x\beta_f k_f);\ \tau_{w2}=\gamma_{f1}F_k/(2l_{ef}\beta_f k_f).$$

Аналогично определяются напряжения по границе сплавления. Отсюда требуемую высоту шва k_f можно получить из выражения

$$k_f\ge\frac{1}{2(\beta\gamma_w R_w)_{\min}\gamma_c}\sqrt{\left(\frac{QS_f}{I_x}\right)^2+\left(\frac{\gamma_{f1}F_k}{l_{ef}}\right)^2}. \qquad (15.20)$$

Нижние поясные швы не воспринимают усилия от колеса крана, их рассчитывают только на касательные напряжения от поперечной силы.

В подкрановых балках под краны режимов работы 7К и 8К верхние поясные швы необходимо выполнять с полным проплавлением на всю толщину стенки. В этом случае швы считаются равнопрочными со стенкой и их можно не рассчитывать. Для повышения качества шва, снижения концентрации напряжений и повышения долговечности балок поясные швы следует выполнять автоматической сваркой с выводом концов шва на планки.

В клепаных подкрановых балках заклепки, соединяющие верхний пояс со стенкой, также воспринимают дополнительные усилия от сосредоточенного давления. Считается, что местное давление распределяется равномерно по заклепкам, расположенным на участке длиной l_{ef} (см. рис. 15.12, *б*). Поэтому наибольший шаг заклепок a (при однорядном их расположении) определяют по формуле

$$a\le\frac{N_{\min}}{\sqrt{\left(\frac{QS_f}{I_x}\right)^2+\left(\frac{\alpha\gamma_{f1}F_k}{l_{ef}}\right)^2}}, \qquad (15.21)$$

где $N_{\min}$ — наименьшее расчетное усилие, допускаемое на одну заклепку, по срезу или смятию; $\alpha = 0{,}4$ в случае, если стенка балки пристрогана заподлицо с обушками верхних поясных уголков, и $\alpha = 1{,}0$, если такой пристрожки нет. В подкрановых балках рекомендуется всегда делать такую пристрожку.

Аналогично рассчитываются соединения на высокопрочных болтах.

15.2.3. Подбор сечения подкрановых балок. Подбор сечений подкрановых балок выполняют в том же порядке, что и обычных балок. Из условия общей прочности определяют требуемый момент сопротивления. Влияние горизонтальных поперечных нагрузок на напряжение в верхнем поясе подкрановых балок можно учесть коэффициентом β, тогда формула (15.6) примет вид

$$\sigma_x = M_x\beta / W_x \leq R_y\gamma_c. \qquad (15.22)$$

Значение коэффициента β определяют из выражения

$$\beta = 1 + M_y W_x/(M_x W_y) \approx 1 + 2M_y h_b/(M_x h_т). \qquad (15.23)$$

Ширину сечения тормозной конструкции $h_т$ при компоновке рамы принимают примерно равной $h_н$; высоту балки задают в пределах $(^1/_8 - ^1/_{10})l$ (большие значения принимают при большей грузоподъемности крана).

По формуле (15.22) вычисляют требуемый момент сопротивления

$$W_{тр} = M_x\beta/(R_y\gamma_c).$$

Оптимальную высоту балки и толщину стенки устанавливают аналогично изложенному в гл. 7.

При определении минимальной высоты необходимо учесть, что жесткость подкрановых балок проверяется на нагрузку от одного крана, поэтому предварительно (по линии влияния или по правилу Винклера) находят максимальный момент от загружения балки одним краном M_x при коэффициенте $\gamma_f = 1{,}0$.

Из условия полного использования материала балки при загружении расчетной нагрузкой h_{min} определяют по формуле

$$h_{min} = 5\gamma_c R_y l/(24\beta E)[l/f]\, M_x^n / M_x, \qquad (15.24)$$

где $[f/l]$ — максимальный регламентируемый нормами прогиб подкрановых конструкций.

Окончательную высоту балки устанавливают с учетом ширины листов (с припуском для строжки кромок) или в целях унификации конструкций принимают кратной 100 мм (см. гл. 7). Определив требуемую площадь полки (см. пример 7.3 в гл. 7), назначают ее размеры из условий местной устойчивости при упругой работе $(b_{ef}/t_f) \leq 0{,}5\sqrt{E/R_y}$ и возможности размещения рельса с креплениями.

После компоновки проводят все проверки принятого сечения в соответствии с подразд. 15.2.2.

15.3. Решетчатые подкрановые балки (фермы)

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. 15.14). Высоту ферм $h_ф$ 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 можно было выполнить из широкополочного двутавра. Поскольку верхний пояс дополнительно воспринимает местный момент от внеузловой передачи нагрузки от колеса крана, высоту его сечения следует брать не менее $^1/_5 - ^1/_7$ длины панели d.

Решетку подкрановых ферм центрируют, как правило, на нижнюю кромку верхнего пояса, что упрощает конструкцию узла крепления решетки к поясу и несколько его

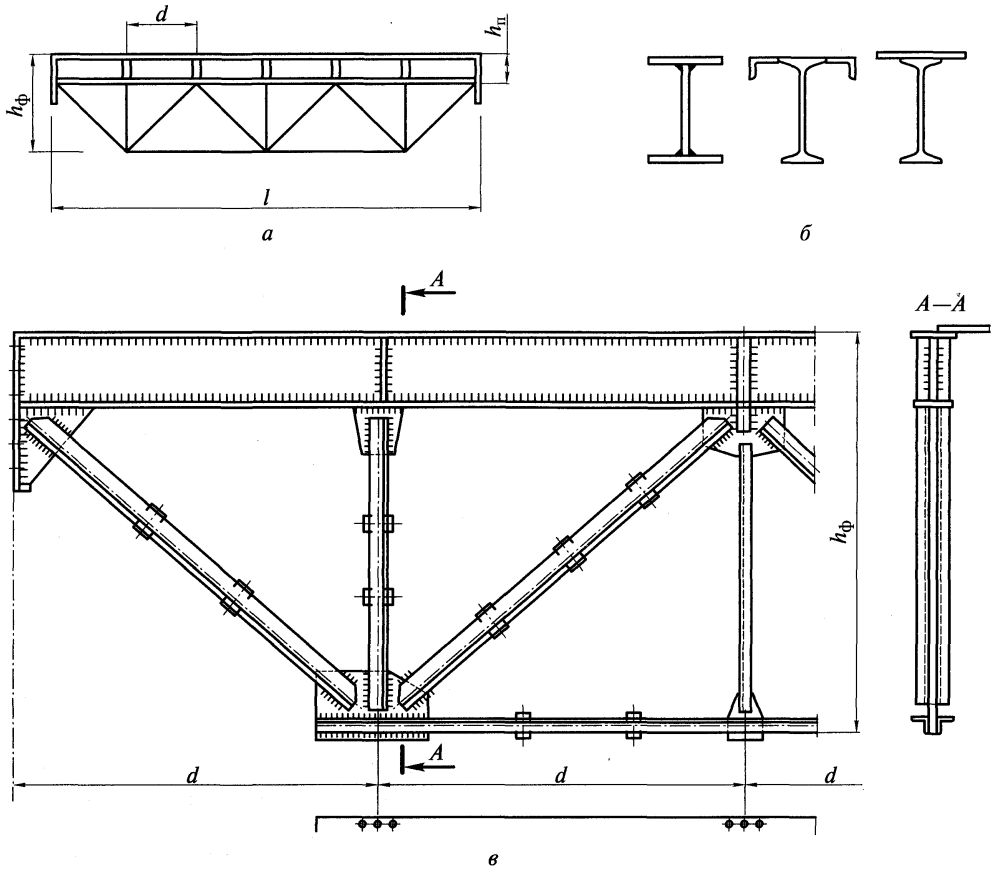


Рис. 15.14. Решетчатая подкрановая балка:

а — схема; *б* — типы сечения верхнего пояса; *в* — конструктивное решение

разгружает. Решетку ферм выполняют из спаренных уголков, нижний пояс — из тавров или спаренных уголков.

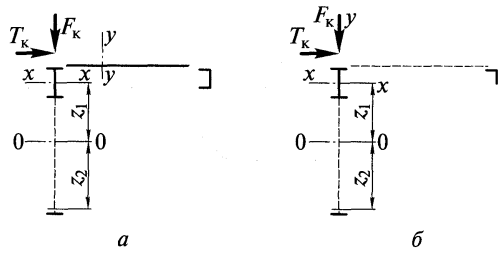
Фасонки ферм принимают толщиной не менее 10 мм и приваривают к верхнему поясу с проваром на всю толщину. Для снижения концентрации напряжений концы швов должны быть зачищены для обеспечения плавного перехода от фасонки к поясу. В узлах примыкания решетки к верхнему поясу стенку пояса следует укреплять 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 ферм определяют по линиям влияния в предположении шарнирности всех узлов, а изгибающий момент в верхнем поясе (если в панели размещается только одно колесо крана) находят по формуле $M_x = F_k d/3$.

Затем определяют изгибающий момент M_y (при тормозных балках) или продольное усилие $N_т$ и местный изгибающий момент $M_{loc,y}$ (при тормозных фермах) в верхнем

Рис. 15.15. Расчетные схемы подкрановых ферм с тормозной балкой (*а*) и с тормозной фермой (*б*)



поясе подкрановой фермы от горизонтальных сил при том же положении кранов, что и при определении усилий от вертикальной нагрузки.

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

$$\frac{N}{\varphi_x A_f} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_{y1}} \le R_y \gamma_c; \qquad (15.25)$$

при тормозной ферме

$$\frac{N + N_т}{\varphi_{min} A_f} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_{loc,y}}{W_{y2}} \le R_y \gamma_c; \qquad (15.26)$$

где N — продольная сила в верхнем поясе от вертикальной нагрузки; $N_т = M_y / h_т$ — продольная сила в верхнем поясе от горизонтальной нагрузки ($h_т$ — ширина тормозной фермы); M_x, M_y — изгибающие моменты от вертикальной и горизонтальной нагрузок; $M_{loc,y} = 0{,}9 T_k d/4$ — 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. 15.15); W_{y2} — момент сопротивления полки верхнего пояса относительно вертикальной оси; φ_x — коэффициент устойчивости верхнего пояса, определяемый в зависимости от $\lambda_x = d/i_x$; φ_{min} — меньший из коэффициентов устойчивости $\varphi_x = f(\lambda_x)$ и $\varphi_н = f(\lambda_н = d/i_y)$.

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 фермы от нормативной нагрузки может быть определен по приближенной формуле

$$f = [M_x^n l^2 / (10 E I_ф)] \mu, \qquad (15.27)$$

где $I_ф = A_{f1} z_1 + A_{f2} z_2$; A_{f1}, A_{f2} — площади сечения верхнего и нижнего поясов фермы; z_1, z_2 — расстояния от центров тяжести сечений поясов до общего центра тяжести; μ — коэффициент, принимаемый равным 1,4 при отношении высоты фермы к пролету $h_ф/l = 1/6$ и 1,3 при $h_ф/l = 1/8$ (в промежутке по интерполяции); $I_ф$ — момент инерции фермы.

При проверке усталостной прочности подкрановых ферм необходимо учитывать повышенную концентрацию напряжений в узлах крепления решетки.

15.4. Подкраново-подстропильные фермы

Подкраново-подстропильные фермы (ППФ) целесообразно применять при больших пролетах (24 м и более) и тяжелых кранах. Подкраново-подстропильная ферма воспринимает нагрузку от кранов и одновременно является опорой для стропильных ферм, совмещая таким образом функции подкрановых балок и подстропильной фермы (рис. 15.16). Благодаря возможности развития высоты подкраново-подстропильной фермы вверх, а также использованию принципов совмещения функций и концентрации материала подкраново-подстропильная ферма экономичнее по затрате стали, чем подкрановая балка и подстропильная ферма, выполненные раздельно.

Кроме того, балки пролетом 36 м и более имеют высоту, превышающую 3,9 м, и требуют устройства продольного монтажного стыка в стенке, что усложняет монтаж.

Высота подкраново-подстропильной фермы (в осях) H принимается в пределах $(^1/_6 ... ^1/_8)l$, высота h жесткого нижнего пояса — $(^1/_5 ... ^1/_7)d$ (d — наибольшая длина панели). Длина панели из условия опирания стропильных ферм принимается кратной 6 м. Нижний пояс подкраново-подстропильной фермы, по которому перемещаются мостовые краны, работает кроме растяжения и изгиба еще и на кручение, поэтому его проектируют сварного коробчатого сечения, остальные же элементы решетки принимают из широкополочных или сварных двутавров. В узлах фермы коробчатый нижний пояс укрепляют сплошными диафрагмами, между узлами фермы также ставят сплошные или сквозные диафрагмы на расстоянии $(1{,}2 ... 1{,}5)h$, но не реже, чем через 4 м.

Подкраново-подстропильные фермы по средним рядам колонн рассчитывают на вертикальную нагрузку от четырех кранов (по два крана наибольшей грузоподъемности в каждом пролете) и на поперечную горизонтальную нагрузку от двух кранов.

Усилия в элементах подкраново-подстропильных ферм определяются с учетом жесткости узлов. При предварительном расчете осевые усилия допускается определять по шарнирной схеме, а момент и поперечную силу в нижнем поясе от вертикальной нагрузки — как в балке на упругоподатливых опорах. Момент от горизонтальных поперечных сил в нижнем поясе при этом определяется как в разрезной балке пролетом l.

Нижний пояс подкраново-подстропильной фермы представляет собой тонкостенный стержень замкнутого коробчатого сечения и работает на растяжение, изгиб в двух плоскостях и стесненное кручение. Расчет таких элементов выполняется в соответствии с общей теорией тонкостенных стержней[1]. При определении крутящих воздействий жесткость решетки можно не учитывать и рассматривать нижний пояс как тонкостенный стержень с длиной, равной пролету фермы.

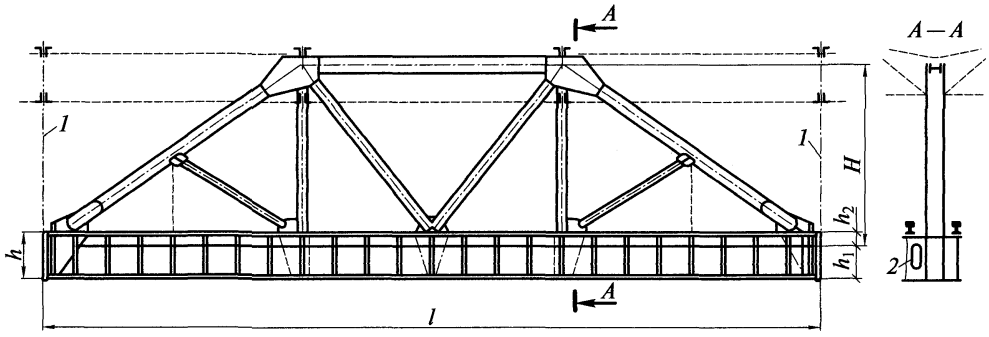


Рис. 15.16. Подкраново-подстропильная ферма:
1 — ось колонны; *2* — лаз в диафрагме

[1] *Д. В. Бычков.* Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций. — М., 1962.

15.5. Узлы и детали подкрановых конструкций

15.5.1. Опорные узлы подкрановых балок. В узлах опирания подкрановых балок на колонны происходит передача больших вертикальных и горизонтальных усилий. Вертикальное давление разрезных подкрановых балок передается на колонну обычно через выступающий фрезерованный торец опорного ребра (рис. 15.17, *а*). Рассчитывают и конструируют опорное ребро так же, как и у обычных балок (см. подразд. 7.5).

В неразрезных балках вертикальное давление передается через опорные ребра, пристроганные к нижнему поясу, а между поясом и опорной плитой колонны ставят прокладку (рис. 15.17, *б*).

В неразрезных подкрановых балках на опоре смежного незагруженного пролета возникает отрицательная (направленная вниз) реакция. Анкерные болты, прикрепляющие балку к колонне, должны быть рассчитаны на это усилие.

Для восприятия горизонтальных поперечных воздействий кранов устанавливают дополнительные элементы крепления балок к колоннам (рис. 15.18, *а*). Эти элементы рассчитывают на горизонтальное усилие H,

$$H = F_т h_1 / h_2, \tag{15.28}$$

где $F_т$ — опорное давление балки от поперечных горизонтальных усилий на колесах крана; h_1, h_2 — расстояния от низа балки (точки поворота) до отметки головки рельса и места расположения элементов крепления (см. рис. 15.18, *а*).

При наличии нескольких элементов крепления (например, стержней и накладок крепления тормозных конструкций к колонне) горизонтальное давление $F_т$ распределяется между ними пропорционально жесткостям. В запас несущей способности можно каждый элемент крепления рассчитывать на полное давление $F_т$.

При проектировании узлов крепления подкрановых конструкций к колоннам следует учитывать особенности их действительной работы. При проходе крана балка прогибается, и ее опорное сечение поворачивается на угол φ (рис. 15.18, *б*). Под влиянием температурных воздействий (особенно в горячих цехах) подкрановые конструкции удлиняются (укорачиваются), что приводит к горизонтальным смещениям опорных сече-

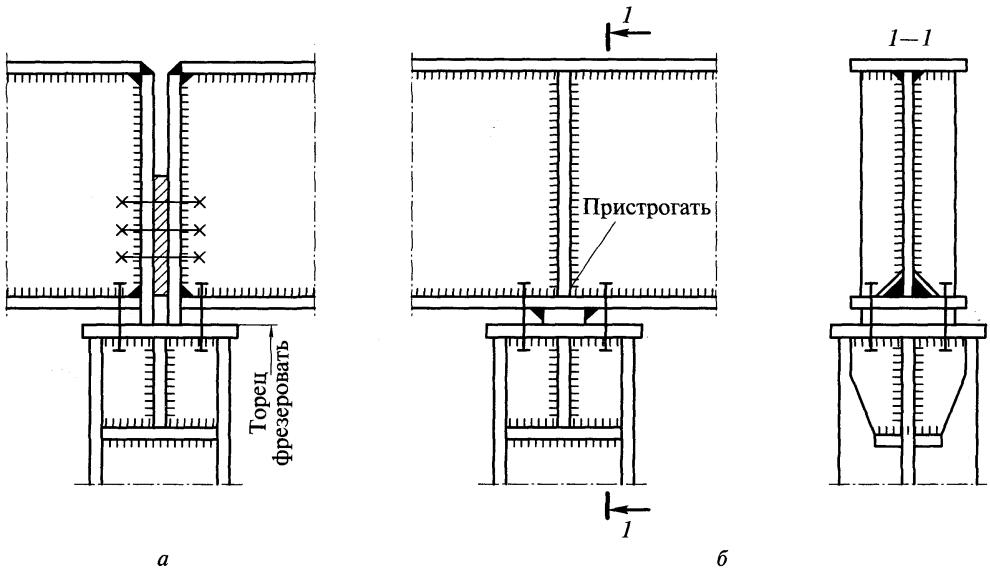


Рис. 15.17. Опорные узлы подкрановых разрезных (*а*) и неразрезных (*б*) балок

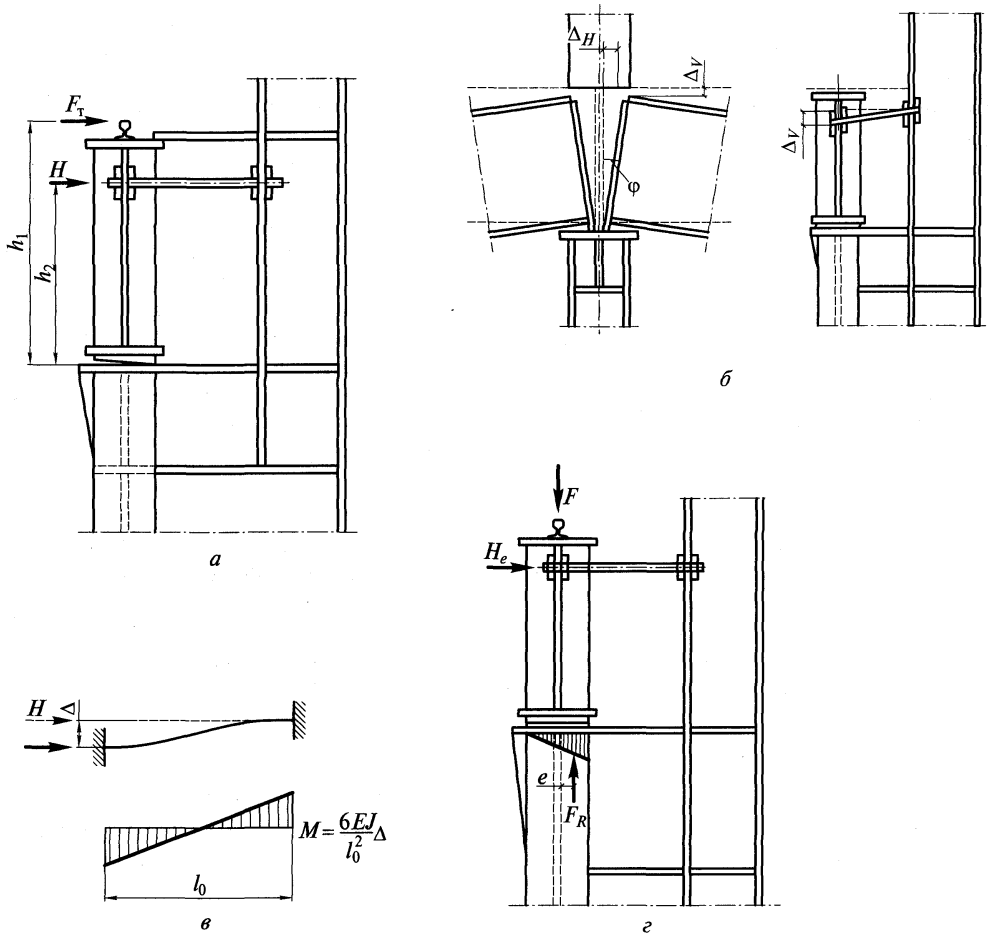


Рис. 15.18. Расчетные схемы узла крепления подкрановых балок к колонне:

а — схема передачи горизонтального поперечного усилия; *б* — перемещение узла; *в* — расчетная схема элемента крепления; *г* — передача усилий при перекосе опорного ребра

ний относительно колонн. В результате элементы крепления получают горизонтальные перемещения Δ_H.

За счет обжатия опорного сечения балок и обмятия прокладок под опорными ребрами элементы крепления получают также вертикальное смещение Δ_V (см. рис. 15.18, *б*).

Если конструкции крепления обладают достаточной жесткостью и препятствуют обжатию и повороту опорных сечений, то в элементах крепления возникают большие усилия, вызванные перемещениями Δ_H и Δ_V, что при многократных повторных нагружениях приводит к усталостному разрушению элементов крепления. Это подтверждается результатами натурных обследований. Поэтому конструкция крепления балок к колоннам в горизонтальном направлении должна обеспечивать передачу горизонтальных поперечных сил, допуская при этом свободу поворота и продольного смещения опорных сечений.

Для того чтобы обеспечить свободу продольных и вертикальных перемещений элементов крепления, применяют два типа узлов. В узлах первого типа поперечные гори-

зонтальные воздействия передаются через плотно пригнанные к полкам колонны элементы (упорные планки), допускающие за счет проскальзывания свободу перемещений опорных сечений (рис. 15.19, *а*). Поскольку со временем контактные поверхности обминаются и в соединении образуется люфт, упорные элементы целесообразно крепить (для возможности их замены) на высокопрочных болтах. В узлах второго типа балки крепятся к колоннам с помощью гибких элементов. При малой жесткости этих элементов дополнительные усилия, возникающие в них от перемещений Δ_H и Δ_V, невелики. В качестве гибких креплений используются листовые элементы или круглые стержни.

В узле, показанном на рис. 15.19, *б*, горизонтальные поперечные силы воспринимаются гибкими круглыми стержнями. При больших горизонтальных нагрузках каждая балка может крепиться двумя или тремя болтами, расположенными один над другим. Достоинствами такого крепления являются возможность рихтовки балок и простота его замены.

В зданиях с кранами особого режима работы при расчете элементов крепления рекомендуется учитывать дополнительные усилия, возникающие от перемещений Δ_H и Δ_V (см. рис. 15.18, *б*). Эти перемещения можно определить по формулам:

$$\Delta_H = M_x l h_b / (6EI_x);\ \Delta_V = F_R h / (EA_1), \qquad (15.29)$$

где M_x — расчетный изгибающий момент ь балке; l, h_b — пролет и высота балки; I_x — момент инерции балки; F_R — опорное давление подкрановых балок от вертикальной крановой нагрузки; A_1 — расчетная площадь опорного сечения (сумма площадей опорного ребра и части стенки).

Изгибающий момент в элементе крепления, возникающий от перемещений, определяется как в балке с защемленными концами (см. рис. 15.18, *в*):

$$M = (6EI / l_0^2)\Delta, \qquad (15.30)$$

где I, l_0 — момент инерции и длина элемента крепления; $\Delta = \sqrt{\Delta_H^2 + \Delta_V^2}$.

От перекоса опорного ребра балки на крепление передается также дополнительное горизонтальное усилие H_e (см. рис. 15.18, *г*), возникающее за счет смещения равнодействующей опорного давления F_R с оси балки:

$$H_e = F_R(e / h_2).$$

По экспериментальным исследованиям величину e можно принять равной $^1/_6$ ширины опорного ребра b.

В зданиях с большим перепадом температур (неотапливаемые здания, горячие цеха) при расчете элементов крепления следует также учитывать усилия, возникающие от температурных воздействий, или проектировать крепления, обеспечивающие свободу перемещений (например, с передачей усилий через упорные элементы).

15.5.2. Крановые рельсы и их крепление к подкрановым балкам. Для мостовых кранов применяются специальные крановые рельсы (КР) с усиленной шейкой и развитой подошвой.

Требуемый тип кранового рельса указывается в стандартах или каталогах на краны. Для кранов общего назначения грузоподъемностью до 20 т включительно допускается применять железнодорожные рельсы Р-38 (для кранов грузоподъемностью 5 и 10 т) и Р-43. Иногда в качестве кранового рельса применяется квадратная сталь.

Конструктивное решение крепления рельсов к подкрановым балкам зависит от типа рельсов (рис. 15.20). Крепление должно обеспечивать рихтовку рельса в пределах 20—30 мм, так как в процессе эксплуатации происходит смещение рельса. Поэтому приваривать рельс к поясу подкрановой балки не рекомендуется.

В зданиях с кранами особого режима работы рекомендуется применять только специальные крановые рельсы КР. В железнодорожных рельсах у мест ослабления шейки отверстиями часто возникают трещины; кроме того, отверстия для крючьев в тормоз-

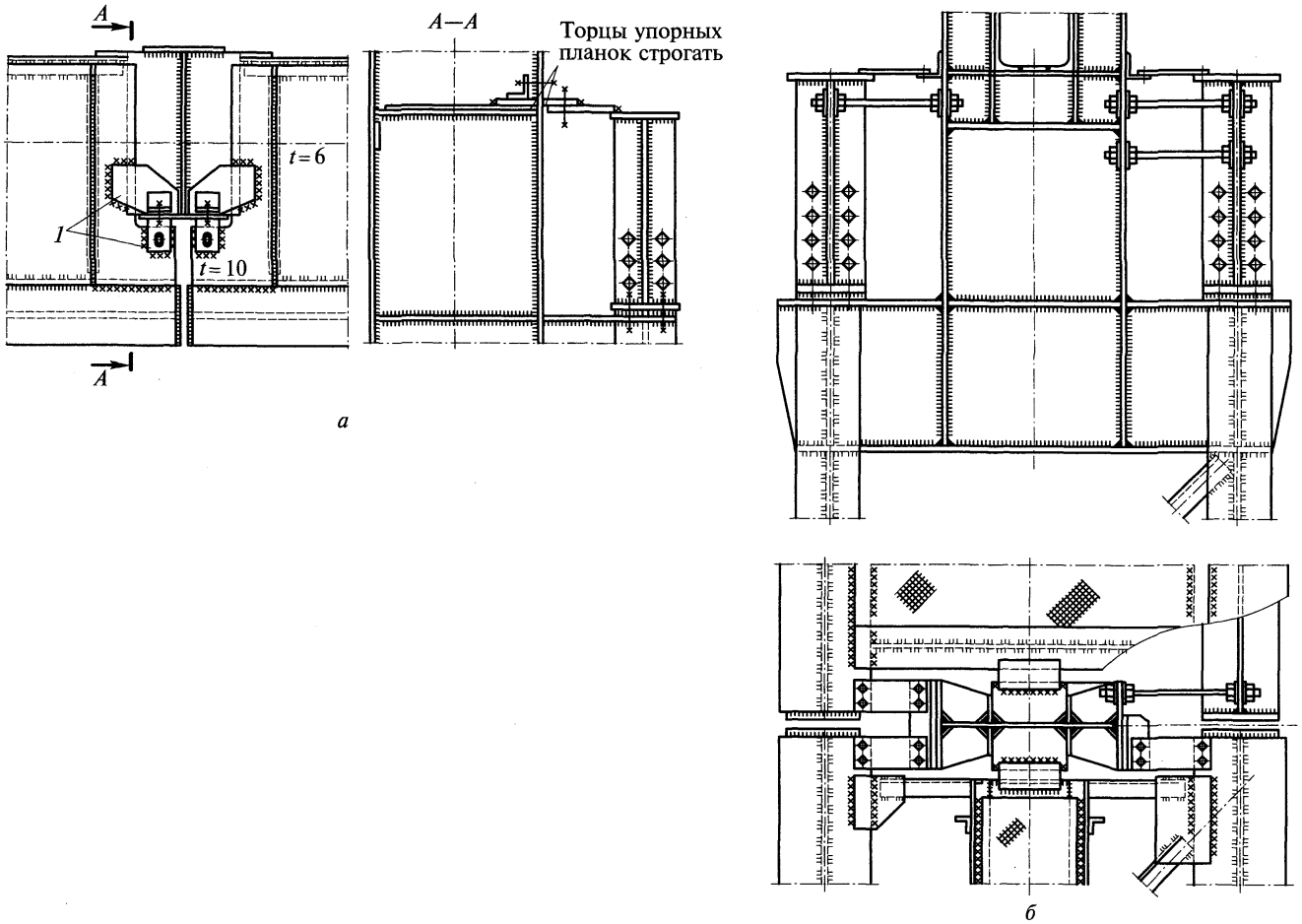


Рис. 15.19. Узлы крепления разрезных подкрановых балок к колоннам с упорными планками (*а*) и гибкими стержнями (*б*):
1 — упорные планки

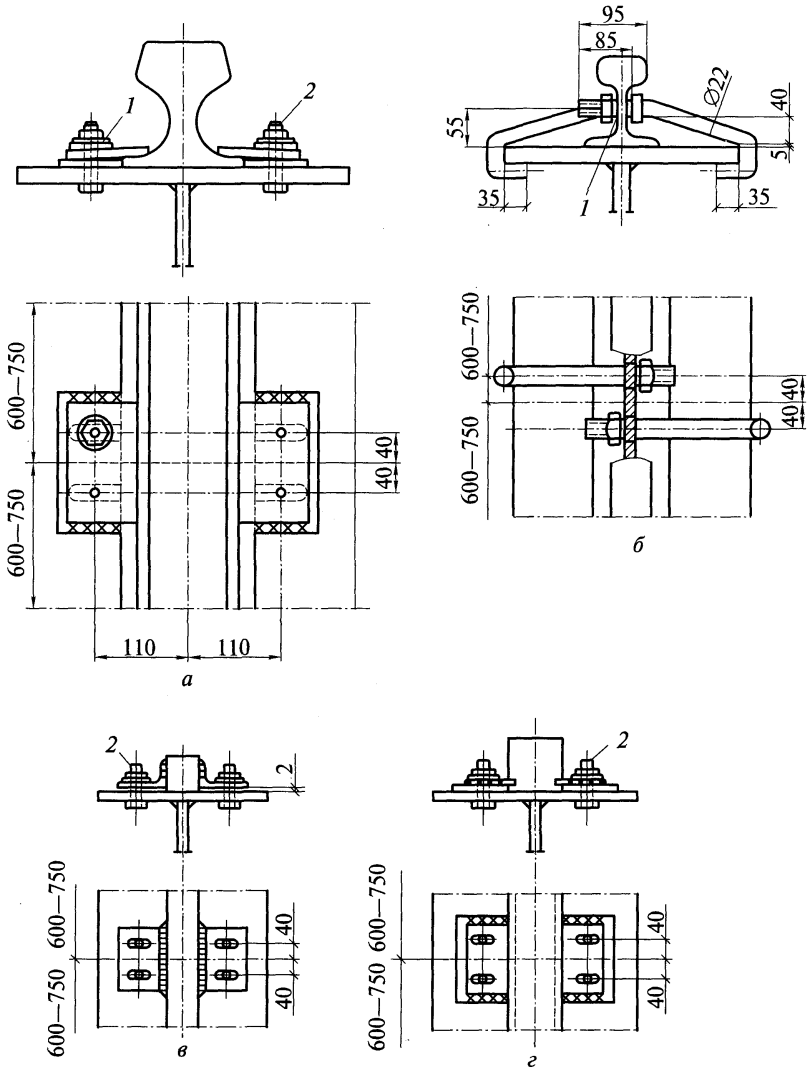


Рис. 15.20. Крепление рельсов к подкрановой балке:

а — типа КР; *б* — железнодорожных; *в* и *г* — квадратных; *1* — пружинная шайба; *2* — болт М22

ном листе являются концентраторами напряжения и около них также развиваются трещины. Квадратный рельс менее жесткий, чем КР, а фрезеровка пазов для его крепления весьма трудоемка. Между рельсом и поясом балки целесообразно устанавливать упругие прокладки из низкомодульного материала. Прокладки улучшают условия контакта рельса и пояса, сглаживают и уменьшают местные напряжения под колесом крана, ликвидируют пики местных напряжений у контактирующих неровностей рельса и пояса, уменьшают динамическое воздействие крана. При кранах небольшой грузоподъемности ($Q \leq 20$ т) прокладки делают из прорезиненной ленты, при большой грузоподъемности — металлорезиновыми. Так как при прохождении крана прокладки сжимаются, то применяют различного типа пружинные крепления рельса к поясу (рис. 15.21).

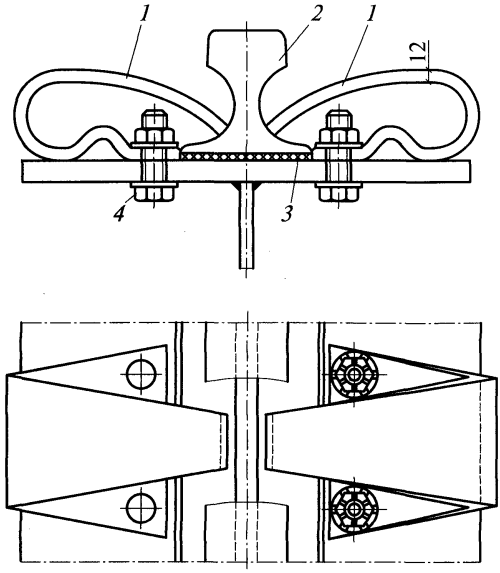


Рис. 15.21. Пружинное крепление рельса, установленного на упругую прокладку:
1 — пружина; *2* — рельс; *3* — упругая прокладка; *4* — болт

15.5.3. Упоры для кранов. В торцах здания на подкрановых балках устанавливают упоры для ограничения рабочей зоны кранов. Для снижения силы удара об упор краны оборудуют концевымим выключателями, а на упоры устанавливают амортизаторы. Упор рассчитывают как консоль на условную силу удара, определяемую по главе норм «Нагрузки и воздействия».

15.6. Пример расчета подкрановой балки

Исходные данные. Требуется рассчитать подкрановую балку крайнего ряда пролетом 12 м под два крана грузподъемностью $Q = 32/5$ т. Режим работы кранов — тяжелый (7К). Пролет здания 30 м. Материал балки — сталь С255; $R_y = 250$ МПа = 24 кН/см^2 (при $t \leq 20$ мм); $R_s = 14$ кН/см^2. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0{,}95$.

15.6.1. Нагрузки на подкрановую балку. По прил. 1 для крана $Q = 32/5$ тяжелого режима работы наибольшее вертикальное усилие на колесе $F_k^n = 345$ кН; масса тележки $G_т = 85$ кН; тип кранового рельса — КР = 70. Схема крановой нагрузки приведена на рис. 15.22, *а*.

Для кранов режима работы 7К металлургического производства поперечное горизонтальное усилие на колесе при расчете подкрановых балок $T_k^n = 0{,}1F_k^n = 0{,}1 \cdot 345 = 34{,}5$ кН. Для кранов режимов работы 1К—6К T_k^n определяется по формуле (12.4).

Расчетные усилия на колесе крана определяем по формуле (15.2), кН:

$$F_k = k_1\gamma_f F_k^n = 1{,}1 \cdot 1{,}1 \cdot 345 = 417;$$

$$T_k = k_2\gamma_f T_k^n = 1 \cdot 1{,}1 \cdot 34{,}4 = 38.$$

15.6.2. Определение расчетных усилий. Максимальный момент возникает в сечении, близком к середине пролета. Загружаем линию влияния момента в среднем сечении, устанавливая краны невыгоднейшим образом (рис. 15.22, *б*).

Расчетный момент от вертикальной нагрузки, кН · м,

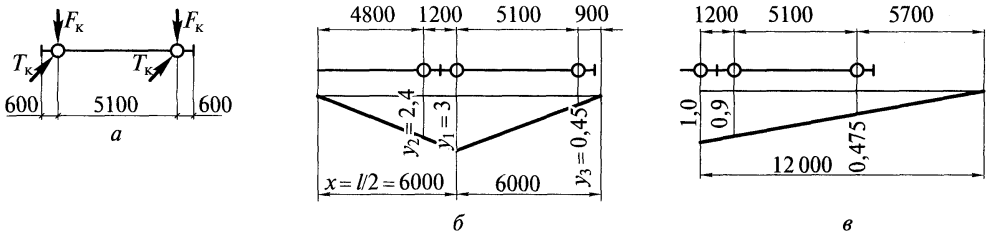


Рис. 15.22. Расчетные схемы подкрановой балки:
а — схема крановой нагрузки; *б* — определение M_{max}; *в* — определение Q_{max}

$$M_x = \alpha\psi\sum F_{ki}y_i = 1{,}05 \cdot 0{,}95 \cdot 417 \cdot 5{,}85 = 2433,$$

где $\alpha = 1{,}05$ учитывает влияние собственного веса подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозной площадке (см. подразд. 15.1); ψ — коэффициент сочетания; y_i — ординаты линий влияния.

Расчетный момент от горизонтальной нагрузки, кН,

$$M_y = \psi\sum T_{ki}y_i = 0{,}95 \cdot 38 \cdot 5{,}85 = 211.$$

Для определения максимальной поперечной силы загружаем линию влияния поперечной силы на опоре (рис. 15.22, *в*).

Расчетные значения вертикальной и горизонтальной поперечных сил, кН:

$$Q_x = \alpha\psi\sum F_{ki}y_i = 1{,}05 \cdot 0{,}95 \cdot 417 \cdot 2{,}375 = 988;$$

$$Q_y = \psi\sum F_{ki}y_i = 0{,}95 \cdot 38 \cdot 2{,}375 = 85{,}7.$$

15.6.3. Подбор сечения балки. Принимаем подкрановую балку симметричного сечения с тормозной конструкцией в виде листа из рифленой стали $t = 6$ мм и швеллера № 36 (при наличии промежуточной стойки фахверка и крепления к ней тормозной конструкции, а также при шаге рам 6 м можно принять швеллер № 16—18).

Значение коэффициента β определим по формуле (15.23)

$$\beta = 1 + 2\frac{M_y h_b}{M_x h_т} = 1 + 2\frac{211}{2433}\frac{1{,}2}{1{,}5} = 1{,}14,$$

где $h_b \approx l/10 = 12/10 = 1{,}2$ м; $h_т \approx h_н = 1{,}5$ м;

$$W_{x,тр} = M_x\beta\gamma_n / R_y = \frac{243\,300 \cdot 1{,}14 \cdot 0{,}95}{24} = 10\,979 \text{ см}^3.$$

Задаемся $\lambda_w = h_w/t_w = 120$.

Оптимальная высота балки, см,

$$h_{опт} = \sqrt[3]{(3/2)\lambda_w W_{x,тр}} = \sqrt[3]{(3/2)120 \cdot 10\,979} = 126.$$

Минимальная высота балки, см,

$$h_{min} = \frac{5}{24}\frac{R_y l}{\beta E}\left[\frac{l}{f}\right]\frac{M_x^n}{M_x} = \frac{5 \cdot 24 \cdot 1200 \cdot 500}{24 \cdot 1{,}14 \cdot 2{,}06 \cdot 10^4}\frac{119\,000}{243\,300} = 62{,}5,$$

где M_x^n — момент от загружения балки одним краном при $\gamma_f = 1{,}0$.

Значение M_x^n определим по линии влияния (см. рис. 15.22, *б*); сумма ординат линии влияния при нагрузке от одного крана $\sum y_i = 3 + 0{,}45 = 3{,}45$; $M_x^n = \sum F_k^n y_i = 345 \cdot 3{,}45 = 1190$ кН·м; $[l/f] = 500$ для кранов режима работы 7К.

Принимаем $h_b = 120$ (кратной 10 см).
Задаемся толщиной полок $t_f = 2$ см, тогда

$$h_w = h_b - 2t_f = 120 - 2 \cdot 2 = 116 \text{ см}.$$

$$h_0 = h_b - t_f = 120 - 2 = 118 \text{ см}.$$

Из условия среза стенки силой Q_x

$$t_w \geq 1{,}5\gamma_n Q_x/(h_w R_s) = 1{,}5 \cdot 0{,}95 \cdot 988/(116 \cdot 14) = 0{,}87 \text{ см}.$$

Принимаем стенку толщиной 1 см; $h_w/t_w = 116/1{,}0 = 116 \approx 120$.
Размеры поясных листов определим по формулам:

$$I_{x,\text{тр}} = W_{x,\text{тр}} h_b/2 = 10\,979 \cdot 120/2 = 658\,740 \text{ см}^4;$$

$$I_w = 1{,}0 \cdot 116^3/12 = 130\,075 \text{ см}^4;$$

$$I_{f,\text{тр}} = I_{x,\text{тр}} - I_w = 658\,740 - 130\,075 = 528\,665 \text{ см}^4;$$

$$A_{f,\text{тр}} = 2I_{f,\text{тр}}/h^2_0 = 2 \cdot 528\,665/118^2 = 76 \text{ см}^2.$$

Принимаем пояс из листа сечения 20×400 мм; $A_f = 80$ см^2. Устойчивость пояса обеспечена, так как

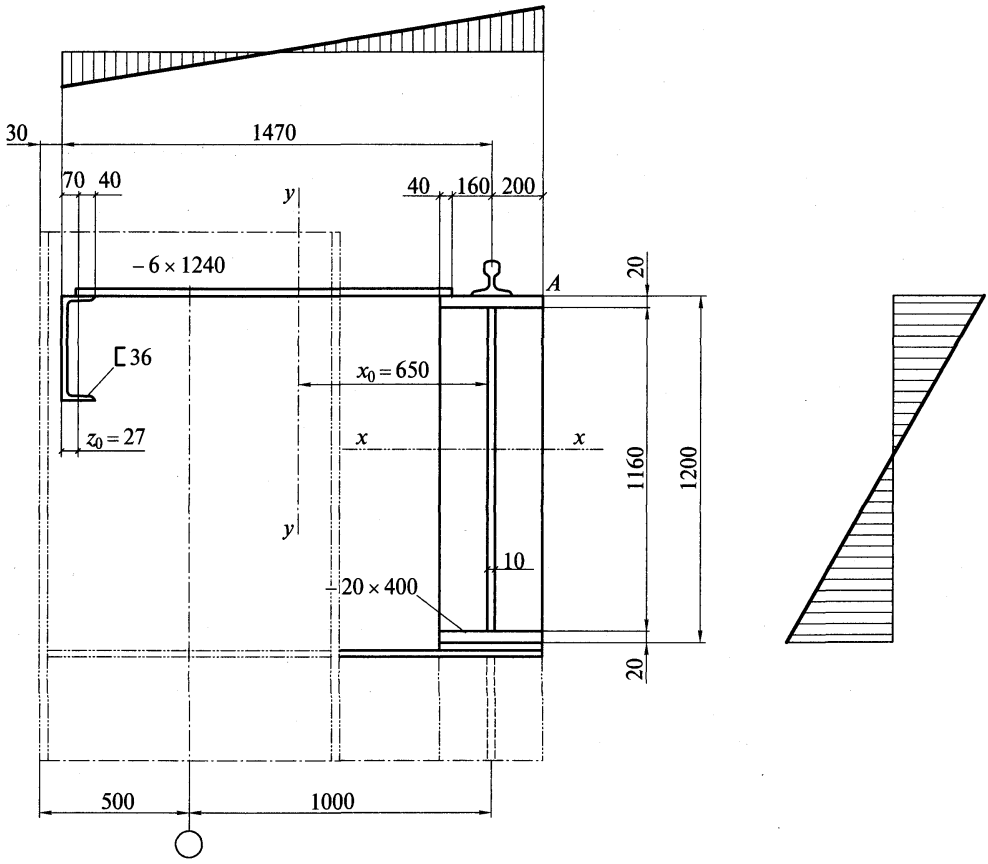


Рис. 15.23. Сечение балки и эпюра нормальных напряжений

$$b_{ef}/t_f = (b_f - t_w)/(2t_f) = \frac{40-1}{2\cdot 2} = 9,75 < 0,5\sqrt{E/R_y} = 0,5\sqrt{\frac{2,06\cdot 10^4}{24}} = 14,6.$$

По полученным данным компонуем сечение балки (рис. 15.23).

Проверка прочности сечения. Определяем геометрические характеристики принятого сечения относительно оси $x—x$:

$$I_x = 1\cdot 116^3/12 + 2\cdot 80(116/2+1)^2 = 687\,035 \text{ см}^4;$$

$$W_x^A = I_x/(h_b/2) = 687\,035/(120/2) = 11\,450 \text{ см}^3,$$

а затем — геометрические характеристики тормозной балки относительно оси $y—y$ (в состав тормозной балки входят верхний пояс, тормозной лист и швеллер):

расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения:

$$x_0 = (0,6\cdot 124\cdot 78,0 + 53,4\cdot 144,3)/(0,6\cdot 124 + 53,4 + 2\cdot 40) = 65 \text{ см};$$

$$I_y = 0,6\cdot 124^3/12 + 0,6\cdot 124(78-65)^2 + 513 + 53,4(144,3-65)^2 + 80\cdot 65^2 + 2\cdot 40^3/12 =$$
$$= 792\,890 \text{ см}^4;$$

$$W_y^A = I_y/x_A = 792\,890/85 = 9328 \text{ см}^3.$$

Проверим нормальные напряжения в верхнем поясе (точка A) [см. формулу (15.8)], кН/см^2:

$$\sigma_x^A = M_x/W_x^A + M_y/W_y^A = \frac{243\,300}{11\,450} + \frac{21\,100}{9328} = 21,25 + 2,26 =$$

$$= 23,5 \text{ кН/см}^2 < R_y/\gamma_n = 24/0,95 = 25,3.$$

Прочность стенки на действие касательных напряжений на опоре обеспечена, так как принятая толщина стенки больше определенной из условия среза.

Жесткость балки также обеспечена, так как принятая высота балки $h_b > h_{min}$. Проверим прочность стенки балки от действия местных напряжений под колесом крана [см. формулу (15.9)], кН/см^2:

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1}F_k}{t_w l_{ef}} = \frac{1,4\cdot 379}{1\cdot 33,6} = 15,8 < R_y/\gamma_n = 25,$$

$\gamma_{f1} = 1,4$ (при кранах режима работы 7К с гибким подвесом груза);

$$F_k = F_k^n\gamma_f = 345\cdot 1,1 = 379 \text{ кН};$$

$$l_{ef} = \psi\sqrt[3]{I_{1f}/t_w} = 3,25\sqrt[3]{1109/1,0} = 33,6 \text{ см};$$

$$I_{f1} = I_r + b_f t_f^3/12 = 1082 + 40\cdot 2^3/12 = 1109 \text{ см}^4;$$

где $I_r = 1082$ см^4 — момент инерции рельса КР-70; $\psi = 3,25$ — коэффициент для сварных балок.

Далее в подобранном сечении балки следует проверить приведенные напряжения по формуле (15.11) и местную устойчивость стенки по формуле (15.18).

Для балок под краны особого режима работы (7К и 8К) необходимо также проверить прочность стенки по формулам (15.14) с учетом всех компонентов напряженного состояния и выносливость стенки по СНиПу.

ГЛАВА 16

РЕКОНСТРУКЦИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

16.1. Оценка технического состояния конструкций

В нашей стране эксплуатируется более 100 млн т металлических конструкций производственных зданий. Многие из них были построены 50 и более лет назад. Технологии устаревают значительно быстрее. Реконструкция предприятий, зданий и сооружений позволяет повысить производительность труда, качество продукции, экологическую безопасность, а также улучшить условия труда с меньшими капитальными затратами и в более короткие сроки, чем при новом строительстве.

К реконструкции действующего предприятия относится осуществляемое по единому проекту полное или частичное переоборудование и переустройство производства (без строительства новых и расширения действующих цехов основного производственного назначения, но со строительством при необходимости новых и расширением действующих объектов вспомогательного и обслуживающего назначения) с заменой морально устаревшего и физически изношенного оборудования, механизацией и автоматизацией производства и т.д. К реконструкции действующего предприятия относится также строительство новых цехов и объектов взамен ликвидируемых цехов и объектов того же назначения, дальнейшая эксплуатация которых по техническим и экономическим условиям признана нецелесообразной. Реконструкция действующего предприятия может осуществляться также в целях изменения профиля предприятия и организации производства новой продукции на существующих производственных площадях.

Техническое перевооружение и реконструкция производства приводят к изменению нагрузок и схем их приложения, при этом по-иному решаются объемная планировка и конструктивная схема здания.

К увеличению нагрузок, действующих на конструкции, приводит установка новых мостовых и подвесных кранов или повышение грузоподъемности существующих, а также установка нового вентиляционного оборудования для улучшения условий труда работающих, охраны окружающей среды и т.д. Установка более совершенного и мощного оборудования, а также изменение профиля предприятия могут потребовать увеличения высоты здания или шага колонн.

Решение о возможности дальнейшей эксплуатации конструкций и необходимости усиления принимается в результате оценки их технического состояния. Если конструкции не соответствуют новым эксплуатационным требованиям, то разрабатывается проект их усиления или замены.

Техническое состояние конструкций оценивается по результатам обследований и проверочных расчетов конструкций. В необходимых случаях производятся испытания конструкций с целью уточнения их действительной работы. В результате обследования конструкций определяется соответствие фактических и проектных конструктивных решений, сечений элементов, соединений и узлов. При отсутствии технической документации на основании обмеров составляют обмерочные чертежи основных несущих конструкций со всеми необходимыми для проверочных расчетов и разработки проекта усиления размерами. При обследовании выявляются также дефекты и повреждения конструкций. Под дефектами обычно понимаются несовершенства конструкций, полученные на стадии проектирования, изготовления и монтажа. Повреждения появляются в процессе эксплуатации конструкций.

В результате обследования и испытаний уточняются расчетная схема конструкций, нагрузки, действующие на них, и качество материала. Если дефекты и повреждения конструкций приводят к снижению несущей способности конструкций, то уточнение расчетной схемы, фактических нагрузок и качества материала могут способствовать выявлению резервов их несущей способности.

По результатам проверочных расчетов конструкций, выполненных с учетом дефектов и повреждений, а также возможных резервов несущей способности, дается оценка их технического состояния.

16.1.1. Характеристика эксплуатационных воздействий. Дефекты, характеризующие начальное состояние конструкций, способствуют появлению повреждений. Последние возникают и развиваются во времени и зависят от срока и качества эксплуатации и интенсивности воздействий. Воздействия, приводящие к возникновению и развитию повреждений, могут быть разделены на три вида: силовые (механические), коррозионные и температурные.

Повреждения от силовых воздействий. Возникают в результате несоответствия расчетных предпосылок действительным условиям работы конструкций и нарушений правил технической эксплуатации. Эти повреждения могут быть вызваны следующими причинами:

ошибками проектирования, связанными с неправильным определением нагрузок и внутренних усилий, подбором сечения элементов и конструкцией узлов;

отличием фактического напряженного состояния от расчетного вследствие неизбежного упрощения и идеализации расчетной схемы конструкций, ее элементов, узлов и действующих нагрузок, а также недостаточной изученностью действительной работы конструкций;

пониженными прочностными характеристиками основного и наплавленного металла, дефектами, приводящими к концентрации напряжений и способствующими усталостному и хрупкому разрушению;

изменением сечений элементов, размеров сварных швов, числа болтов и заклепок при изготовлении и монтаже по сравнению с проектом;

перегрузкой конструкций при монтаже и эксплуатации;

нарушением при монтаже и эксплуатации схемы передачи нагрузок (смещения прогонов, эксцентриситет и перепады высот в стыках подкрановых рельсов и т.д.), что приводит к появлению дополнительных, не учитываемых расчетом нагрузок и динамических воздействий;

нарушениями правил технической эксплуатации — ударами транспортируемых грузов, использованием конструкций для подвески блоков и опирания домкратов при ремонтах без соответствующих расчетов и необходимого усиления, вырезкой отверстий в элементах конструкций и элементов связей для пропуска коммуникаций и т.д.

Повреждения от воздействий температуры. Могут быть результатом как непосредственного воздействия на металл (на его свойства), так и воздействия на конструкцию. При нагревании стальных конструкций до 200 °С разрушается лакокрасочное покрытие, при температуре 300—400 °С происходит коробление элементов конструкций, свыше температуры 400 °С — снижение модуля упругости, а при температуре 600—700 °С сталь полностью теряет несущую способность.

Повреждения от воздействия низких температур возникают, как правило, в открытых сооружениях и неотапливаемых зданиях. К таким повреждениям относятся хрупкие трещины в местах концентрации напряжений (сварные швы, резкие изменения сечений, фасонки ферм и т.д.). Особенно велика опасность хрупкого разрушения конструкций, выполненных из кипящей стали. В настоящее время применение кипящих сталей для конструкций, эксплуатирующихся при низких температурах, не допускается.

В результате температурных воздействий на статически неопределимые конструкции в них возникают дополнительные усилия. В горячих цехах при изменении температуры появляются значительные температурные перемещения. При наличии связей, которые

препятствуют перемещениям, в элементах конструкций и связях появляются дополнительные усилия. Известны случаи разрушения вертикальных связей между колоннами, вызванные циклическим характером изменения температурных воздействий.

Повреждения от коррозионных воздействий. Проявляются в виде разрушения защитных покрытий и коррозии металла. Преобладающим видом коррозии строительных металлических конструкций является атмосферная.

Коррозионное разрушение может быть общим или местным. В результате общего равномерного коррозионного разрушения поверхности металла уменьшается площадь поперечного сечения элемента и снижается его несущая способность. При местной коррозии потери металла значительно меньше, но возникает концентратор напряжений, что увеличивает опасность хрупкого разрушения.

Можно оценить коррозию по скорости ее проникновения в глубь металла (мм/год). Скорость коррозии зависит от характеристик среды (влажности, агрессивности, температуры), качества металла и конструктивной формы.

Влажность воздуха в значительной степени определяет скорость коррозии. Чем выше влажность, тем интенсивнее протекают коррозионные процессы. При относительной влажности воздуха менее 50 % коррозия практически отсутствует.

Существенно увеличивают скорость коррозии имеющиеся в атмосфере агрессивные примеси: SO_2, SO_3, H_2S и др. В условиях промышленного города скорость коррозии в два и более раз выше, чем в условиях незагрязненной агрессивными примесями атмосферы.

Изменение температуры от 0 до + 40 °С практически не влияет на скорость коррозии. Резко ускоряет коррозионный процесс комбинированное воздействие повышенной температуры (более 40 °С) и высокой влажности. При отрицательных температурах коррозионные процессы резко замедляются, и при температуре ниже –20 °С скорость коррозии близка к нулю.

Коррозионная стойкость алюминиевых сплавов выше, чем сталей, что объясняется образованием на поверхности металла окисной пленки, выполняющей роль естественного защитного покрытия. Коррозионная стойкость сталей в значительной степени зависит от их химического состава. Снижают коррозионную стойкость сера и марганец, повышают — медь, хром, алюминий, никель. Поэтому коррозионная стойкость легированных сталей выше, чем обычной малоуглеродистой стали Ст3.

Коррозионные потери и скорость коррозии зависят от формы сечения элементов и конструктивных решений узлов. Сечения с меньшей поверхностью при прочих равных условиях будут более коррозионно-стойкими. Мерой эффективности сечения при коррозионном воздействии может быть принято отношение площади поперечного сечения A к периметру сечения P, обозначаемое как $\beta = A/P$ и называемое коэффициентом слитности. Очевидно, что чем выше значение β, тем больше коррозионная стойкость элемента. С этой точки зрения традиционная тавровая форма стержней стропильных ферм, составленных из двух уголков, крайне нерациональна. В эксплуатирующихся конструкциях при обследовании необходимо обратить внимание на элементы и узлы, имеющие неудачную конструктивную форму, которая способствует накоплению пыли и влаги (опорные узлы ферм, необетонированные базы колонн и т.д.).

16.1.2. Наиболее характерные дефекты и повреждения конструкций. Каркасы зданий различных отраслей промышленности испытывают воздействия разных видов и различной интенсивности. Анализ состояния конструкций каркасов показывает, что наибольшее количество повреждений (при равных сроках эксплуатации) наблюдается в зданиях цехов черной и цветной металлургии. Повреждения в цехах заводов черной металлургии определяются интенсивной работой мостовых кранов и в отдельных случаях (гальванические отделения листопрокатных цехов, аглофабрики) — корроизонными воздействиями. Для конструкций зданий цветной металлургии характерны повреждения, вызванные корроизонными воздействиями. На предприятиях цинковой и свинцовой промышленности скорость местной коррозии достигает 2 мм в год, а общей — 0,6 мм в год.

Конструкции, составляющие каркас здания, испытывают воздействия разного вида; различаются типами сечения и напряженного состояния. Наиболее повреждаемыми являются конструкции покрытия (прогоны, стропильные фермы), имеющие относительно тонкостенные сечения и элементы большой длины. Наименьшее количество повреждений имеют колонны зданий, что объясняется более мощными сечениями, малой гибкостью, видом напряженного состояния и существенными резервами несущей способности. Ниже приведены наиболее часто встречающиеся дефекты и повреждения отдельных конструкций каркаса, которые могут быть выявлены при обследовании.

Прогоны. Для этих конструкций характерны прогибы в плоскости наибольшей жесткости и в плоскости скатной составляющей, превышающие нормативные значения. Основной причиной таких повреждений является превышение постоянных и снеговых нагрузок, действующих на них, над проектными. Причиной значительных прогибов в плоскости скатной составляющей может также служить отсутствие или плохое закрепление тяжей. В условиях средне- и сильноагрессивной среды возможны коррозионные повреждения.

Стропильные фермы. Основные дефекты и повреждения показаны на рис. 16.1. Наиболее часто наблюдается искривление стержней. Если число искривленных растянутых и сжатых стержней примерно одинаково, то можно считать, что причиной этого дефекта является действие остаточных сварочных напряжений при изготовлении ферм. Если больше искривлено сжатых стержней, то это свидетельствует о том, что повреждения — результат работы под нагрузкой, и несущая способность стержней не обеспечена. Причиной может быть превышение нагрузок или недостаточное сечение элементов.

Наибольшую опасность представляет трещина в фасонке, которая может появиться при изготовлении или монтаже фермы. Появлению трещины способствуют близкое расположение элемента решетки фермы к поясу (<40 мм) в сочетании с обваркой торцов уголков, а также низкое качество стали фасонок.

Проверки расчетом требуют дефекты изготовления и монтажа ферм: отсутствие или недостаточное число соединительных прокладок между уголками, внеузловое опирание прогонов или панелей покрытия, расцентровка стержней решетки в узлах ферм. При отсутствии соединительных прокладок между уголками в сжатых стержнях не обеспечивается их совместная работа, увеличивается гибкость и в результате снижается несущая способность. Внеузловое опирание прогонов или панелей покрытия, расцентровка в узлах приводят к появлению изгибающих моментов в стержнях ферм. В условиях средне- и сильноагрессивных сред возможны коррозионные повреждения стержней и узлов ферм.

Подкрановые балки. Долговечность подкрановых балок в основном определяется интенсивностью работы мостовых кранов. При кранах режимных групп 1К—5К подкрановые балки после значительного срока эксплуатации (40 лет и более) обычно не имеют существенных повреждений. Подкрановые балки являются наиболее повреждаемыми

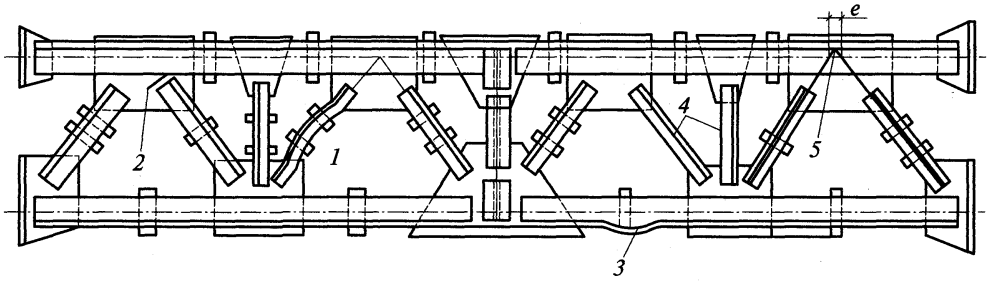


Рис. 16.1. Дефекты и повреждения стропильных ферм:

1 — искривление стержня; *2* — трещина в фасонке; *3* — прогиб полки уголка; *4* — отсутствие соединительных прокладок между уголками; *5* — расцентровка в узле

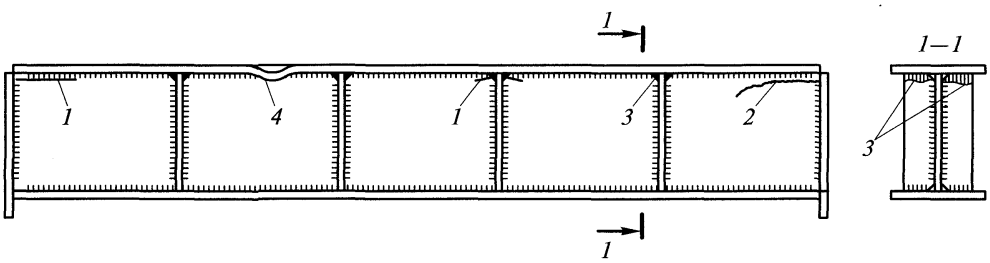


Рис. 16.2. Дефекты и повреждения подкрановых балок:

1 — трещина в поясном шве; *2* — трещина в поясном шве, переходящая на стенку; *3* — трещина в сварных швах крепления ребер жесткости к верхнему поясу балки; *4* — прогиб верхнего пояса

конструкциями в зданиях с мостовыми кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы (группы режима 6К—8К). Первые повреждения появляются в них через 3—5 лет эксплуатации, а срок службы не превышает 8—12 лет.

Основные дефекты и повреждения подкрановых балок показаны на рис. 16.2. Наиболее характерное повреждение балок — трещины в верхнем поясном шве и околошовной зоне, а также в швах крепления ребер жесткости к верхнему поясу балки. Эти трещины носят усталостный характер. Появлению их способствуют непровары швов, эксцентриситеты рельса, удары колес крана на стыках рельсов, имеющих зазоры и перепады высот. Остальные повреждения являются, как правило, результатом некачественной эксплуатации.

Связи. К основным повреждениям связей по покрытию относятся: искривление и отсутствие элементов, а также отсутствие болтов крепления связей к фермам. Все это — результат низкого качества монтажа и эксплуатации конструкций. Особенно опасны повреждения горизонтальных поперечных связей по нижним поясам в торцах здания, отсутствие или повреждение распорок по верхним поясам ферм под фонарем и распорок по нижним поясам ферм, закрепляющих опорную панель нижнего пояса из плоскости, при жестком сопряжении ригеля с колонной. Повреждения вертикальных связей между колоннами (местные прогибы, искривления) могут быть результатом случайных механических воздействий при монтаже и эксплуатации. Возможны повреждения и разрушение связей вследствие температурных воздействий (особенно при наличии неразрезных подкрановых балок).

16.1.3. Резервы несущей способности. Под резервом несущей способности понимают отношение усилий $(S-N)/S$ (S — несущая способность; N — расчетное усилие) или напряжений в конструкциях $(R-\sigma)/R$ (R — расчетное сопротивление; σ — напряжение от расчетных нагрузок).

Резервы несущей способности выявляются в результате уточненных расчетов, в которых более полно и правильно учитываются факторы, определяющие несущую способность конкретной конструкции: нагрузки, прочность стали, расчетная схема.

Перерасчет существующих конструкций по действующим нормам может выявить резервы несущей способности в результате совершенствования нормативных документов за время, прошедшее с начала проектирования здания.

Уточнение нагрузок. Уточнение действующих нагрузок и воздействий проводится на основании анализа технической документации и технологического процесса, а также данных ближайших метеостанций и натурного обследования. Фактические нагрузки могут значительно отличаться от проектных как по величине, так и по характеру воздействий. Уточнение нагрузок обычно позволяет выявить резервы несущей способности, хотя в некоторых случаях (например, нагрузки от кровли) фактическая нагрузка может превышать проектную.

Собственная масса металлоконструкций устанавливается по чертежам КМД (с обязательными контрольными замерами сечений), а при отсутствии чертежей — по результатам обмеров.

Нагрузка от кровли определяется по результатам вскрытия кровли и часто превышает проектную. Это объясняется большей толщиной и плотностью утеплителя и цементной стяжки, толщина которой может составлять 80—100 мм (по проекту 20—30 мм). К увеличению нагрузки приводит и нарушение правил ремонта кровли. Его часто производят наложением дополнительных слоев рубероида без снятия поврежденных. Как показывают обследования, число слоев рубероида доходит до 8—10, а нагрузка от них — до 0,4—0,5 кН/м^2 вместо 0,1—0,15 кН/м^2 по проекту.

Уточнение снеговых нагрузок в результате учета местных метеорологических условий, подтаивания, сдувания и переноса может позволить уменьшить расчетные снеговые нагрузки.

Расчетная ветровая нагрузка может быть снижена в результате учета новой застройки, данных ближайшей метеостанции, а также фактической ориентации здания на местности.

Возможность снижения расчетных вертикальных нагрузок от мостовых кранов определяется особенностями технологического процесса. В некоторых случаях из-за расположения оборудования невозможно максимальное приближение тележки к подкрановой балке. Нередко на заводах используются мостовые краны, грузоподъемность которых превышает требуемую (из-за унификации мостовых кранов), в результате чего краны работают с недогрузкой. Поэтому допускается определение нагрузок от мостовых кранов по результатам испытаний. Вертикальная нагрузка от кранов может быть снижена за счет ограничения приближения тележки крана и сближения кранов (если позволяет технология).

Методики определения нагрузок при реконструкции производственных зданий подробно рассмотрены в книге [4] и специальной технической литературе[1].

Оценка качества стали. Качество стали эксплуатируемых металлических конструкций определяется на основании анализа рабочих чертежей и заводских сертификатов. Устанавливаются марки стали и расчетные сопротивления. В случае отсутствия или недостаточности сведений, появлении в конструкциях повреждений, связанных с низким качеством металла (расслой, трещины), а также при необходимости выявления резервов несущей способности конструкций проводятся испытания металла.

Свойства стали обладают определенной изменчивостью: наблюдается существенная разница в прочности проката, полученного в разные годы на разных металлургических заводах. При новом проектировании необходимо учитывать изменчивость свойств стали (предела текучести, временного сопротивления) во всей генеральной совокупности металла данной марки. Очевидно, что разброс показателей прочности стали для частной совокупности (однотипных элементов конкретного здания) меньше, чем для генеральной. Поэтому по результатам анализа фактических свойств металла можно получить более высокое расчетное сопротивление, чем принятое при проектировании конструкций. Методика определения расчетного сопротивления стали приведена в спецкурсе [4] и СНиПе [7].

Свариваемость стали является комплексной характеристикой, включающей в себя прочность соединения при различных условиях работы, сопротивляемость образованию холодных и горячих трещин, хладноломкость и т.д. В эксплуатируемых сварных конструкциях косвенной оценкой свариваемости металла является состояние сварных соединений. Если при обследовании не обнаружено трещин, вызванных самой сваркой, то дополнительных оценок свариваемости можно не проводить. В клепаных конст-

---

[1] *Валь В.Н., Горохов Е.В., Уваров Б.Ю.* Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции. — М.: Стройиздат, 1987.

рукциях оценка свариваемости необходима в том случае, если при их усилении предполагается использование сварки. Обычно свариваемость стали оценивают по углеродному эквиваленту, определяемому по формуле (1.2).

Уточнение расчетной схемы. Стальные каркасы одноэтажных промышленных зданий, находящихся в эксплуатации, в основном были рассчитаны как плоские поперечные рамы. Стойки рам считались жестко защемленными на уровне верхнего уступа фундамента, решетчатые ригели заменялись сплошными и принимались жестко или шарнирно соединенными со стойками. Наиболее полное представление о фактической работе каркаса можно получить в результате натурных испытаний конструкций, но некоторое уточнение усилий, действующих в конструкциях, получают в результате расчетов. Наиболее точно соответствует фактическому распределению усилий расчет здания как пространственной системы на ЭВМ (см. гл. 17).

Проверочные расчеты конструкций. Эти расчеты выполняются с учетом выявленных дефектов и повреждений, уточненных нагрузок, расчетных схем и прочности материала.

Расчеты выполняются по формулам, приведенным в [7] для проектирования новых конструкций, с учетом некоторых особенностей. Например, при расчетах стержней решетки стропильных ферм с гибкостью $\lambda > 60$ возможность их случайного искривления учитывается коэффициентом условий работы $\gamma_c = 0{,}8$. При проверочных расчетах эксплуатируемых стропильных ферм этот коэффициент может быть принят равным единице, а стержни рассчитывают с учетом фактических искривлений, выявленных при обследовании. Искривленные стержни рассчитывают как внецентренно сжатые.

Проверку прочности элементов, имеющих ослабление в виде вырезов, подрезов, производят по площади нетто с учетом эксцентриситета от смещения центра тяжести ослабленного сечения относительно центра тяжести первоначального сечения. Учет влияния коррозионных повреждений производится уменьшением расчетной площади поперечного сечения. Более подробно особенности проверочных расчетов эксплуатируемых конструкций рассмотрены в книге [4].

16.1.4. Результаты оценки технического состояния конструкций. На основании результатов обследований и проверочных расчетов конструкций дается оценка их технического состояния. Эта оценка должна определить возможность дальнейшей эксплуатации конструкции, необходимость проведения мероприятий по ремонту и повышению их несущей способности. Учет фактического состояния конструкций и условий эксплуатации позволяет установить для сохраняемых конструкций менее жесткие ограничения смещений и гибкости элементов, чем для новых (раздел «Дополнительные требования по проектированию конструкций зданий и сооружений при реконструкции» [7]). При этом основным критерием является возможность нормальной эксплуатации конструкций в конкретных условиях.

Различают три типа состояния здания, а также отдельных конструктивных элементов и узлов[1]:

работоспособное — несмотря на имеющиеся отступления от норм, государственных стандартов и технической документации нормальная эксплуатация конструкций обеспечивается в конкретных условиях рассматриваемого здания;

ограниченно работоспособное — для обеспечения функционирования конструкций необходимо проведение специальных (допустимых условиями эксплуатации) мероприятий по контролю за состоянием конструкций, параметрами технологического процесса, нагрузками или другими условиями эксплуатации (возможно с ограничением продолжительности функционирования);

неработоспособное (недопустимое) — существующее или прогнозируемое по расчету состояние конструкций является одним из предельных состояний и без усиления конструкции не может быть допущено к эксплуатации.

---

[1] Пособие по проектированию усиления стальных конструкций. — М.: Стройиздат, 1989.

Для реконструируемых производственных зданий, где планируется изменение величины и схемы нагрузок, прогнозируемое по расчету состояние часто превышает предельное.

Вопрос замены конструкций или их сохранения с последующим усилением решается в результате технико-экономического анализа.

16.2. Усиление конструкций

Цель усиления конструкций — обеспечить их несущую способность и нормальную эксплуатацию в новых условиях, вызванных реконструкцией. В некоторых случаях этого можно добиться, не производя усиления, а снизив действующие нагрузки (замена железобетонных плит покрытия профилированным настилом, ограничение сближения кранов, замена мостовых кранов напольным транспортом и т.д.). Техническое решение по усилению конструкций принимается на основании сравнения вариантов (при этом возможны варианты, предусматривающие уменьшение нагрузок и замену некоторых конструктивных элементов новыми). Наиболее важным фактором, влияющим на выбор варианта усиления в условиях действующего производства, является проведение работ по усилению без остановки технологического процесса или с минимальной остановкой. При больших объемах усиления конструкций на выбор варианта усиления может повлиять расход стали на усиление, а также трудоемкость изготовления и монтажа элементов усиления.

Конструкции можно усиливать под нагрузкой или с предварительной разгрузкой. Естественно, что менее трудоемко усиление конструкций под нагрузкой. В этом случае важно обеспечить несущую способность конструкций в процессе проведения работ по усилению. Исследования показывают, что усиление под нагрузкой возможно, если напряжения в элементе или соединении не превосходят $0{,}8R$ (для сжатых и внецентренно сжатых стержней напряжение вычисляют с учетом коэффициентов φ и φ_e). В большинстве случаев можно производить усиление, не разгружая конструкции от постоянных нагрузок, так как доля кратковременных нагрузок обычно больше 20 %. Применяемые способы усиления конструкций можно разделить на две группы: путем увеличения сечения элементов (или площади сечения сварных швов в соединении) и путем изменения конструктивной схемы или схемы приложения нагрузок. Возможно применение способов усиления, сочетающих изменение конструктивной схемы с одновременным увеличением сечений.

16.2.1. Особенности расчета элементов и соединений, усиленных под нагрузкой. Работа элементов, усиленных с полной предварительной разгрузкой, не отличается от работы новых элементов и расчет их производится по формулам, приведенным в подразд. 2.3. Особенность работы элементов, усиленных под нагрузкой, заключается в том, что часть сечения находится в напряженном состоянии, воспринимая нагрузки, действующие до усиления. Усиленный элемент воспринимает часть нагрузок, прикладываемых после усиления. Соединение сохраняемого элемента с элементами усиления должно обеспечивать его работу как единого целого. Если расчетные сопротивления материала существующей конструкции и усиления значительно различаются, то расчет производится как для бистального элемента. Допускается принимать одно расчетное сопротивление, равное меньшему из них, если они отличаются не более чем на 15 %.

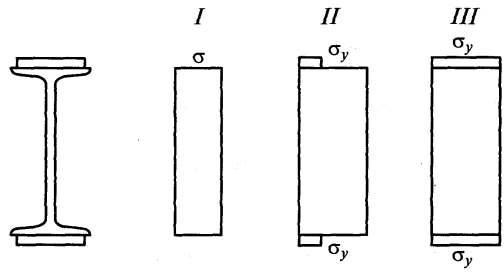


Рис. 16.3. Распределение напряжений в сечении растянутого стержня, усиленного под нагрузкой

Расчет на прочность растянутых, сжатых и изгибаемых элементов в зависимости от свойств стали и условий эксплуатации производится в упругой или упругопластической стадиях. Пластические деформации раньше появляются в существовавшей до усиления части сечения. Работа растянутого стержня, усиленного под нагрузкой, представлена на рис. 16.3. На схеме *I* показано распределение напряжений в сечении стержня до усиления.

Упругой стадии работы соответствует эпюра *II*, и для этого случая (напряжения в существующем металле достигли предела текучести) проверка прочности производится по формуле

$$\sigma = N_1/A_0 + N_2/(A_0 + A_{ус}) \le R_y\gamma_c, \qquad (16.1)$$

где N_1 и N_2 — усилия, приложенные к стержню соответственно до и после усиления; A_0 и $A_{ус}$ — площади сечения соответственно до усиления и элементов усиления; R_y — расчетное сопротивление стали неусиленного элемента; γ_c — коэффициент условий работы (принимается по [7]).

Упругопластической стадии работы соответствует эпюра *III*, проверка прочности производится по формуле

$$\sigma = (N_1 + N_2)/(A_0 + A_{ус}) \le R_y\gamma_c. \qquad (16.2)$$

На рис. 16.4 приведены эпюры напряжений, характеризующие работу изгибаемого элемента, усиленного под нагрузкой:

I — до приложения нагрузки после усиления, напряжения в элементах усиления равны нулю;

II — к усиленной балке приложена нагрузка, напряжения в сечении существующей балки достигли предела текучести (предельное состояние для упругой стадии работы);

III — нагрузка возрастает, напряжения в элементах усиления достигают предела текучести;

IV — пластические деформации пронизывают все сечение, образуется «пластический шарнир».

В соответствии с эпюрой *II* расчет в упругой стадии производят по формуле

$$\sigma = M_1y_0/I_0 + M_2y/(I_0 + I_{ус}) \le R_y\gamma_c, \qquad (16.3)$$

где M_1 и M_2 — изгибающие моменты, действующие соответственно до и после усиления; I_0 и $I_{ус}$ — моменты инерции поперечного сечения соответственно существующей балки и элементов усиления; y_0 и y — расстояния от центра тяжести сечения балки до

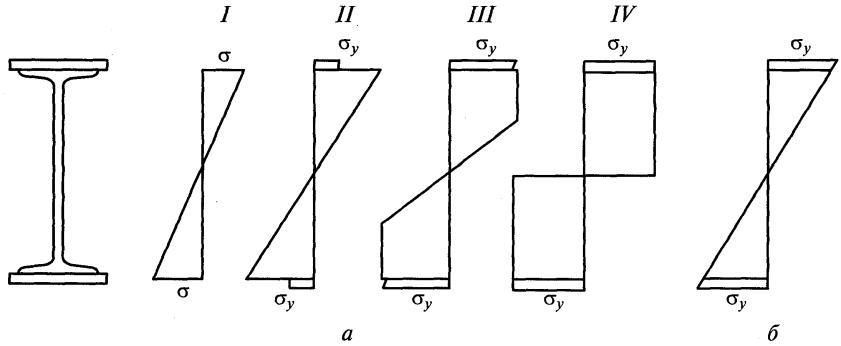


Рис. 16.4. Эпюра напряжений в сечении изгибаемого элемента, усиленного под нагрузкой: *а* — эпюры, характеризующие работу элемента под нагрузкой; *б* — эпюра, принятая для расчета

наиболее напряженной точки существующей части сечения соответственно до и после усиления (для балки с симметричным усилением $y_0 = y$).

Нормы допускают проверку на прочность усиленной балки выполнять на полное расчетное усилие без учета напряжений, существовавших до усиления, если расчетные сопротивления материалов существующей балки и усиления различаются на 15 % и менее. Этому положению соответствует эпюра напряжений *III*, где в существующей части сечения балки развиваются пластические деформации. Проверка прочности, несколько в запас, производится в соответствии с эпюрой рис. 16.4, *б* по формуле

$$\sigma = (M_1 + M_2)y_{ус}/(I_0 + I_{ус}) = R_y\gamma_c, \qquad (16.4)$$

где $y_{ус}$ — расстояние от центра тяжести сечения усиленной балки до наиболее напряженной точки усиленного сечения; R_y — меньшее из двух расчетных сопротивлений — металла существующей балки и усиления.

Таким образом, формально расчет проводится как бы в упругой стадии (для упрощения), а по существу предполагает некоторое развитие пластических деформаций в металле существующей балки, не допуская образования пластического шарнира.

Так как в стенке балки появляются пластические деформации, то в ее средней части в местах, передающих сосредоточенные нагрузки, следует установить ребра жесткости, а проверку устойчивости в этой зоне проводить с учетом коэффициента условий работы $\gamma_c = 0{,}8$.

При проверке устойчивости сжатых стержней, усиленных под нагрузкой способом увеличения сечений, считают, что сварные швы и болты, связывающие элементы усиления с существующим стержнем, обеспечивают их совместную работу как единого целого.

Работа сжатых стержней, усиленных под нагрузкой, отличается от работы стержней, нагружаемых с нуля. Эти отличия заключаются в более раннем появлении пластических деформаций в сечении усиленного стержня и увеличении эксцентриситета из-за большей деформативности стержня до усиления (для внецентренно сжатых стержней) и влияния остаточных сварочных деформаций. В результате критические напряжения потери устойчивости стержня, усиленного под нагрузкой, оказываются ниже критических напряжений стержней, нагружаемых с нуля. Неблагоприятное влияние этих факторов можно учесть коэффициентом условий работы $\gamma_c' = 0{,}8$ и проверку устойчивости произвести по формуле

$$\sigma = (N_1 + N_2)/(A_0 + A_{ус}) \le \gamma_c'\varphi R_y\gamma_c, \qquad (16.5)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый в зависимости от гибкости усиленного стержня.

Если в результате усиления произошло смещение центра тяжести сечения, то стержень рассчитывают как внецентренно сжатый с эксцентриситетом, равным расстоянию от первоначальной оси стержня до центра тяжести усиленного сечения.

Усиление сварных соединений производят увеличением длины или толщины сварных швов (рис. 16.5). На период выполнения усиления должна быть обеспечена прочность существующих швов на действующие усилия. При увеличении толщины швов (наплавки дополнительных слоев) часть шва расплавляется или переходит в пластическое состояние. Поэтому усиление швов с помощью наплавки дополнительных слоев допускается выполнять под нагрузкой, при которой действующее на шов усилие N не превышает следующего значения:

$$N \le R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c\beta_f k_f(l_w - D), \qquad (16.6)$$

где R_{wf} — расчетное сопротивление усиливаемого шва по металлу шва; γ_{wf} — коэффициент условий работы сварного шва; γ_c — коэффициент условий работы конструкции; β_f — коэффициент, зависящий от типа сварки (допускается в запас принять $\beta_f = 0{,}7$ как для ручной сварки); k_f — катет шва; l_w — расчетная длина шва; D — длина участка шва, выключающаяся из работы; зависит от толщины свариваемых элементов t и существующего катета шва k_f и принимается по графику на рис. 16.6.

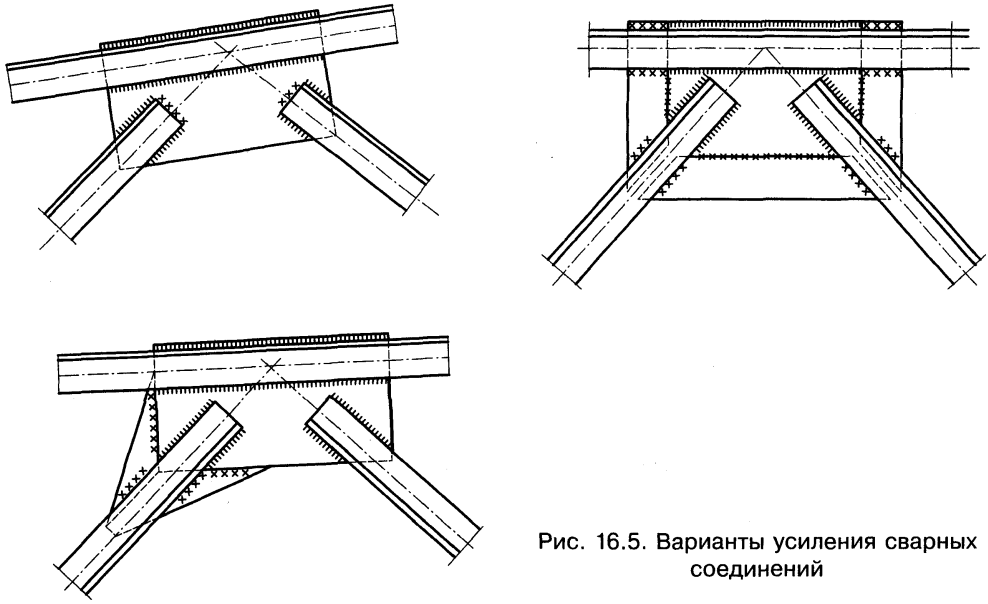


Рис. 16.5. Варианты усиления сварных соединений

Усилия в элементах конструкций, усиленных способом изменения конструктивной схемы, определяют в две или три стадии. На первой стадии усилия в элементах находят в соответствии с существующей расчетной схемой от нагрузок, приложенных до усиления, на второй вычисляют усилия в стержнях по новой расчетной схеме на нагрузки, приложенные после усиления. В случае применения элементов усиления с предварительным напряжением дополнительно определяют усилия в существующей конструкции от предварительного напряжения. Расчетные усилия в элементах находят суммированием усилий, определенных на всех стадиях работы конструкции.

16.2.2. Усиление балок. Увеличение сечений балок — традиционный и наиболее отработанный способ усиления. Некоторые варианты усиления этим способом показаны на рис. 16.7. Для эффективного использования металла усиления целесообразно располагать элементы усиления симметрично и по возможности дальше от центра тяжести сечения (рис. 16.7, *а*, *б*). Применение того или иного варианта усиления зависит от места опирания элементов перекрытия или покрытия.

При опирании настила на верхний пояс могут быть применены схемы рис. 16.7, *в*—*к*. Если стенки балок укреплены ребрами жесткости, то более просто выполнить уси-

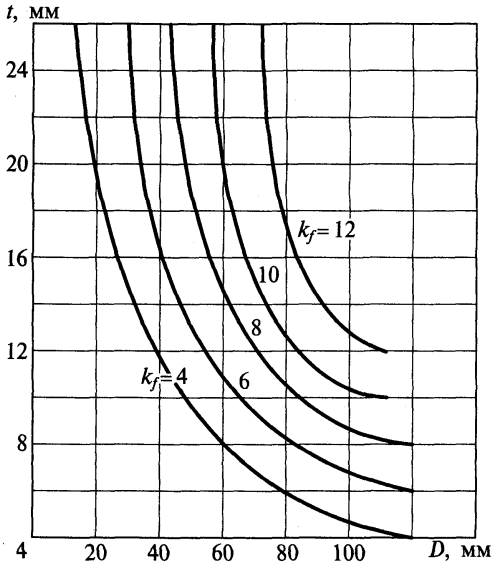


Рис. 16.6. Зависимость длины участка D, разогреваемого до температуры 600 °С и выше, от толщины свариваемого металла t и катета шва k_f

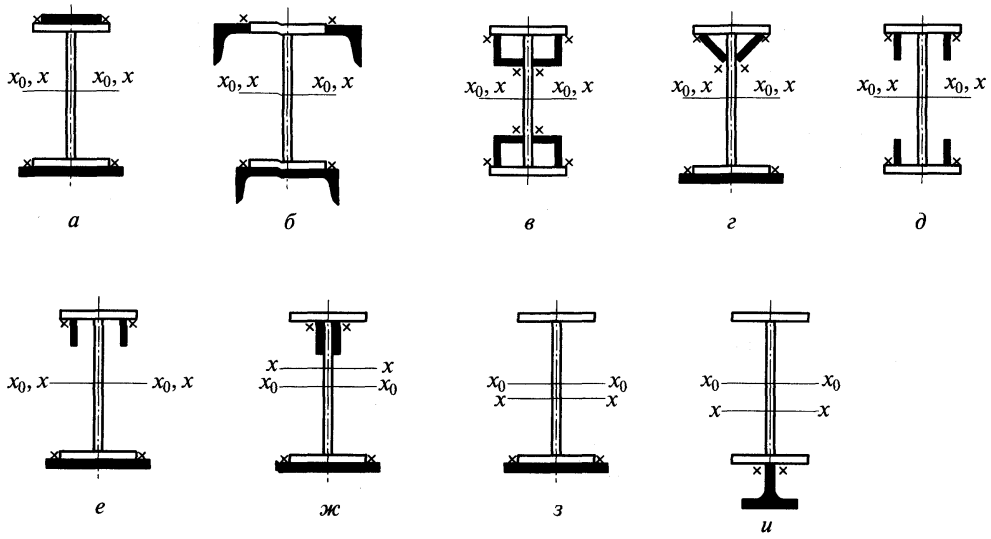


Рис. 16.7. Варианты усиления сечений балок:

а — плоскими элементами; *б* и *в* — прокатными профильными элементами; *г*, *д*, *е* и *ж* — ламелями; *з* и *и* — несимметричные усиления

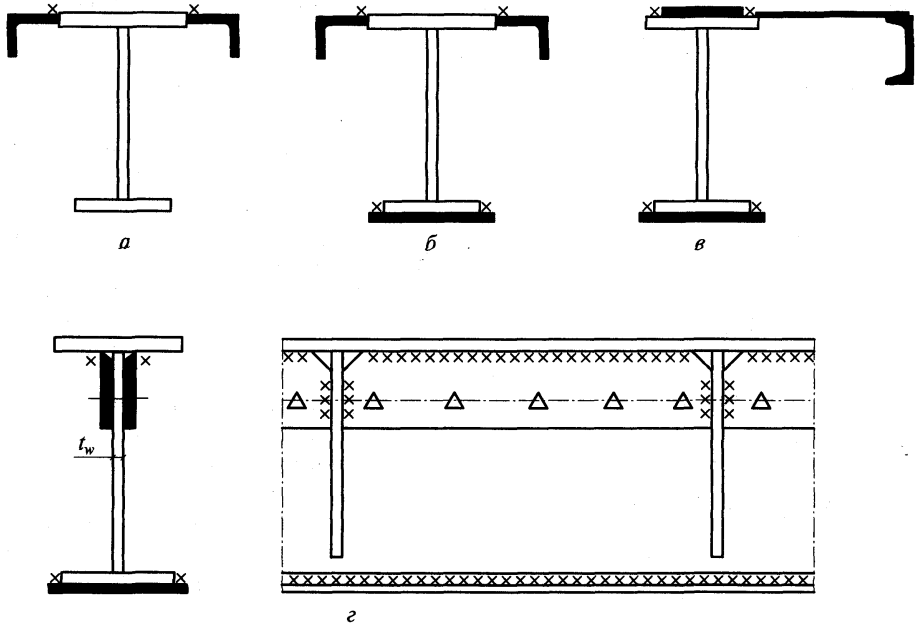


Рис. 16.8. Усиление подкрановых балок:

а и *б* — при отсутствии тормозной конструкции; *в* — с созданием дополнительной тормозной конструкции; *г* — ламелями на высокопрочных болтах и сварке

ление по схемам рис. 16.7, *д*, *е*. Вариант рис. 16.7, *ж* целесообразен, когда требуется увеличить не только несущую способность балки, но и обеспечить местную прочность и устойчивость стенки. Несимметричное усиление (рис. 16.7, *з*) позволяет весьма незначительно повысить несущую способность и может быть применено при небольшом увеличении нагрузок и опирании настила по верхнему поясу. Если настил опирается на нижний пояс, возможно принять вариант рис. 16.7, *и*.

Достоинством способа усиления увеличением сечением является возможность его использования при ограниченной строительной высоте, недостатком — большая длина сварных швов и, вследствие этого, высокая трудоемкость усиления.

В подкрановых балках без тормозных конструкций при небольшом (до 10 %) увеличении крановых нагрузок может быть использована схема на рис. 16.8, *а*, а при большем увеличении нагрузок — схема на рис. 16.8, *б*. При усилении подкрановых балок с тормозными конструкциями возможно применение схем рис. 16.8, *в* и *г*. Если усиление произведено по схеме рис. 16.8, *в*, то для обеспечения постоянного уровня головки рельса лист усиления верхнего пояса должен устанавливаться по всей длине балки. Вариант рис. 16.8, *г* можно применить при недостаточной прочности и устойчивости стенки. Для обеспечения плотного сопряжения листов и предотвращения выпучивания при сварке их стягивают болтами.

Показанные на рис. 16.9 варианты усиления способом изменения конструктивной схемы можно применять как для балок покрытий (перекрытий), так и для подкрановых балок. Достаточно просто и эффективно усиление путем превращения разрезных балок в неразрезные, что не увеличивает строительной высоты, но требует свободного доступа к узлам сопряжения балок (рис. 16.9, *а*). Варианты рис. 16.9, *б* и *в* представляют собой усиление постановкой дополнительных опор в виде подкосов. Расход стали на короткие подкосы меньше, чем на длинные, но при этом в колоннах при разной загрузке балок возникают дополнительные изгибающие моменты от горизонтальных составляющих усилий в подкосах. Избежать этого можно постановкой затяжек (рис. 16.9, *г*). Схема рис. 16.9, *д* позволяет производить усиление без разгрузки независимо от уровня напряже-

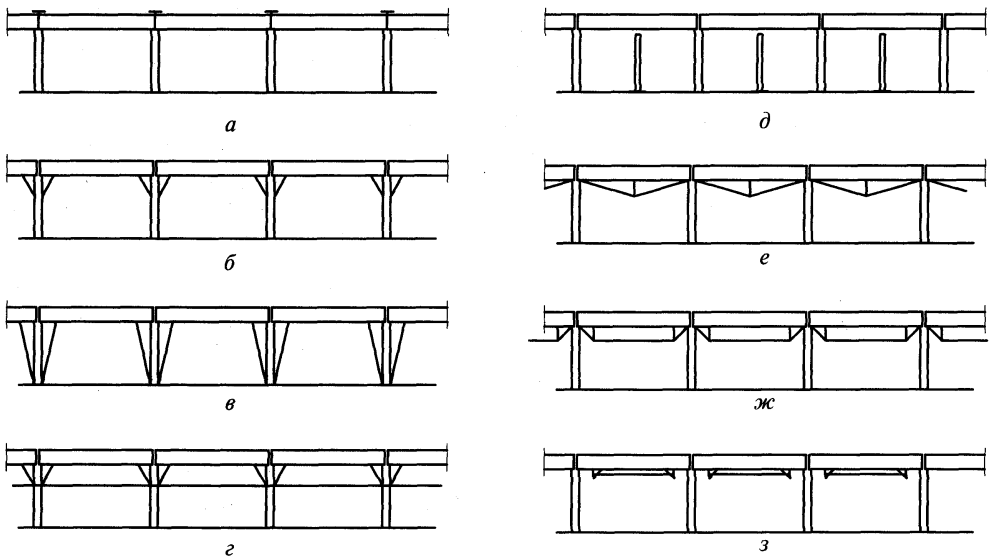


Рис.16.9. Усиление балок способом изменения конструктивной схемы:

а — создание неразрезной системы; *б*, *в* и *г* — с помощью подкосов и распорок; *д* — дополнительные опоры; *е*, *ж* и *з* — с помощью преднапряженных шпрингелей

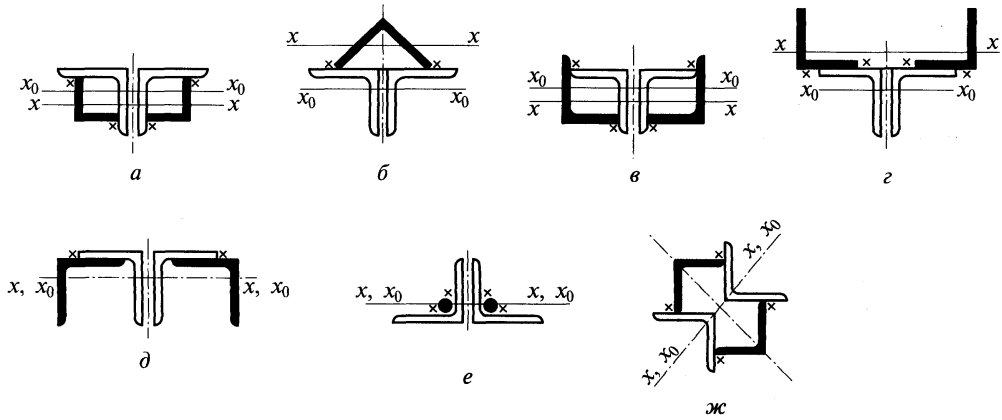


Рис. 16.10. Варианты усиления стержней стропильных ферм способом увеличения сечений: *а*, *б*, *в*, *г*, *д* и *ж* — с помощью прокатных уголков; *е* — с помощью стержней из круглой стали

ний в балках. Обычно применить эту схему усиления не удается по технологическим причинам. В вариантах усиления рис. 16.9, *е*, *ж*, *и* увеличивается строительная высота балок. Эффективность их возрастает с применением предварительного напряжения шпренгелей (рис. 16.9, *е*, *ж*) и затяжки (рис. 16.9, *з*).

16.2.3. Усиление стропильных ферм. Сечения прямолинейных стержней стропильных ферм, усиленных способом увеличения сечений, представлены на рис. 16.10. При проектировании усиления элементов желательно сохранить центровку в узлах ферм. Этому условию соответствуют усиления по схемам рис. 16.10, *д*, *е*, *ж*. Схема рис. 16.10, *в* также позволяет скомпоновать сечение без смещения центра тяжести. Если в результате усиления расцентровка превышает 1,5 % высоты сечения стержня, то необходимо рассчитать стержень с учетом момента от эксцентричного прикрепления в узле.

При усилении сжатых стержней целесообразно располагать элементы усиления таким образом, чтобы увеличить радиус инерции сечения (рис. 16.10, *а*, *в*, *г*, *ж*). В сжатых стержнях элементы усиления можно не заводить на фасонки, если обеспечена прочность неусиленных стержней. Элементы усиления растянутых стержней необходимо завести на фасонки на длину, достаточную для передачи воспринимаемого этими элементами усилия. Наиболее удобно усилить стержень по схеме рис. 16.10, *б* (два шва, выполняемые в нижнем положении), но при этом заметно смещается центр тяжести сечения. Кроме того, при необходимости завести уголок на фасонку требуется устройство в нем прорези.

Способом изменения конструктивной схемы можно усилить как отдельные стержни, так и ферму в целом. На рис. 16.11, *а* показано усиление сжатых стержней ферм постановкой шпренгелей, уменьшающих расчетную длину стержней в плоскости фермы. Такой метод усиления повышает устойчивость стержней только в плоскости фермы, его

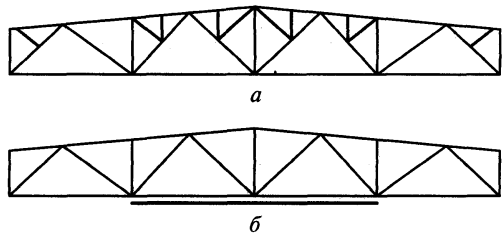


Рис. 16.11. Усиление стержней стропильных ферм способом изменения конструктивной схемы:

а — с помощью шпренгелей; *б* — с помощью преднапряженного стержня

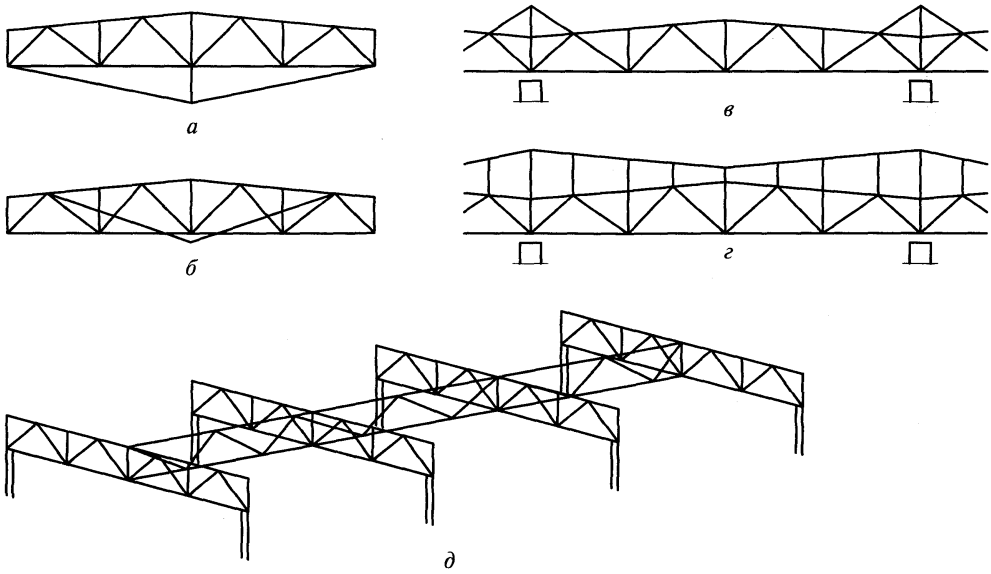


Рис. 16.12. Варианты усиления стропильных ферм способом изменения конструктивной схемы:

а, б и *г* — с применением шпренгельных элементов; *в* — с применением подвесок; *д* — превращение в пространственную систему

можно использовать при незначительном увеличении усилий в стержнях. Растянутый пояс фермы можно усилить предварительно напряженной затяжкой (рис. 16.11, *б*).

Рационально применять способы изменения конструктивной схемы, повышающие несущую способность нескольких или всех стержней фермы. Применение этого метода целесообразно при значительном увеличении нагрузок на всю конструкцию. Возможности регулирования усилий возрастают с применением предварительного напряжения. При использовании способа изменения конструктивной схемы в целях усиления фермы обычно не удается обойтись без усиления некоторых стержней способом увеличения сечений. Их рациональное сочетание приводит к наиболее экономичным по расходу стали и трудоемкости изготовления конструктивным решениям.

Наиболее просто изменить конструктивную схему стропильных ферм, обеспечив неразрезность их на опорах. В результате усилия уменьшаются в средних панелях поясов ферм, но увеличиваются в опорных раскосах у неразрезных опор. В опорных панелях нижнего пояса возможно появление сжатия. Эффективно включение в работу стропильных ферм фонарей, расположенных по средним рядам колонн. При этом может потребоваться усиление элементов фонарей.

На рис. 16.12 приведены способы изменения конструктивной схемы с помощью вновь устанавливаемых элементов. При наличии свободного пространства под фермой целесообразно применить схему рис. 16.12, *а* с передачей сжимающего усилия от наклонных элементов шпренгеля на растянутый пояс. Если в здании имеются мостовые краны, можно уменьшить высоту шпренгеля (схема рис. 16.12, *б*), но при этом эффективность усиления снижается. В зданиях, оборудованных мостовыми кранами, перспективно применение комбинированных систем с использованием гибких элементов — вант, гибких и жестких нитей с подвесками (рис. 16.12, *в*, *г*). К числу достоинств этих систем относятся использование элементов, работающих на растяжение, а также про-

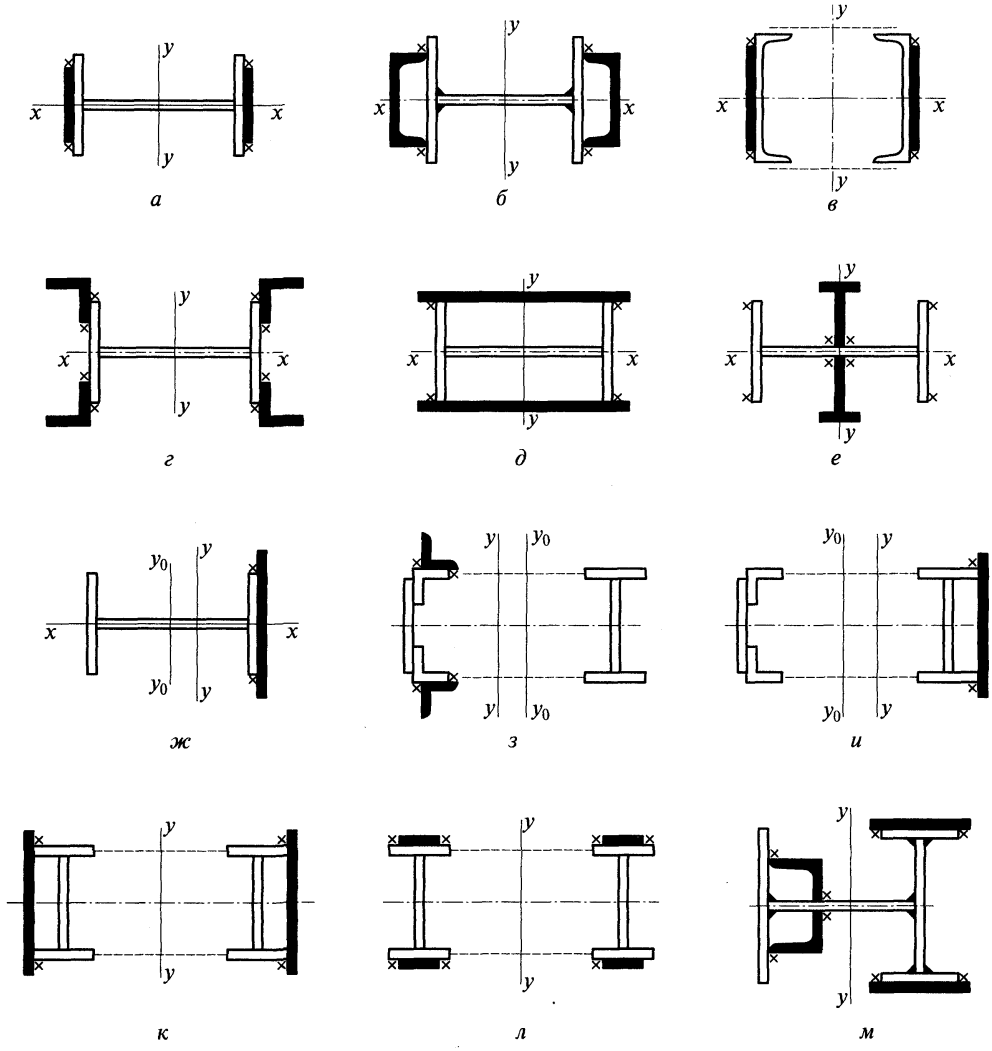


Рис. 16.13. Варианты усиления колонн увеличением сечения:

а, *в*, *д*, *к* и *л* — с помощью листовых элементов; *б* и *г* — с помощью профильной стали; *ж*, *з* и *и* — при несимметричных сечениях; *м* — комбинированное усиление

ведение работ по усилению в условиях, не ограниченных действующим производством. Недостатками являются необходимость вскрытия кровли с последующим обеспечением ее водонепроницаемости и сложность восприятия распора.

При установке новых или повышении грузоподъемности существующих подвесных кранов целесообразно установить вертикальные связи между фермами по всей длине здания (рис. 16.12, *д*). Эти связи перераспределяют нагрузку от подвесных кранов между фермами и снижают усилия в стержнях ферм.

16.2.4. Усиление колонн. Колонны производственных зданий, как правило, обладают значительными резервами несущей способности. Усиление колонн требуется при большом увеличении нагрузок. Как и для других конструкций, усиление колонн может быть выполнено методом увеличения сечения и изменением конструктивной схемы. На

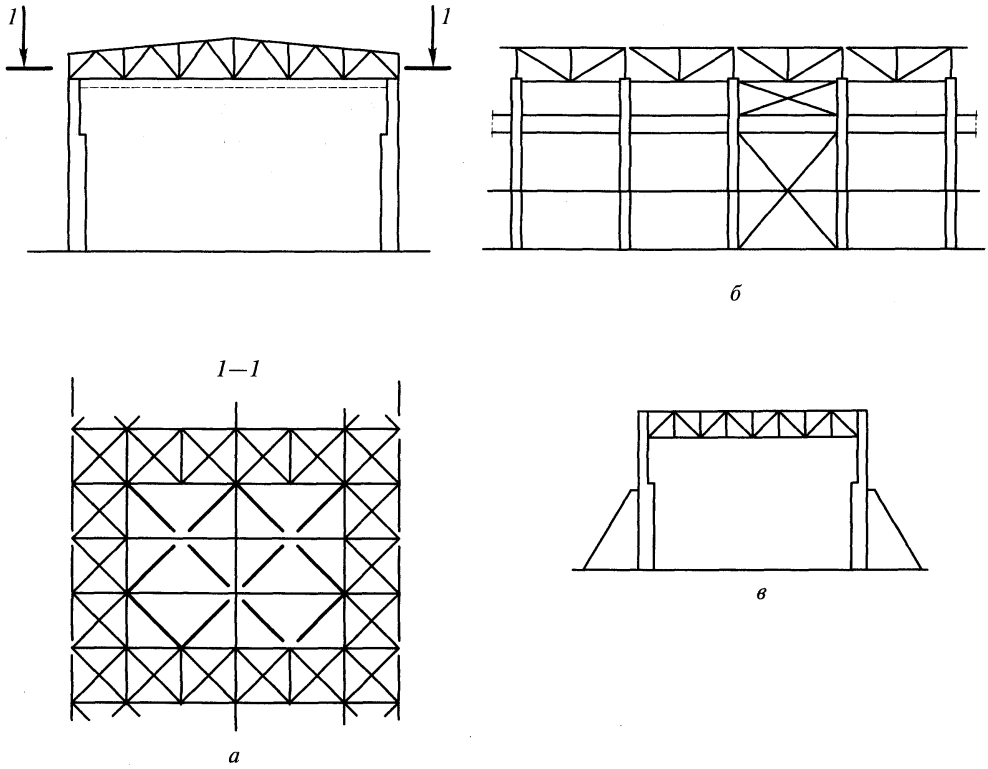


Рис. 16.14. Изменение конструктивной схемы колонны установкой распорок между колоннами (*б*), с помощью дополнительных связей по покрытию (*а*) и с помощью подкосов (*в*)

рис. 16.13 приведены некоторые схемы усиления путем увеличения сечений. При усилении центрально-сжатых колонн целесообразно не смещать центр тяжести усиленного сечения от линии действия продольной силы, поэтому для них следует принять симметричное усиление. Если несущая способность колонн определяется устойчивостью относительно оси *x*, то рационально усиление по схемам рис. 16.13, *а*, *б*, *в*, *г*. Если несущая способность колонн определяется устойчивостью относительно оси *y*, то рационально принять схемы усиления рис. 16.13, *д*, *е*, приводящие к увеличению радиуса инерции относительно оси *y*.

При усилении внецентренно сжатых колонн с преобладающими моментами одного знака целесообразна несимметричная схема усиления со смещением центра тяжести усиленного сечения в сторону действия момента (рис. 16.13, *ж*, *з*, *и*). Если моменты различных знаков близки по абсолютной величине, то так же, как и для центрально-сжатых колонн, следует использовать симметричные и близкие к ним схемы усиления (рис. 16.13, *к*, *л*, *м*).

Усиление колонн способом увеличения сечения достаточно эффективно и может выполняться практически при любом повышении нагрузок. Однако большая протяженность швов и необходимость в отдельных случаях разборки стенового ограждения и устройства подмостей по всей высоте колонны повышают трудоемкость работы по усилению.

Наиболее просто изменить конструктивную схему колонны можно путем установки распорок между колоннами (рис. 16.14, *б*). В результате уменьшается расчетная длина колонны из плоскости рамы. Применение этой схемы ограничено незначительным по-

вышением нагрузок и имеет смысл в том случае, когда несущая способность колонны определяется ее устойчивостью из плоскости рамы.

В зданиях небольшой длины (48—84 м) с жесткими торцами и кровлей малой жесткости (асбоцементные листы по прогонам) к изменению конструктивной схемы приводит устройство жесткого диска в уровне нижних поясов ферм с помощью дополнительных связей по покрытию (рис. 16.14, *а*). В результате повышается поперечная жесткость здания, а колонну можно считать закрепленной от смещения в плоскости рамы. Повышает несущую способность колонны и установка подкосов, закрепляющих колонну в уровне подкрановых балок (рис. 16.14, *в*).

ГЛАВА 17

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПЕРСОНАЛЬНЫХ ЭВМ

17.1. Общие положения

Часто в расчетах металлических конструкций наиболее трудоемким этапом оказывается определение усилий, напряжений и перемещений в расчетной схеме от действующих нагрузок. Это задача строительной механики, сопротивления материалов, теории упругости и т. п. Для уменьшения трудозатрат при ручном счете прибегают к различного рода упрощениям. Например, пространственную конструкцию расчленяют на плоские или даже одномерные конструкции, как это сделано в предыдущих главах при расчете каркаса одноэтажного производственного здания (см. гл. 12). Там из пространственного стального каркаса была выделена плоская П-образная рама, в которой решетчатый ригель и подкрановая часть колонны были заменены одномерными стержнями. В отдельных случаях ригель принимался бесконечно жестким. Взаимодействие плоских рам при локальных крановых нагрузках учитывалось неким коэффициентом пространственной работы каркаса. При проверке устойчивости сжатых стержней их вычленяют из общей конструктивной системы и используют коэффициент устойчивости для понижения в них уровня напряжений и т.д. (см. гл. 13 и 14). Если таких упрощений не делать, то задача расчета, даже такого простого сооружения, окажется практически неразрешимой.

С распространением персональных ЭВМ (ПЭВМ) появилась возможность реального использования в повседневной инженерной практике современных достижений строительной механики, теории упругости, теории пластичности и пр. При грамотном использовании этого инструмента отпадает необходимость многих вышеупомянутых упрощений. Однако работа с ПЭВМ и соответствующими расчетными программами требует специального навыка. Эта тема достаточно широкая и в общей постановке выходит за рамки учебника по металлическим конструкциям. Тем не менее нельзя полностью игнорировать практические вопросы использования ПЭВМ в расчетах металлических конструкций. Для студентов это будет помощь при выполнении курсовых и дипломных проектов.

Большинство расчетных программ реализуют метод конечных элементов (МКЭ). Всякий расчетный пакет программ выполняет три основные функции: ввод исходных данных, счет и вывод результатов расчета. Первая выполняется с помощью программы, называемой препроцессором, последняя — постпроцессором. Процедура работы пользователя в пре- и постпроцессоре называется интерфейсом. Эффективность работы расчетной программы существенно 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 исследования.

Ввод исходных данных. Исходными данными являются: расчетная схема, физические и геометрические характеристики материалов и конструктивных элементов, нагрузки, опорные закрепления, условия расчета.

Построение геометрической схемы конструкции может быть выполнено двумя способами: с помощью собственного графического редактора расчетной программы либо с помощью специализированного графического редактора типа Автокада с последующим импортированием рисунка в формате .dxf для стержневых схем или .sat для плоских и пространственных конструкций. Второй способ значительно эффективнее, так

как специализированные программы типа Автокада 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. Создание такой структуры является важным моментом, так как обеспечит в дальнейшем работу со сложными расчетными моделями. Некоторые группы можно создавать на более поздних этапах исследования, например группы элементов по этажам в многоэтажных каркасах, группы по материалам и сечениям элементов, по однотипным нагрузкам и пр.

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. Для плоских и объемных схем этот размер следует назначать в общем случае переменным с учетом сгущения конечноэлементной сетки в местах концентрации напряжений. После этого можно запускать команду автоматического создания сетки конечных элементов. Такая процедура должна выполняться по группам элементов, упомянутых выше.

Практически во всех программах имеется возможность корректировки конечноэлементной сетки, что используется, например, для ее сгущения в местах концентрации напряжений, для перемещения узлов в более подходящие места и т.д. 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 несмотря на то, что конструктивно стержни в узлах объединены с помощью фасонок 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 используется специальная процедура автоматического расчета, использующая заданные геометрические и физические характеристики конечных элементов. При этом необходимо задать значение и направление гравитационной постоянной, например $g_y = 981$ 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 систему СИ. В этой главе линейные размеры задаются в сантиметрах, силы в килоньютонах, время в секундах. Следовательно, нагрузки, распределенные по площади, а также напряжения получаются в кН/см^2. Нагрузки, распределенные по линии, — в кН/см. Масса по закону Ньютона определяется как отношение массы (силы) к гравитационной постоянной $g = 981$ 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

$$\rho = \psi \frac{\gamma}{g} = 1{,}2 \frac{7{,}7 \cdot 10^{-5}}{981} = 9{,}4 \cdot 10^{-8} \frac{\text{кН} \cdot \text{с}^2}{\text{см}^4}, \qquad (17.1)$$

где $\gamma = 7{,}7 \cdot 10^{-5}$ 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 $[m]$ = кН·с^2/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 выявления недонапряженных участков, где можно сэкономить металл.

Вывод окончательных результатов расчета. Объем и характер выводимого материала зависят от поставленной задачи: формирование проектной документации, составление научно-технического отчета, создание демонстрационного материала для доклада на конференции и т.п. Многое также зависит от возможностей постпроцессора расчетной программы. Разумеется, что 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 Автокада и заканчивая примитивными ручными средствами. Однако материал, выведенный 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.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 конечноэлементном 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. Наиболь-

шие 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.

17.2. Пример расчета

Выполним проверочный статический расчет стального каркаса одноэтажного производственного здания по исходным данным и результатам ручных расчетов, полученных в примере 11.1 и подразд. 12.4.4, 13.3, 14.4, 15.6.

17.2.1. Построение геометрической схемы каркаса. Без потери точности решения выделим для проверки участок здания длиной 84 м, т. е. 7 шагов поперечных рам по 12 м. При этом стержневая пространственная расчетная схема каркаса будет иметь вид, представленный на рис. 17.1. Здесь можно различить поперечные рамы со сквозным ригелем и сквозной подкрановой частью колонны, а также фонарной надстройкой. В продольном направлении рамы соединены между собой прогонами покрытия, горизонтальными связями шатра, а также вертикальными связями по шатру, колоннам и фонарю. Геометрическая схема построена в Автокаде, где представлена по слоям, соответствую-

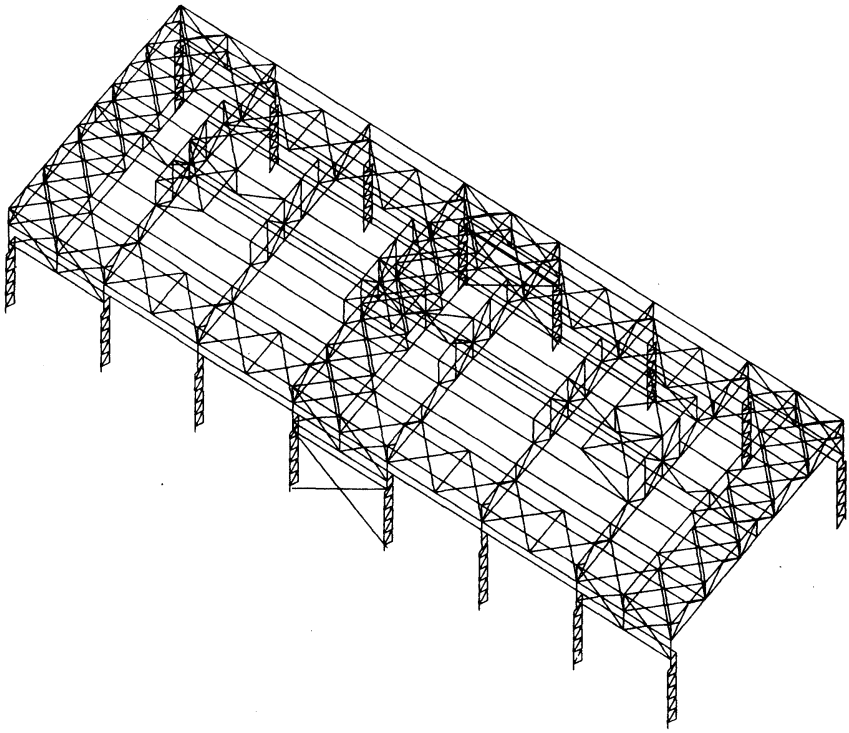


Рис. 17.1. Расчетная схема каркаса

щим каждому типу поперечного сечения конструктивных элементов. Например, первый слой содержит все элементы наружных ветвей колонн, второй слой — внутренних ветвей колонн, третий слой — элементы решетки сквозных колонн, четвертый — надкрановых частей колонн и т.д. Всего понадобилось 24 слоя для размещения всех однотипных групп элементов каркаса (табл. 17.1). Каждый слой имеет сокращенное название (из-за особенностей Автокада 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.

Теперь элементы каждого слоя следует трансформировать в файлы типа .dxf, специально предназначенного для обмена графической информацией, представленной ли-

Таблица 17.1

Протокол разбивки расчетной схемы на конечные элементы

№ п/п	Импортируемые файлы типа .dxf	Номера 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—816	321—640	
3	Решетка колонны	177—336	50	817—1616	641—1280	
4	Надкрановая ветвь колонны	337—384	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	1905—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—2880	
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 горизонтальные шатра	976—1351	200	5021—6216	4046—4865	
22	Связи вертикальные 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	—	—	—	

ниями. Затем эти файлы следует импортировать в расчетную программу (см. графы 2 и 3 в табл. 17.1).

Отметим две особенности построения расчетной схемы подкрановых конструкций. В общей схеме они представлены в виде прямолинейных отрезков длиной, равной шагу рам (12 м). В пространстве эти отрезки совпадают с линией пересечения подкрановой балки с тормозной балкой, т.е. находятся на некотором расстоянии от колонны. Чтобы обеспечить связь подкрановых конструкций с колоннами, в схему введены дополнительные стержни, впоследствии ассоциированные с абсолютно жесткими конечными элементами (см. табл. 17.1, последняя строка). Вторая особенность связана с точками приложения сосредоточенных давлений колес кранов. На рис. 12.13 представлена схема расположения колес крана на подкрановых конструкциях относительно «расчетной» рамы. В нашем примере в качестве такой рамы принята четвертая от правого торца каркаса цеха, представленного на рис. 17.1. При построении схем подкрановых конструкций, примыкающих к этой раме, следует их разбить на отрезки, определяемые положением колес кранов. Тогда в процессе создания конечноэлементной сетки в этих точках будут образованы узлы. Это впоследствии облегчит процедуру загружения расчетной схемы крановыми нагрузками.

17.2.2. Создание конечноэлементной сетки. На полученную геометрическую схему следует нанести сетку конечных элементов. Все основные конструктивные элементы, включая подкрановые конструкции, моделируются конечными элементами стержневого типа, работающими на осевое растяжение-сжатие, поперечный изгиб и срез в двух главных плоскостях, а также кручение. Вначале зададим физико-механические характеристики материала: модуль упругости $E = 2{,}06 \cdot 10^4$ кН/см^2, коэффициент Пуассона $\nu = 0{,}3$ и плотность $\rho = 9{,}4 \cdot 10^{-8}$ кН·с^2/см^4.

Зададим геометрические характеристики для каждого типа сечений конструктивных элементов. Их, как уже говорилось, 24 различных сечения. Для тех, которые были рассчитаны в упомянутых примерах, можно сделать соответствующие выписки. Например, для наружной ветви подкрановой части колонны, имеющей форму составного швеллера, из примера 14.4 имеем: площадь сечения $A = 117{,}6$ см^2, момент инерции в плоскости рамы $I_y = 4082$ см^4, в перпендикулярной плоскости — $I_z = 36\,973$ см^4, момент инерции на кручение $I_{кр} = 80$ см^4. Подкрановая ветвь колонны выполнена из прокатного двутавра 45Б1. Из соответствующего сортамента имеем $A = 76{,}23$ см^2, $I_y = 1073{,}7$ см^4, $I_z = 24\,940$ см^4, $I_{кр} = 23$ см^4 (моменты инерции на кручение рассчитываются дополнительно, см. подразд. 2.4.7). Элементы решетки подкрановой части колонны состоят из двух уголков 90×7 с расстоянием между ними в свету 45 см. Уголки по длине между собой не связаны, в отличие, например, от элементов стропильных ферм, где для связи парных уголков предусматриваются специальные прокладки (см. поз. *26* на рис. 13.17). Для нашего случая характеристики получаются удвоением значений, взятых из сортамента уголков $A = 24{,}63$ см^2, $I_y = 1073{,}7$ см^4, $I_z = 24\,940$ см^4, $I_{кр} = 23$ см^4. Для подкрановых конструкций характеристики можно взять из примера 15.6 либо определить более точно с помощью программных средств, например Автокада, и т.д. Для вспомогательных элементов, не рассмотренных в упомянутых выше примерах, можно принять характеристики по аналогии с известными проектами либо рассчитать вручную приближенно.

Далее последовательно для каждой группы введенных линий следует выполнить команду разбивки на конечные элементы. Эту процедуру полезно сопровождать ведением соответствующего протокола (например, в форме табл. 17.1).

Номера, указанные в графе 1, соответствуют номерам типов поперечных сечений элементов с введенными геометрическими характеристиками. Названия, указанные в графе 2, могут соответствовать названиям слоев в Автокаде, файлов .dxf, типов сечений элементов, групп конечных элементов и пр. Это упрощает и создает четкость в работе с расчетной программой. В графе 3 записываются номера линий, полученных в процессе импортирования файлов .dxf и используемых в дальнейшем при разбивке на конечные

элементы, номера которых последовательно записываются в графах 5 и 6. В графе 4 записываются осредненные длины конечных элементов, которые рассчитываются предварительно исходя из длины конструктивного элемента и предполагаемого количества конечных элементов, на которые он разбивается. В последней колонке можно отмечать номера групп конечных элементов, узлов, линий, которые создаются для облегчения работы со сложными расчетными схемами. Например, группа 5 используется при загружении прогонов массой кровли либо снеговой нагрузкой. Группы 1—4 облегчают процедуру приложения ветровой нагрузки с наветренной и подветренной стороны каркаса. Полезно создать соответствующие группы для работы с подкрановыми конструкциями и т.д. В последней строке указаны так называемые абсолютно жесткие элементы, которые применяются для обеспечения одинаковых перемещений отдельных узлов конечно-элементной сетки. В данном случае они понадобились для прикрепления подкрановых конструкций к соответствующим узлам колонн.

После разбивки на конечные элементы делается проверка на совмещение кратных узлов и элементов. Далее создаются опорные закрепления модели каркаса. В данном примере это жесткая заделка колонн в фундаментах, представленная на рис. 14.23. Обеспечить такую заделку можно защемлением нижних узлов ветвей сквозных колонн.

17.2.3. Нагрузки. Нагрузки и соответствующие коэффициенты надежности приняты в соответствии с подразд. 12.4.4 и 13.3. Однако их необходимо адаптировать к нашей уточненной расчетной модели.

Постоянная нагрузка. Как указывалось ранее, нагрузку от собственной массы металлических конструкций можно учесть программными средствами путем включения соответствующей опции. При этом программа по введенным геометрическим характеристикам и плотности материала вычислит массу каждого конечного элемента и приложит его в виде распределенной нагрузки.

Кровля. Из табл. 12.5 за вычетом собственной массы металлических конструкций получаем $g^n = 1{,}48 - 0{,}3 = 1{,}18$ кН/м^2; $g = 1{,}76 - 0{,}32 = 1{,}44$ кН/м^2. Отсюда осредненный коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_g = 1{,}44/1{,}18 = 1{,}22$. При шаге прогонов 3 м интенсивность нормативной нагрузки на них $q_g^n = 1{,}18 \cdot 3 = 3{,}54$ кН/м $= 0{,}0354$ кН/см. На крайние прогоны, где ширина грузовой площади равна 1,5 м, эта нагрузка будет в 2 раза меньше.

Стены. Поверхностная массовая плотность стенового ограждения равна 2 кН/м^2, для остекления — 0,35 кН/м^2. В надкрановой части колонны высота стенового ограждения равна 6,65 м, остекления — 1,2 м, в подкрановой части колонны соответственно 5,3 и 6 м. Тогда распределенная по высоте колонны нагрузка составит:

для надкрановой части, кН/см,

$$q_1^n = \frac{(2 \cdot 6{,}65 + 0{,}35 \cdot 1{,}2)12}{6{,}65 + 1{,}2} = 20{,}97 \text{ кН/м} = 0{,}21;$$

для подкрановой части, кН/см,

$$q_2^n = \frac{(2 \cdot 5{,}3 + 0{,}35 \cdot 6)12}{6 + 5{,}3} = 13{,}49 \text{ кН/м} = 0{,}135.$$

Здесь 12 м — шаг поперечных рам. На наружных стойках фонаря действует нагрузка от остекления и бортовой стенки, которая принята распределенной по длине стенки с интенсивностью 2 кН/м (см. подразд. 13.3). Приложим эту нагрузку к наружным стойкам фонаря высотой 4,5 м в виде распределенной с интенсивностью, кН/см,

$$q_{\text{ф}}^n = 2 \cdot 12 / 4{,}5 = 5{,}33 \text{ кН/м} = 0{,}053.$$

Снеговая нагрузка. В подразд. 12.4.4 и 13.3 принята расчетная масса снегового покрова $S_g = 2{,}1$ кН/м^2. Значения коэффициента μ перехода к снеговой нагрузке на покрытие примем согласно подразд. 13.3 (см. рис. 13.13, *б*). Следовательно, интенсивность расчетной снеговой нагрузки на средние прогоны кровли вне фонаря $q_{\text{сн}} = 2{,}1 \cdot 3 \cdot 1{,}13 = 7{,}1$ кН/м =

Таблица 17.2

Частные загружения расчетной схемы несущего каркаса здания

Обозначения загружений	Описание загружений	γ_f
П	Постоянная нагрузка от собственной массы несущих и ограждающих конструкций	1,22
С	Снеговая нагрузка (расчетное значение)	
К	Вертикальная крановая нагрузка от двух сближенных кранов с тележками в крайнем левом положении с максимальными грузами на крюках	1,1
Тл	Горизонтальная нагрузка, приложенная к левой колонне при торможении тележек кранов в условиях, описанных в предыдущем пункте и при движении тележек справа налево	1,1
Тп	Та же нагрузка, приложенная к правой колонне	1,1
Вл	Ветровая нагрузка при направлении ветра слева направо	1,4
Вп	Ветровая нагрузка при направлении ветра справа налево	1,4

= 0,071 кН/см, на средние прогоны в пределах фонаря $q_{\text{сн.ф}} = 2{,}1 \cdot 3 \cdot 0{,}8 = 5{,}04$ кН/м = = 0,05 кН/см. Нагрузка на крайние прогоны с шириной грузовой площади 1,5 м будет, соответственно, в 2 раза меньше.

Ветровая нагрузка. Загружение рам ветровой нагрузкой примем на основе схемы, представленной на рис. 12.14 в подразд. 12.4.4. Однако сосредоточенные нагрузки на уровне нижнего пояса фермы распределим равномерно по высоте шатра, часть из которых придется на колонны, другая — на наружные стойки фонаря, также пересчитаем нагрузки на нормативные значения. Тогда при ветре слева для наветренной стороны на колонне $q_э^n = 2{,}1/1{,}4 = 1{,}5$ кН/м = 0,015 кН/см, на шатре $q_w^n = 20{,}3/(7{,}8 \cdot 1{,}4) = 1{,}86$ кН/м = = 0,0186 кН/см. Для подветренной стороны эти значения надо умножить на соотношение аэродинамических коэффициентов $c'/c = 0{,}6/0{,}8 = 0{,}75$, т.е.

$$q_э'^n = 0{,}015 \cdot 0{,}75 = 0{,}011 \text{ кН/см}; \; q_w'^n = 0{,}0186 \cdot 0{,}75 = 0{,}014 \text{ кН/см}.$$

Таблица 17.3

Расчетные комбинации загружений несущего каркаса здания

№ комбинации	Формула комбинации загружений	Соответствующая комбинация из табл. 7.2
1	1.22П + С	1, 2
2	1,22П + 0,9(С + 1,1К + 1,1Тл + 1,4Вп)	1, 2, 3, 4, 5*
3	1,22П + 0,9(С + 1,1К – 1,1Тл + 1,4Вл)	1, 2, 3*, 4*, 5*
4	1,22П + 0,9(С + 1,1К – 1,1Тп + 1,4Вл)	1, 2, 3, 4*, 5
5	1,22П + 0,9(С + 1,1К + 1,1Тп + 1,4Вл)	
6	1,22П + 0,9(С + 1,1К + 1,1Тл + 1,4Вл)	
7	1,22П + 0,9(С + 1,1К – 1,1Тп + 1,4Вп)	
8	1,22П + 0,9(С + 1,1К – 1,1Тл + 1,4Вп)	
9	1,22П + 0,9(С + 1,1К + 1,1Тп + 1,4Вп)	

Нагрузки от мостовых кранов. Вертикальные и горизонтальные нагрузки от мостовых кранов приняты в подразд. 12.4.4. А именно, максимальное нормативное давление колеса крана $F_k^n = 345$ кН, минимальное давление на противоположной стороне крана $F_k'^n = 116$ кН, горизонтальная сила на колесе от торможения тележки крана $T_k^n = 10$ кН. Положение колес на подкрановой конструкции показано на рис. 12.13. Как говорилось ранее, при построении расчетной схемы были приняты меры, чтобы в местах расположения колес крана на подкрановых конструкциях автоматически образовались узлы конечноэлементной сетки. Именно в эти узлы и следует приложить вышеуказанные давления колес при загружении расчетной схемы крановыми нагрузками.

17.2.4. Ввод и комбинации нагрузок. Используя представленные значения нагрузок, с помощью соответствующих команд создаются частные загружения с именами и описаниями, представленными в табл. 17.2. При этом учитываются преимущества, обусловленные симметрией расчетной схемы. Загружения силами от торможения тележек кранов вводятся только в направлении справа налево. Противоположное направление реализуется изменением знака при создании соответствующей комбинации нагрузок (табл. 17.3).

Таблица 17.4

Сопоставление результатов машинного и ручного счета

Конструкция	Конструктивный элемент	Состав сечения	Наибольшие напряжения σ_{max}, кН/см^2		Разница относительно машинного счета, %
			Машинный счет	Ручной счет	
Колонна	Надкрановая ветвь колонны	⊢ 2—300×14 –972×10	22,0	22,4	1,8
	Наружная ветвь нижней части колонны	⊢ 2—180×14 –480×14	20,3	23,6	16,0
	Подкрановая ветвь колонны	I 45Б1	18,1	20,3	12,0
	Решетка колонны	2 ∟ 90×7	14,13	20,53	45,0
Ферма	Верхний пояс В—1, В—3, В—4	2 ∟ 160×10	18,42	21,4	16,0
	Верхний пояс В—6, В—7	2 ∟ 200×14	18,35	19,9	8,4
	Нижний пояс Н—2	2 ∟ 125×9	14,1	11,6	–18,0
	Нижний пояс Н—5, Н—8	2 ∟ 160×10	22,5	23,7	5,3
	Опорный раскос 1—2	2 ∟ 160×100×10	22,2	23,6	6,3
	Раскос 2—3	2 ∟ 100×8	26,73	20,5	–23,0
	Раскос 4—5	2 ∟ 125×9	13,4	19,3	44,0
	Раскосы 5—6, 7—8	2 ∟ 63×5	21,9	21,0	–4,1
	Стойка 6—7	2 ∟ 90×6	10,7	15,4	44,0

Примечание. Обозначения элементов фермы см. на рис. 13.15.

Краткие имена (символы), фигурирующие в первой графе табл. 17.2, введены исключительно для компактности записи комбинаций загружений представленных в табл. 17.3. При составлении комбинаций загружений в качестве весовых коэффициентов приняты соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке и коэффициент сочетаний $\psi = 0{,}9$ при одновременном учете двух и более временных нагрузок.

В табл. 17.3 представлены практически все возможные расчетные комбинации нагрузок. Отсутствует только комбинация постоянной и ветровой нагрузок, которая может дать расчетные усилия только для анкерных закреплений колонн в фундаментах, но этот вопрос в данном примере не рассматривается.

17.2.5. Результаты расчетов. Для каждой комбинации нагрузок выполнен статический расчет по деформированной схеме. Для анализа напряженно-деформированного состояния конструкций с использованием номеров конечных элементов и узлов, указанных в табл. 17.1, созданы группы основных несущих элементов, которые рассчитывались в упомянутых выше примерах, выполненных «вручную». Эти элементы указаны в табл. 17.4.

Для каждой группы определялся конечный элемент, имеющий в поперечном сечении наибольшее напряжение от всех возникающих в нем усилий. В стержневых элементах это наибольшие по абсолютному значению нормальные напряжения.

В табл. 17.4 приведены сопоставительные данные машинного и ручного счета для основных несущих элементов колонн и стропильных ферм.

Из табл. 17.4 следует, что отклонения между результатами машинного и ручного счета могут быть в обе стороны, что объясняется существенными различиями в расчетных схемах, методах и технологиях расчета и многими другими причинами. Подробный анализ этих причин представляет собой весьма специфическую и трудоемкую задачу, которая выходит за рамки настоящего учебника. Однако можно констатировать, что в данном частном случае получено относительно хорошее совпадение результатов: для основных несущих элементов в среднем в пределах 10—15 %. Это объясняется тем, что с одной стороны гарантией достоверности машинного счета является относительно высокий технологический уровень выполнения расчетов, с другой стороны, гарантией ручных методов являются научно-технические достижения и опыт высококвалифицированных специалистов, разработавших эти методы в отсутствии высоких технологий.

РАЗДЕЛ III

КОНСТРУКЦИИ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ И МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

ГЛАВА 18

БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С ПЛОСКИМИ НЕСУЩИМИ КОНСТРУКЦИЯМИ

18.1. Общие положения

Большепролетными покрытиями зданий принято считать покрытия, пролет которых превышает 42 м. Большие пролеты имеют здания общественного назначения, где скапливается большое количество людей, например стадионы, спортивные залы и манежи, концертные и театральные залы, выставочные павильоны, крытые рынки, вокзалы, и здания промышленного назначения, где основной технологический объект имеет крупные габариты или для его эксплуатации требуется большое свободное пространство, например судостроительные эллинги, авиасборочные цеха, экспериментально-лабораторные корпуса, ангары, гаражи, троллейбусные парки.

Приведенный перечень зданий свидетельствует о том, что требования к несущим конструкциям большепролетных покрытий должны существенно зависеть от назначения здания. Например, для общественных зданий, располагаемых обычно в центральной части города, доминируют архитектурно-композиционные требования. Подобные здания, являясь крупными градостроительными объектами, определяют архитектурный облик городского района или целого города. Специфичны и требования к интерьеру этих зданий, обеспечивающему необходимый комфорт, а также рациональность и безопасность эксплуатации.

В большепролетных зданиях промышленного назначения основные требования к несущим конструкциям определяются технологией производства и экономическими соображениями.

Общее свойство большепролетных зданий заключается в их уникальности. Они не являются объектами массового строительства, что допускает применение для них индивидуальных архитектурных и конструктивных решений. Однако и для этого класса сооружений целесообразно использовать унифицированные стандартные элементы и модульную систему, если это не противоречит основным требованиям к ним.

Разнообразие функционального назначения большепролетных зданий обусловило применение в их несущих каркасах практически всех видов конструктивных систем: балочных, рамных, арочных, преднапряженных, комбинированных и пр. Выбор конструктивного решения в каждом конкретном случае делается на основе вариантного проектирования, сравнения технико-экономических показателей, оценки архитектурно-композиционных достоинств вариантов в целях выбора оптимального решения.

Для значительной части большепролетных покрытий основной нагрузкой является собственная масса несущих и ограждающих конструкций. Применение высокопрочных и легких конструкционных материалов дает большую экономию в силу эффекта обратной связи. Снижение собственной массы конструкции уменьшает усилия в ее элемен-

тах и, как следствие, материалоемкость, что, в свою очередь, снижает нагрузку от ее веса и дополнительно уменьшает материалоемкость.

Весьма эффективно использование сталей повышенной и высокой прочности, алюминиевых сплавов, применение предварительного напряжения, использование конструктивных систем с максимальным числом растянутых элементов, мембранных покрытий и т.п. Для ограждающих конструкций рационально применение профилированных настилов из сталей и алюминиевых сплавов, пенопластов, стеклопоров, минеральной ваты и других легких утеплителей.

В разделе II данного учебника в качестве фундаментального принципа конструктивного анализа каркаса одноэтажного промышленного здания принято представление его в виде ряда плоских рам, соединенных между собой продольными элементами и системой связей. Если аналогичным образом компонуется каркас большепролетного здания, то он называется *каркасом с плоскими несущими конструкциями*. При этом основные плоские элементы могут быть балочного, рамного, арочного, висячего типа и т.п. Они могут располагаться в ряд либо радиально в зависимости от формы здания в плане. Если элементы каркаса различного направления равнозначны в обеспечении его несущей способности или континуальны по различным направлениям, то они называются *пространственными несущими конструкциями*; к ним относятся структурные плиты, сетчатые своды-оболочки и купола, мембраны и др.

18.2. Балочные конструкции

В балочных несущих конструкциях большепролетных покрытий основные элементы работают на изгиб (балки, фермы) и имеют простые шарнирные опоры. Они не создают распора и практически не чувствительны к температурным изменениям. Монтаж опорных и монтаж пролетных конструкций помимо соблюдения естественной последовательности могут быть не связаны между собой, что создает определенные удобства в организации и технологии производства работ, в частности при реконструкции зданий (конвейерный метод монтажа надвижкой).

Отсутствие опорных моментов, которые в рамных системах приводят к разгрузке ригеля в пролете, в балочных конструкциях обусловливает повышенный расход металла, что является главным недостатком этих систем. Однако применение современных приемов, повышающих эффективность изгибаемых элементов (использование предварительного напряжения, применение сталей повышенной прочности, грунтосварных тонкостенных профилей, включение ограждающих конструкций в работу основных несущих элементов и т.п.), часто делает их конкурентоспособными по отношению к другим конструктивным формам при пролетах до 70—80 м.

Чаще всего балочные системы применяют в тех случаях, когда горизонтальные нагрузки, действующие на здание (например, ветровые) можно передать на вспомогательные конструкции. В зданиях спортивного назначения с этой целью могут быть использованы конструкции трибун, а при расширении производственных зданий или ангаров — существующие рядом здания, технологические этажерки, бытовые пристройки и т.д.

На рис. 18.1 показана конструкция покрытия балочного типа над искусственным катком в г. Эйндховене (Нидерланды)[1]. Главные фермы пролетом 52,8 м имеют треугольное поперечное сечение габаритных размеров (габарит перевозки по железной дороге — 3800×3250 мм). Все элементы ферм выполнены из гнуто-сварных труб квадратного профиля. Фермы установлены на короткие стойки трубчатого сечения диаметром 700 мм, защемленные в железобетонных конструкциях трибун, что обеспечивает достаточную жесткость каркаса в продольном и поперечном направлениях.

[1] Acier. — 1981. — № 4.

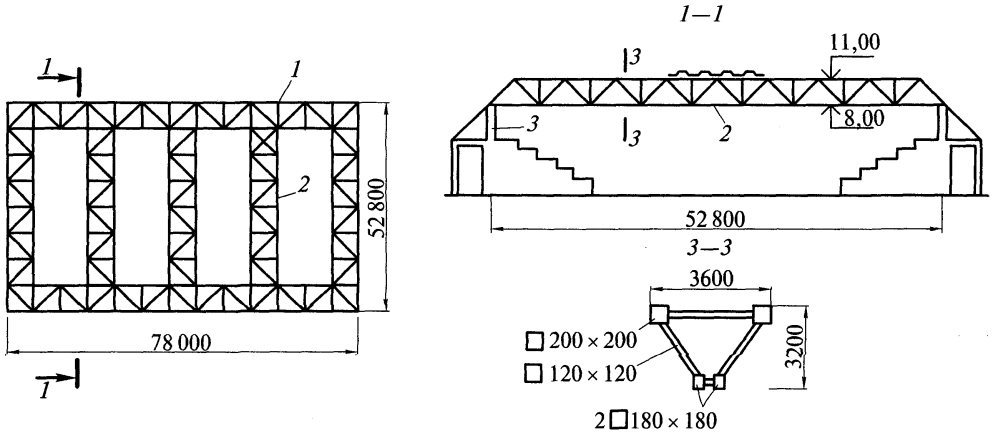


Рис. 18.1. Искусственный каток в Эйндховене:

1 — горизонтальные связи по верхнему поясу ферм; *2* — главные фермы; *3* — трубчатые стойки

Фермы покрытия поставлены с шагом 9,6 м. Расстояние между ними в свету с учетом их ширины (3,6 м) составляет 6 м. Это дало возможность сделать покрытие беспрогонным из профилированного стального листа толщиной 0,75 мм с высотой гофра 141 мм. Каждая ферма изготавливалась на заводе в виде двух отправочных марок. На стройплощадке они укрупнялись и монтировались с помощью двух кранов.

На рис. 18.2 показаны конструкции покрытия малой спортивной арены в Лужниках (Москва)[1] размером 72×102.м. Покрытие возводилось в процессе реконструкции открытой спортивной арены. В качестве основной несущей конструкции покрытия была выбрана шпренгельная балка пролетом 72 м и высотой в середине пролета 4,2 м (т.е. $^1/_{17}$ пролета). Все элементы балки — сварные двутаврового сечения из стали марки 10Г2С1. Шаг балок составляет 3 м. Покрытие — беспрогонное из профилированного настила, по которому уложены утеплитель из стеклопластика и рубероидный ковер.

Опорами шпренгельных балок служат сварные подстропильные балки коробчатого сечения 1,5×2 м, поддерживаемые четырьмя колоннами каждая. На подстропильные балки уложены рельсы, по которым в процессе монтажа производилась надвижка укрупненных блоков из трех стропильных балок, соединенных горизонтальными и вертикальными связями. Масса блока — около 120 т. Укрупнительная сборка блоков производилась в торце здания на пристройке, где размещаются спортзалы. Все монтажные соединения выполнены на высокопрочных болтах диаметром 24 мм. Удельный расход стали на покрытие составил 144 кг/м^2.

На рис. 18.3 представлена конструкция покрытия универсального спорткомплекса в Москве, состоящая из объемных предварительно напряженных блоков[2]. Блоки длиной 12 и шириной 2,5 м, соединенные по длине с помощью высокопрочных болтов, образуют пространственную ферму с предварительно напряженными поясами. В пределах каждого блока поясные щиты фермы образованы рамками с натянутой на нее листовой обшивкой толщиной 2 мм. Рамка состоит из двух продольных уголков *1*, соединенных между собой торцевыми фермочками *2* и распорками *3*. Для предварительного напряжения обшивки рамка упруго изгибается. В этом положении к ней приваривается стальной лист обшивки. После объединения двух поясных щитов с помощью уголков *5* и диафрагм *6* в единый блок обшивка занимает проектное положение и получает предва-

[1] *Дыховичный Ю.А.* Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады-80 в Москве. — М.: Стройиздат, 1982.

[2] Автор разработки блоков — Г.Д. Попов (ЦНИИПроектстальконструкция).

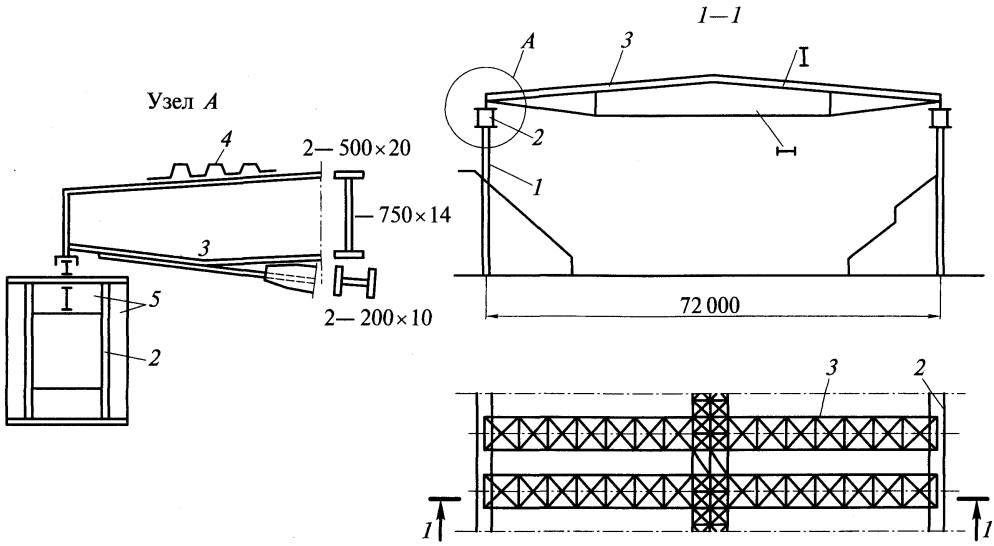


Рис. 18.2. Малая спортивная арена в Лужниках (Москва):

1 — колонны; *2* — подстропильные балки; *3* — шпренгельные фермы; *4* — профилированный настил; *5* — ребра жесткости

рительное растяжение, величина которого должна превосходить усилие сжатия в поясе фермы от внешних нагрузок.

Листовые обшивки, работая в составе поясов фермы, одновременно выполняют роль кровли и потолка, а также исключают необходимость устройства системы горизонтальных связей по покрытию, что повышает экономичность этой конструкции.

Горизонтальная жесткость каркаса здания в поперечном направлении обеспечивается наклонными ригелями трибун *7*. В продольном направлении жесткость обеспечивается шестиэтажной стальной этажеркой центрального ядра здания, где расположены вспомогательные и обслуживающие помещения спорткомплекса.

Монтаж конструкций покрытия осуществлялся конвейерным способом, как и в предыдущем примере. Укрупнительная сборка производилась на нулевой отметке в тор-

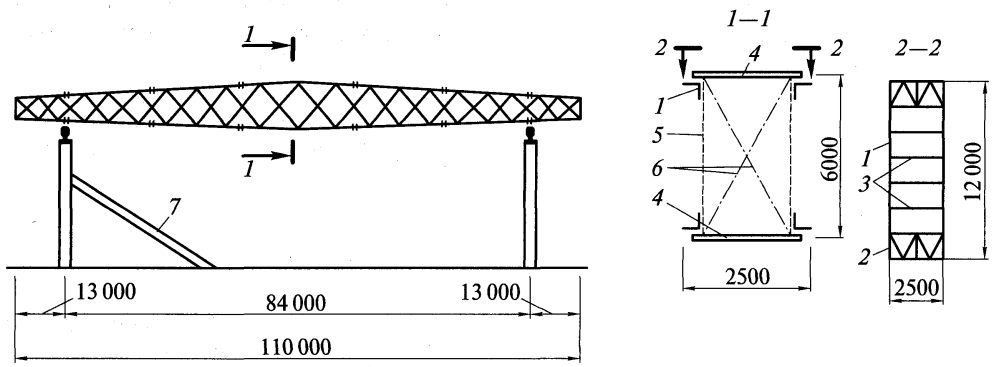


Рис. 18.3. Универсальный спорткомплекс (Москва):

1 — продольные уголки верхнего поясного щита; *2* — торцевая фермочка; *3* — распорки; *4* — предварительно напряженный стальной лист (t = 2 мм); *5* — решетка фермы; *6* — поперечная диафрагма; *7* — ригель трибун

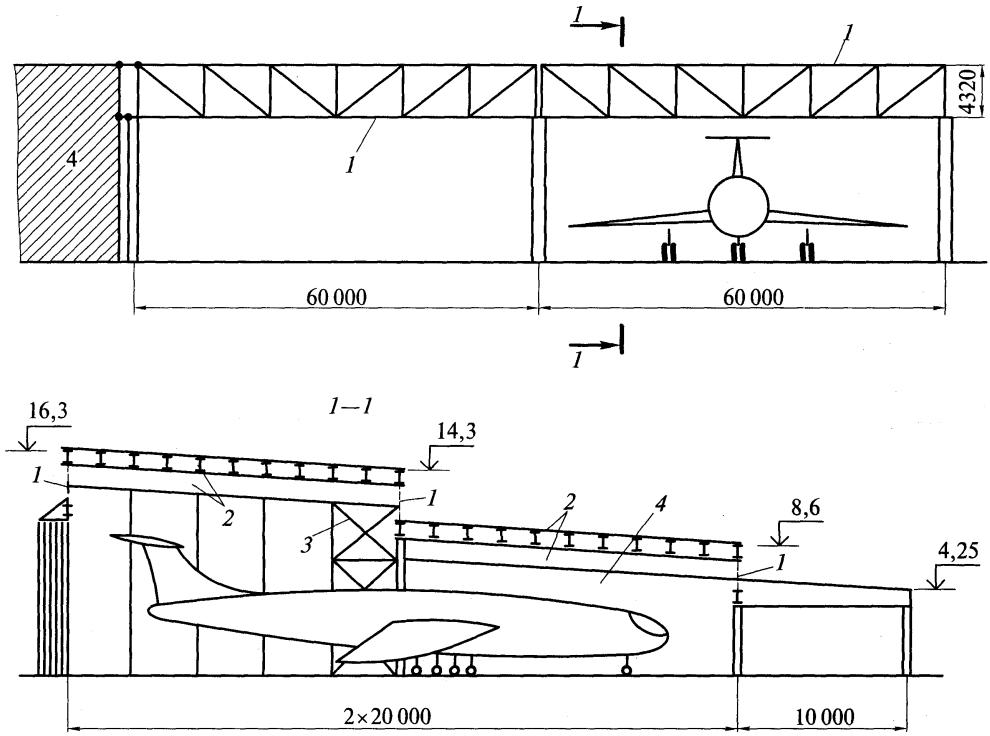


Рис. 18.4. Ангар на авиабазе в Орлеан-Брайси для самолетов типа ДС-8 и «Боинг-707»: *1* — главные фермы; *2* — балочная клетка покрытия; *3* — вертикальные связи; *4* — существующий ангар

це здания. Готовые блоки надвигались вначале по наклонным балкам до рабочей отметки, а затем по подстропильным балкам, лежащим на колоннах.

На рис. 18.4 показаны несущие конструкции ангара для двух самолетов типа «Боинг 707»[1]. Покрытие состоит из трех поперечных ригелей *1*, расположенных на различных отметках в соответствии с очертанием самолета, чем достигается сокращение эксплуатационных расходов отапливаемого помещения, а также некоторое уменьшение объема несущих и ограждающих конструкций здания. Между ригелями устроена балочная клетка *2*, поддерживающая металлическую кровлю с легким утеплителем.

Ангар возводился по плану расширения существующего здания *4*, которое было использовано для обеспечения поперечной жесткости пристройки и восприятия поперечных ветровых нагрузок. Жесткость каркаса в продольном направлении обеспечивается системой вертикальных связей по колоннам *3*.

18.3. Рамные конструкции

18.3.1. Типы рам и компоновка каркасов. В перекрытиях зданий больших пролетов обычно применяют двухшарнирные и бесшарнирные рамы (рис. 18.5). По сравнению с балочными системами рамные более экономичны по расходу металла и обладают большей жесткостью. Это объясняется уменьшением изгибающего момента в средней части

[1] Acier. — 1984. — № 1.

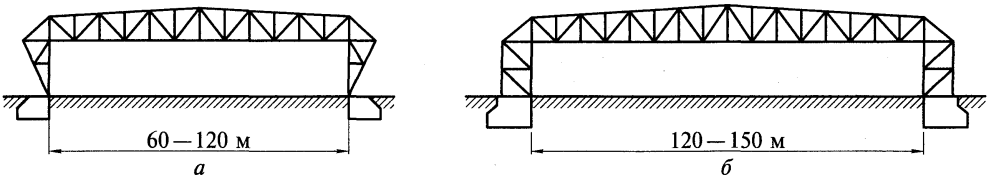


Рис. 18.5. Системы сквозных рам:

а — двухшарнирная рама; *б* — бесшарнирная рама

ригеля из-за разгружающего действия опорных моментов. При этом увеличение момента в стойках рамы не приводит к их существенному утяжелению из-за относительно небольшой высоты.

Бесшарнирные рамы более экономичны и жестки, чем двухшарнирные, однако требуют массивных и дорогих фундаментов для восприятия опорных моментов, а также обладают большей чувствительностью к изменениям температуры и осадке опор из-за более высокой степени статической неопределимости.

Для облегчения фундаментов двухшарнирной рамы распор ее можно воспринять с помощью затяжки, уложенной ниже нулевой отметки в специальный короб. С помощью предварительного напряжения затяжки можно осуществить дополнительную разгрузку ригеля в пролете. Если по каким-либо причинам устройство затяжки невозможно или нерационально, то дополнительный разгружающий момент можно получить, например, путем подвески стенового ограждения к стойке рамы (рис. 18.6, *а*), создания опорной консоли (рис. 18.6, *б*) или горизонтального смещения стоек рамы внутрь пролета (рис. 18.6, *в*). В последнем случае для облегчения перемещения опорная плита имеет наклонную поверхность.

Рамы большепролетных зданий могут быть либо сплошного, как правило двутаврового или коробчатого сечения, либо сквозные. При сплошном сечении рамы более технологичны в изготовлении и более надежны в эксплуатации, особенно при низких температурах, и обладают меньшими габаритами сечения, что улучшает их транспортабельность, а также эксплуатационные качества (повышение коррозионной стойкости, уменьшение высоты отапливаемого помещения).

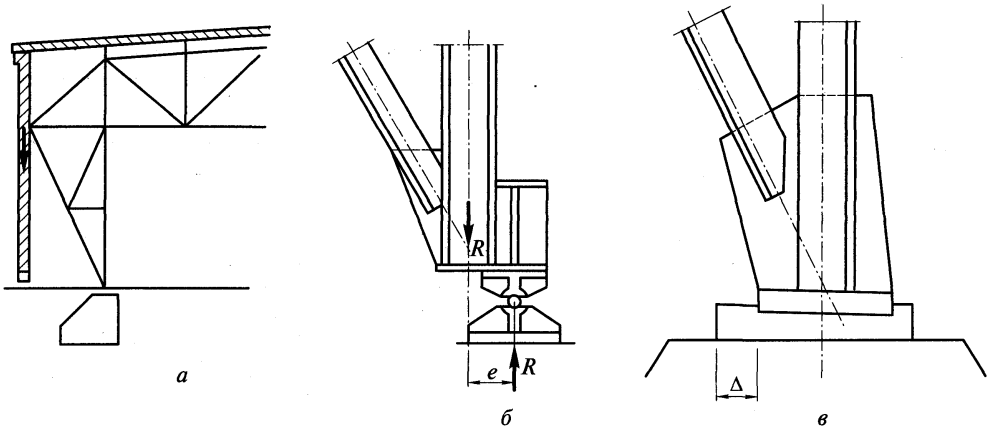


Рис. 18.6. Конструктивные приемы для разгрузки ригеля рамы:

а — пригрузом от наружных стен; *б* — созданием опорного эксцентриситета; *в* — смещением опоры

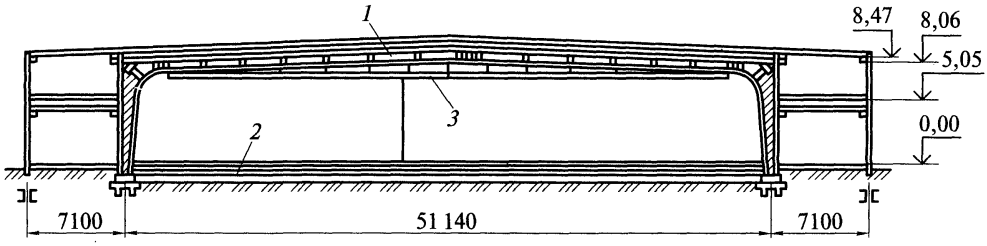


Рис. 18.7. Двухшарнирная рама с затяжкой:
1 — ригель; *2* — затяжка; *3* — монорельс

К недостаткам сплошностенчатых рам относятся повышенный расход металла, большая масса конструкций, являющаяся одной из основных нагрузок на раму, а также меньшая жесткость по сравнению со сквозными рамами. Поэтому сплошностенчатые рамы применяются сравнительно редко — при пролетах, не превышающих 50—60 м. Высота ригеля принимается равной $^1/_{30}$—$^1/_{40}$ пролета.

На рис. 18.7 приведен пример использования сплошностенчатой двухшарнирной рамы с затяжкой в здании гаража. Ригель и стойки рамы имеют двутавровое сечение. Ригель — постоянной высоты, стойки — переменной, что несколько усложняет изготовление конструкции, но лучше соответствует эпюре моментов в стойках, увеличивает полезный габарит помещения и делает более привлекательным интерьер здания.

Для уменьшения концентрации напряжений переход от ригеля к стойке сделан по плавной кривой. Стенка в сжатой зоне этого узла усилена дополнительными короткими ребрами жесткости.

При больших пролетах зданий рамы обычно делают сквозного сечения с высотой ригеля, равной $^1/_{12}$—$^1/_{20}$ пролета. Часто такие рамы встречаются в каркасах ангаров и зданий авиационно-технических баз (АТБ). Эти здания имеют прямоугольный план, причем на широкой стороне располагаются въездные ворота. Поэтому рамы приходится ориентировать вдоль большей стороны прямоугольника — так называемая поперечная компоновка каркаса (рис. 18.8). При больших пролетах рам (80—100 м) их оптимальный шаг увеличивается до 12—18 м. Это требует развитой и многодельной балочной клетки покрытия, состоящей из главных и вспомогательных прогонов.

При больших пролетах ворот (B = 100... 120 м) и относительно небольшой длине здания (L = 40...50 м) более рациональной может оказаться продольная компоновка каркаса ангара (рис. 18.9). По фасаду устраивается мощная надворотная рама *1*, с противоположной стороны устанавлива-

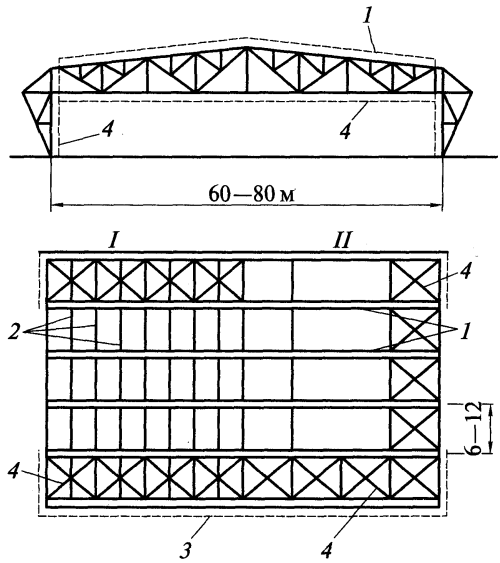


Рис. 18.8. Поперечная компоновка каркаса ангара:
I, *II* — план связей соответственно по верхнему и нижнему поясам; *1* — рама; *2* — прогоны; *3* — ворота; *4* — связи

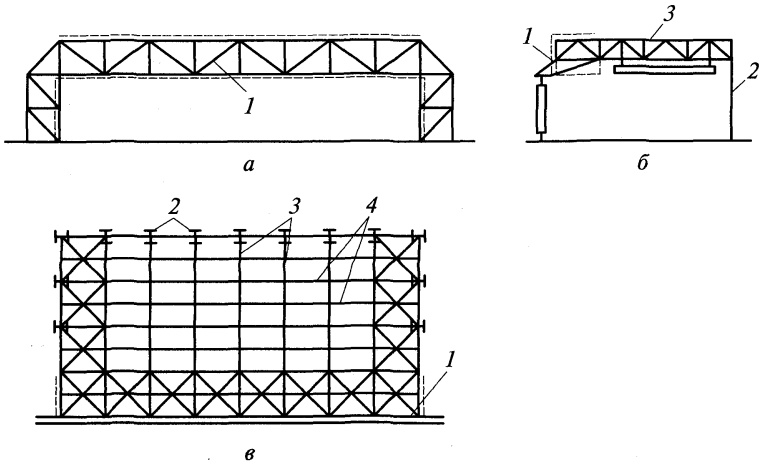


Рис. 18.9. Продольная компоновка каркаса ангара:

а — фасад; *б* — поперечный разрез; *в* — план по верхнему поясу; *1* — поперечная надворотная рама; *2* — стойки фахверка; *3* — продольные стропильные фермы; *4* — прогоны

ются стойки фахверковой стены *2*, на них опираются стропильные фермы *3*, которые теперь располагаются вдоль короткой стороны здания. Масса их уменьшается, так как она зависит от квадрата пролета фермы. Перерасход металла получается на портальной надворотной раме, которая воспринимает опорные реакции от всех стропильных ферм. Для смягчения этого недостатка надворотную раму можно сделать бесшарнирной, применить высокопрочную сталь, разгрузить ригель предварительно напряженным тросом и т. п.

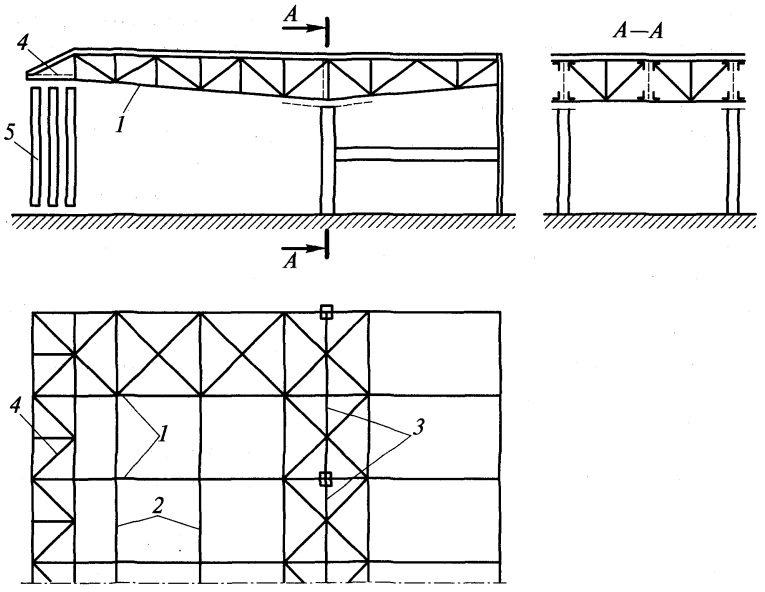


Рис. 18.10. Одноконсольная схема покрытия ангара:

1 — стропильные фермы; *2* — прогоны; *3* — подстропильные фермы; *4* — ветровая связь; *5* — ворота

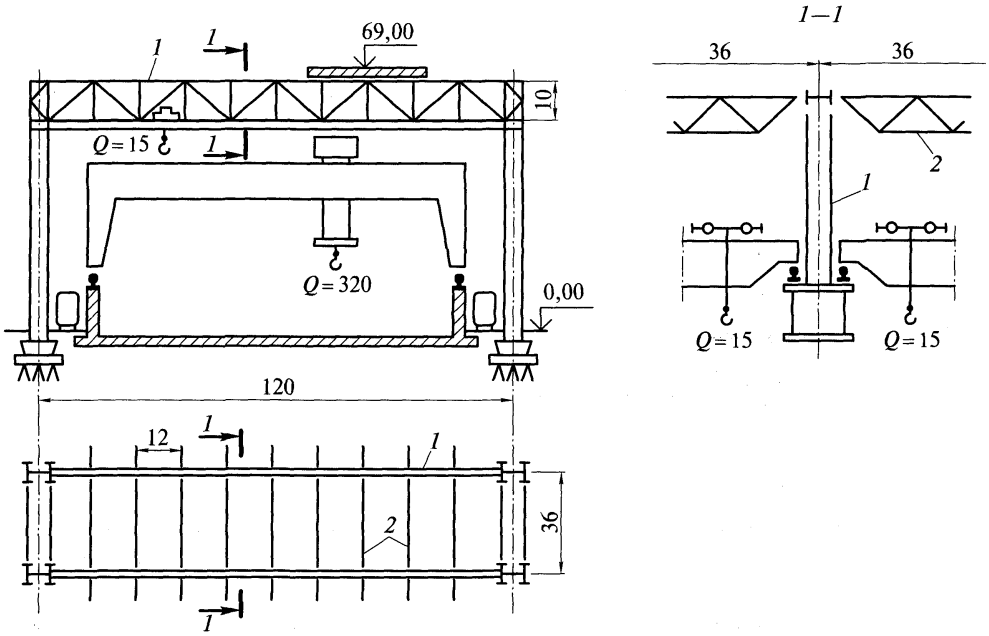


Рис. 18.11. Каркас судостроительного эллинга:
1 — стропильно-подкрановая ферма; *2* — продольные фермы

Если у задней стены ангара располагаются бытовые или технологические помещения, то внутри можно поставить дополнительные опоры стропильных ферм, что позволит освободиться от портальной рамы. Каркас будет работать по консольной схеме (рис. 18.10).

При необходимости можно скомпоновать каркас по двухконсольной схеме, добавив справа от бытовой пристройки симметричный консольный пролет. Однако такая компоновка обладает некоторыми недостатками. С двух сторон такого здания необходимо иметь большие свободные площадки для маневрирования самолетов. Нежелательность водостока с кровли в сторону ворот потребует устройства внутреннего водоотвода.

Продольная и консольная компоновка каркаса имеет то преимущество, что в этих случаях стропильные фермы можно поставить с малым шагом (6 м), при котором потребуется только один тип кровельных прогонов или индустриальных кровельных панелей. Консольный тип каркаса несколько сложнее в монтаже, чем балочный и рамный.

Некоторые производственные здания судостроительной и машиностроительной промышленности кроме большого пролета обладают также большой высотой и имеют мощное крановое оборудование.

На рис. 18.11 показан рамный каркас судостроительного эллинга[1]. При пролете 120 м он имеет высоту около 70 м. В продольном направлении внутрицеховой транспорт обеспечивается мощным козловым краном, в по перечном — мостовыми кранами $Q = 15$ т. При таких габаритных размерах оптимальный шаг рам достаточно большой — 36 м. Общая длина здания $12 \cdot 36$ м = 432 м. В торцах здания имеются откатные ворота.

Нижние пояса сквозных ригелей рам используются для устройства подкрановых путей поперечного транспорта. Продольные фермы покрытия *2* пролетом 36 м сделаны из

[1] Промышленное строительство. — 1976. — № 1.

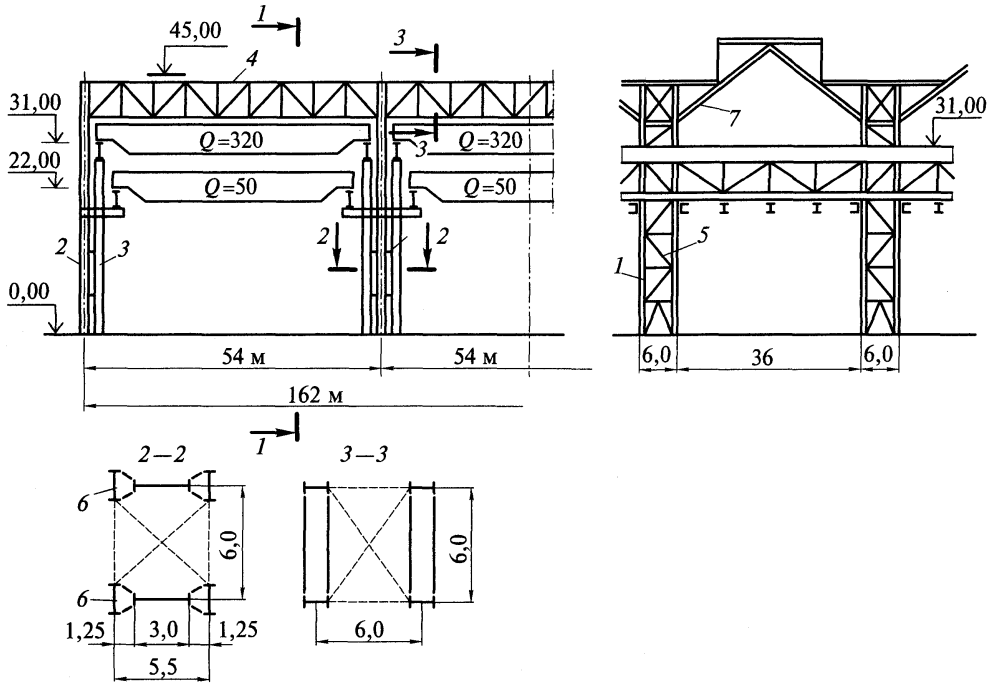


Рис. 18.12. Сборочный цех машиностроительного завода:

1 — спаренная (балочная) рама; *2* — шатровая ветвь колонны; *3* — подкрановая ветвь колонны; *4* — сквозной ригель рамы; *5* — соединительная решетка блока рам; *6* — листовой шарнир; *7* — трубчатые консоли

труб, нижний пояс предварительно напряжен стальными канатами. Колонны рамы — сплошностенчатые двутаврового сечения шириной 3200 мм. Материал конструкций — высокопрочная сталь. Конструкции сварные. Монтажные соединения выполнены на высокопрочных болтах. Масса конструкций одной ячейки каркаса размером в плане 120×36 м составляет 900 т. В целом компоновку каркаса здания можно считать классической.

При больших оптимальных шагах поперечных рам (30—42 м) выгодной по расходу металла становится рамно-блочная система каркаса, когда поперечные рамы с помощью решеток связываются попарно в пространственные блоки (рис. 18.12)[1].

Мощное крановое оборудование сделало выгодным раздельную компоновку колонн: шатровая ветвь *2* поддерживает ригели рамы, подкрановые ветви *3* воспринимают вертикальное давление кранов. Ветви между собой соединены листовыми шарнирами *6*, передающими на раму только горизонтальную нагрузку от кранов.

Перекрытие между блочными рамами решено по консольной схеме *7*, в которой существенное место занимает фонарь. Для подвески стенового ограждения между блочными рамами и в торцах здания устанавливаются фахверковые стойки с промежуточными ригелями для передачи ветровой нагрузки от фахверка на поперечные рамы. В целом рамные блоки можно рассматривать как плоские рамы, элементы которых (ригели, колонны) имеют сложную пространственную структуру.

В рассмотренном примере компоновки каркаса здания сочетаются несколько факторов, осложняющих инженерную задачу. Большие пролеты и высота здания обусловли-

[1] Промышленное строительство. — 1977. — № 1.

вают значительные нагрузки от собственного веса конструкций, снега и ветра. Мощное крановое оборудование создает также значительные горизонтальные и вертикальные нагрузки на каркас здания. Экономичность по расходу металла принятого конструктивного решения обусловлена выполнением принципа концентрации материала в большом и малом. В большом — группировка рам в крупные блоки, расположенные вдоль здания с оптимальным шагом, в малом — блоки имеют пространственную решетчатую структуру, где материал также концентрируется в отдельных стержнях. Однако следует иметь в виду, что к решетчатым конструкциям должны предъявляться повышенные требования в отношении качества металла, правил конструирования, технологии изготовления, монтажа и их эксплуатации.

18.3.2. Особенности расчета и конструирования. В силу уникальности большепролетных зданий выбор окончательного архитектурно-конструктивного решения делается на основе вариантного проектирования. На этом этапе допускается принимать упрощенные расчетные схемы конструкций и использовать приближенные методы расчета. Важно при этом соблюдать одинаковую степень приближения для обеспечения корректности сопоставления вариантов. Результаты приближенных расчетов служат также основой для назначения некоторых исходных данных в уточненных расчетах окончательного варианта: положения геометрических осей и габаритов конструктивных элементов, соотношения жесткостей элементов в статически неопределимых конструкциях, величин постоянных нагрузок и т. п.

В упрощенном статическом расчете сквозной рамы допускается представлять ригель и стойки в виде стержней с эквивалентной жесткостью. В уточненном расчете сквозную раму рационально рассчитывать как стержневую систему с максимально точным учетом условий сопряжения элементов между собой. При этом следует использовать современную вычислительную технику для реализации наиболее точных методов строительной механики.

При подсчете нагрузок на раму собственная масса конструкций, крановые и другие технологические нагрузки определяются аналогично изложенному в разделе II. Нагрузки от ветра и снега существенно зависят от конфигурации здания и его габаритных размеров, которые нередко для большепролетных зданий являются индивидуальными. Для упрощенных расчетов можно использовать нормативную или научную литературу по этим нагрузкам, выбирая наиболее близкие аналоги конфигурации зданий.

Для уточненных расчетов часто приходится делать специальные экспериментальные исследования с целью определения этих нагрузок.

Ввиду значительных размеров большепролетных зданий весьма существенными будут усилия и перемещения в каркасе от температурных воздействий. Поэтому, как правило, требуется производить температурный расчет для обеспечения прочности каркаса здания и грамотного проектирования устройств, обеспечивающих температурные перемещения несущих и ограждающих конструкций (деформационные швы, подвижные опоры и т. п.).

Расчеты статически неопределимых систем следует сопровождать подбором сечений элементов с последующей корректировкой жесткостей в статическом расчете. При этом дополнительные ограничения по перемещениям конструкций (второе предельное состояние) и предельной гибкости элементов обеспечат сходимость итерационного процесса расчета. Известно, что без этих ограничений статически неопределимые системы вырождаются в статически определимые[1].

18.4. Арочные конструкции

18.4.1. Типы арок и компоновка арочных покрытий. Арочные покрытия чаще используются в зданиях гражданского назначения: павильонах, крытых рынках, спортзалах и

[1] *Рабинович И. М.* К теории статически неопределимых ферм. — М.: Трансжелдориздат, 1933.

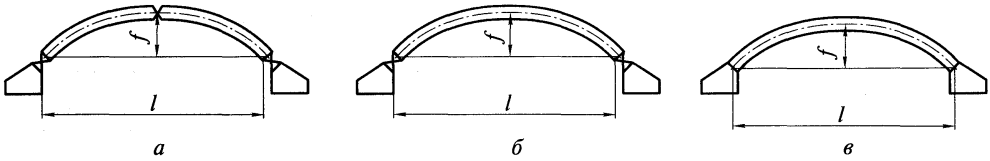


Рис. 18.13. Схемы арок:

а — трехшарнирная; *б* — двухшарнирная; *в* — бесшарнирная

т. п. Иногда их применяют в ангарах и гаражах, где отсутствует тяжелое крановое оборудование.

Конструктивную форму арки можно представить как модификацию рамной конструкции, при которой ее продольная ось приближается к кривой давления, в результате чего резко снижается доля изгибающего момента в работе конструкции, что приводит к экономии металла. Однако при этом усложняется геометрическая форма покрытия, образуются неиспользуемые габариты помещения. Арочные системы становятся существенно экономичнее рамных, начиная с пролетов 80 м и более.

В большепролетных покрытиях чаще всего встречаются однопролетные арки. По статической схеме они могут быть трехшарнирными, двухшарнирными и бесшарнирными (рис. 18.13).

Трехшарнирные арки в силу статической определимости не чувствительны к перемещениям опор и температурным изменениям. Однако наличие конькового шарнира усложняет конструкцию арки и требует выполнения мероприятий, обеспечивающих герметичность кровли над шарниром, без стеснения взаимного поворота полуарок. Трехшарнирные арки по сравнению с другими типами наиболее деформативны и имеют повышенный расход металла.

Бесшарнирные арки обладают в определенном смысле противоположными качествами. Это трижды статически неопределимая система, максимально реагирующая на перемещения опор и изменение температуры и требующая массивных фундаментов для восприятия опорных моментов. С другой стороны, бесшарнирные арки обладают наибольшей жесткостью и наилучшим распределением изгибающих моментов по длине, что обеспечивает снижение расхода металла на арку. Однако это не всегда приводит к общей экономии из-за повышенной стоимости фундаментов, особенно при слабых грунтах. Отсутствие конькового шарнира упрощает и делает более надежной конструкцию кровли.

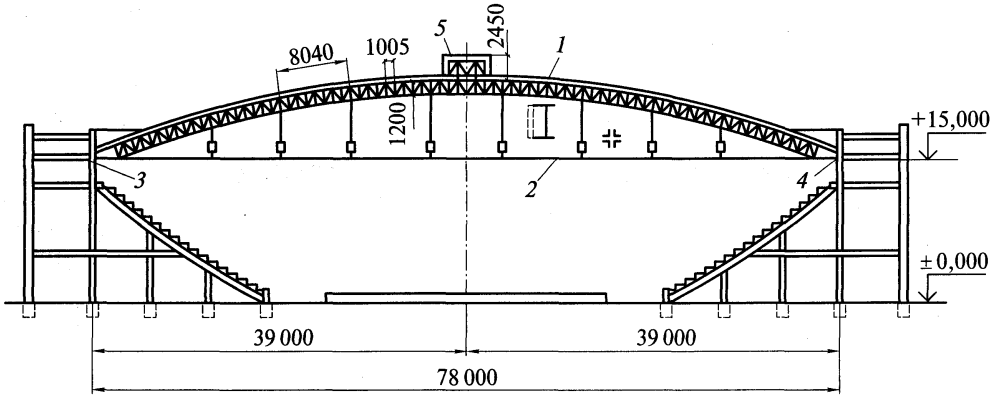


Рис. 18.14. Арочное покрытие Дворца спорта в Лужниках (Москва):

1 — арка; *2* — затяжка; *3* — неподвижная опора; *4* — подвижная опора; *5* — фонарь

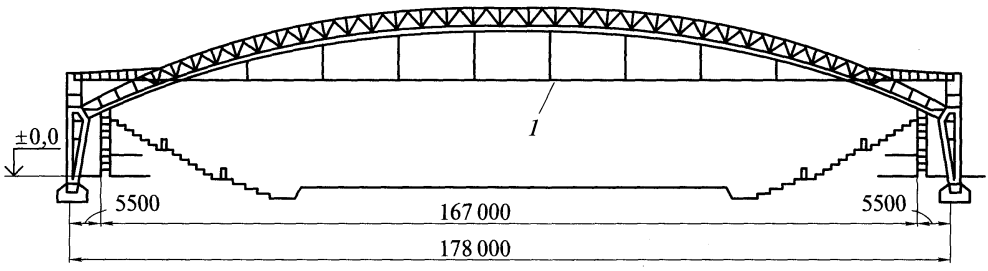


Рис. 18.15. Арка с приподнятой затяжкой *1*

В двухшарнирной арке достоинства и недостатки двух предыдущих систем сглажены. Она менее чувствительна к осадкам опор и изменениям температуры по сравнению с бесшарнирной в силу однажды статической неопределимости, более экономична по сравнению с трехшарнирной аркой, не имеет проблем, связанных с коньковым шарниром, а фундаменты не испытывают влияния опорных моментов. Поэтому двухшарнирные арки получили наибольшее распространение на практике.

При слабых грунтах или установке арок покрытия на высоких стенах может оказаться целесообразным устройство затяжек для восприятия распора. В этом случае фундаменты и стены будут воспринимать в основном вертикальные нагрузки, что может дать существенную экономию, а также улучшить внешнюю архитектуру здания. В противном случае стены приходится подкреплять контрфорсами. Затяжки арок могут располагаться в уровне опорных шарниров. В отсутствие стен они размещаются в специальных коробах ниже уровня пола. При наличии стен (рис. 18.14) затяжки могут одновременно использоваться для поддержания технологического оборудования и различных устройств (вентиляция, освещение, подвесной потолок и т.д.).

Для увеличения полезной высоты помещения затяжку можно расположить выше уровня опорных шарниров арки (рис. 18.15). Однако в этом случае усложняются и утяжеляются опорные колонны, испытывающие изгиб от распора арки.

Если затяжки в арочных конструкциях при наличии вертикальных стен нежелательны, например по архитектурным или функциональным соображениям, то распор можно передать на фундамент, осуществив жесткое сопряжение арки с колонной. Образованная таким образом конструкция может рассматриваться как рама с криволинейным ригелем (см. рис. В6).

В многопролетных арках (рис. 18.16) распоры смежных пролетов в значительной мере уравновешиваются и промежуточные опоры работают на сжатие с незначительным изгибом от несимметричной нагрузки (снег, ветер).

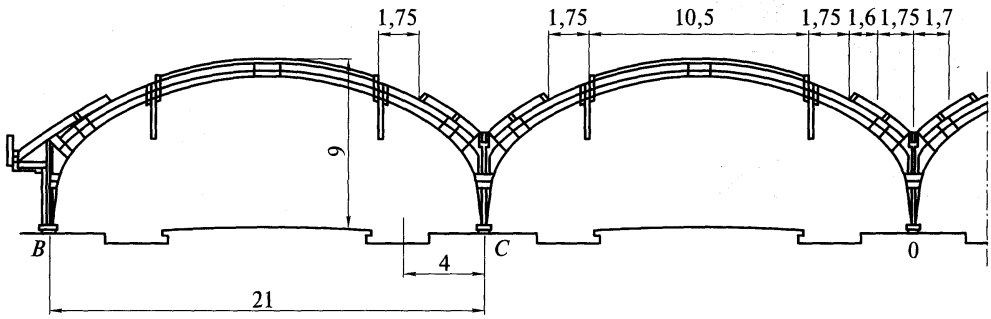


Рис. 18.16. Многопролетная арка перекрытия вокзальных перронов

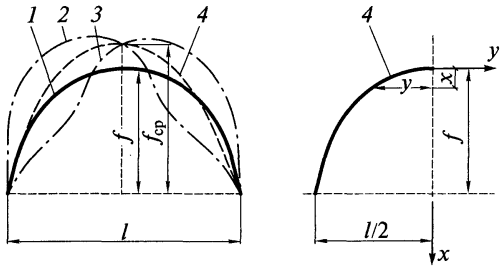


Рис. 18.17. Выбор очертания высокой арки:

1 — катеноид от постоянной нагрузки; *2*, *3* — линии давления от действия ветра; *4* — оптимальное очертание арки

Очертание оси арок зависит от многих факторов: функционального назначения здания, его габаритных размеров, действующих нагрузок, технологических условий изготовления и монтажа и т.п. По возможности ось арки следует приближать к кривой давления, зависящей от вида нагрузки. Однако такое решение не является однозначным, так как на практике конструкции испытывают различные виды нагрузок (постоянная, ветровая, снеговая и т.п.).

Для пологих арок ($f/l \leq 1/10$) при преимущественном значении равномерно распределенной нагрузки наиболее выгодным является очертание арки по квадратной параболе. Для упрощения изготовления и монтажа параболу часто заменяют дугой окружности, что не оказывает существенного влияния на работу арки.

Для высоких арок с большой собственной массой покрытия наилучшей кривой является показанная на рис. 18.17 цепная линия *1* (катеноид). Однако для них существенное значение имеет ветровая нагрузка, которая может действовать в различных направлениях, давая резко отличные кривые давления (*2*, *3*). В этом случае очертание арки

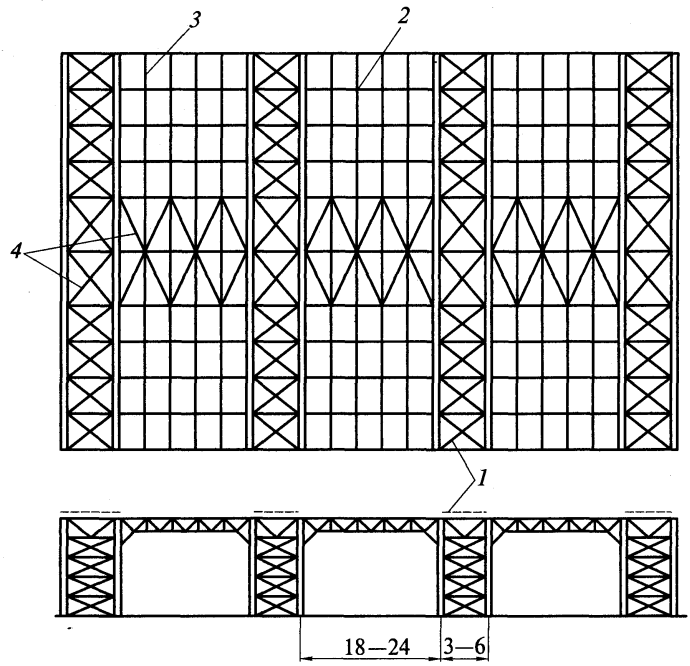
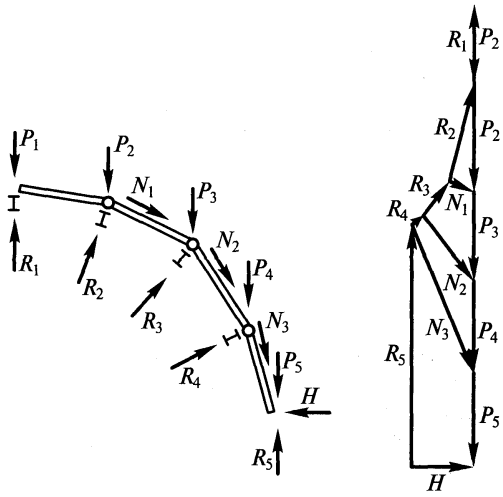


Рис. 18.18. Арочно-блочная система покрытия:

1 — пространственный блок из двух арок; *2* — главные прогоны; *3* — ребра (второстепенные прогоны); *4* — связи

Рис. 18.19. Определение усилий, передаваемых ребрами на главные прогоны



целесообразно принимать по оптимально осредненной кривой. В качестве критерия оптимизации можно принять расход металла либо стоимость всего покрытия.

Собственно арки в арочных системах покрытий являются основными несущими элементами. Аналогично каркасам балочных и рамных систем арки связаны между собой дополнительными (второстепенными) элементами: прогонами, продольными, поперечными, горизонтальными и вертикальными связями, распорками, оттяжками, плитами покрытия и др. При малых и средних пролетах шаг арок может быть принят одинаковым с модульным размером 6—12 м, что позволяет устройство простой кровли с использованием погонов либо индустриальных панелей. При больших пролетах (80 м и более) оптимальный шаг арок увеличивается до 18—36 м. Это приводит к усложненной промежуточной системе кровли (рис. 18.18) с главными и второстепенными прогонами, называемыми ребрами, поддерживающими непосредственно кровельный настил.

Принцип концентрации материала обусловливает экономичность применения арочно-блочной системы при больших пролетах арок (см. рис. 18.18). Каркас компонуется из спаренных арок аналогично рамно-блочным системам (см. рис. 18.12). Пространственный блок из двух арок, соединенных горизонтальными и вертикальными связями, может быть заменен пространственной аркой треугольного поперечного сечения, что рационально при умеренных шагах главных арок (18—24 м).

Ребра *3* (см. рис. 18.18) образуют промежуточные арки с шарнирами в местах их опирания на главные прогоны. Из силового многоугольника, представленного на рис.

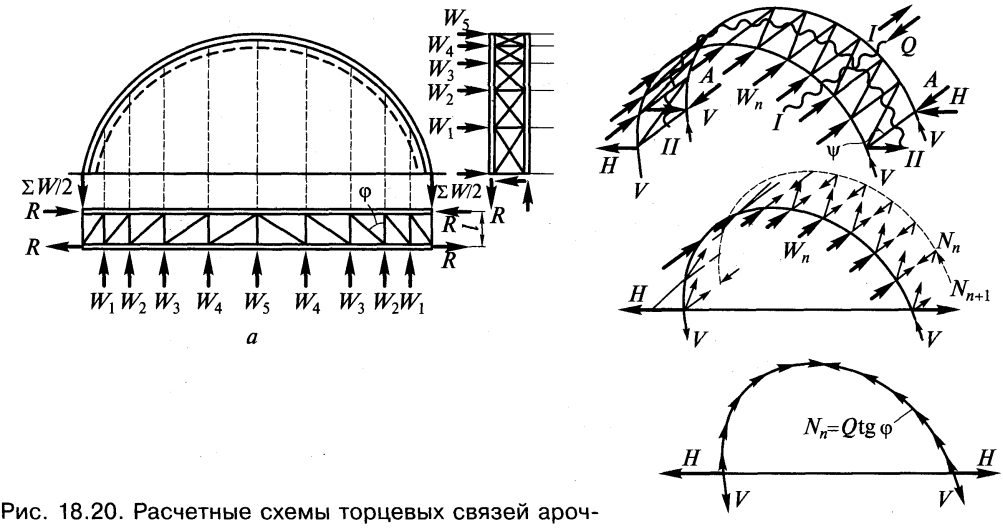


Рис. 18.20. Расчетные схемы торцевых связей арочного покрытия:

а — по плоской схеме; *б* — по пространственной схеме

18.19, видно, что нагрузка на главные прогоны R_i действует в их плоскости, а скатная составляющая N_i передается ребрами непосредственно на фундаменты в их основании.

Для обеспечения пространственной работы каркаса, заключающейся в перераспределении усилий между арками при неравномерном их загружении, устанавливаются, как правило, продольные связи *4* в коньке (см. рис. 18.18). Особенно возрастает их роль в подъемистых арках при косом направлении ветра, неравномерно распределенной снеговой нагрузке, асимметричных технологических нагрузках и т. п.

Поперечные торцевые связи *4* объединяют пару арок, образуя блок, воспринимающий ветровое давление на торец покрытия. При пологих арках эти связи можно рассчитывать как плоские, пренебрегая кривизной арок. При подъемистых арках торцевый блок следует рассчитывать на изгиб как кривой решетчатый стержень. Упрощенная расчетная схема представлена на рис. 18.20. Сделав разрез по *I—I* (рис. 18.20, *б*) и спроектировав все усилия на направление распорки связей, получим усилие в раскосе связи $N_р = Q/\cos\psi$, где Q — поперечная сила от ветровой нагрузки; ψ — угол между раскосом и распоркой. Сделав разрез *II—II* и спроектировав усилие в раскосе на направление пояса, получим $N_п = N_р\sin\psi = Q\mathrm{tg}\psi$ — усилие в арке от ветровой нагрузки, которое будет вызывать дополнительное сжатие во второй от торца арке и растяжение — в первой.

18.4.2. Конструктивные особенности арок. Арки, так же как балки и рамы, могут быть сплошностенчатыми и сквозными, с параллельными поясами и переменного сечения по длине (рис. 18.21).

Арки с параллельными поясами (рис. 18.21, *а*) более технологичны при изготовлении, имеют максимальное число типовых элементов и вполне приемлемы с эстетической точки зрения. Поэтому такой тип арок наиболее распространен. Арки с ломаным верхним поясом (рис. 18.21, *б*) позволяют устройство вертикальных стеновых витражей, однако в местах перелома пояса возникают большие изгибающие моменты, что утяжеляет арку. Серповидная форма (рис. 18.21, *в*) не отвечает характеру изменения усилий по ее длине и применяется, как правило, из архитектурных соображений.

Сплошностенчатые арки выгодны при малых изгибающих моментах и больших нормальных силах. Поперечное сечение таких арок обычно двутавровое либо коробчатое. По сравнению с балочными профилями эти арки имеют утолщенную стенку из-за меньшего влияния изгибающих моментов. Сплошностенчатые арки более технологичны в изготовлении по сравнению со сквозными арками, допускают применение автоматической сварки, обладают меньшей концентрацией напряжений и, следовательно, повышенной выносливостью и хладостойкостью. Они также имеют повышенную долговечность и требуют меньших расходов по эксплуатации. Высота сечения сплошных арок назначается в пределах $^1/_{50}$—$^1/_{80}$ пролета, сквозных — $^1/_{30}$—$^1/_{60}$ пролета.

Сквозные арки целесообразно проектировать при относительно небольших нагрузках и больших пролетах. Конструкции их аналогичны легким фермам. Пояса арок компонуются из уголков, тавров, легких швеллеров. При больших пролетах рационально использовать прокатные или составные двутавры.

Решетка арок относительно слабо нагружена. Элементы ее компонуются либо из уголков, либо из небольших швеллеров. Часто они подбираются по предельной гибко-

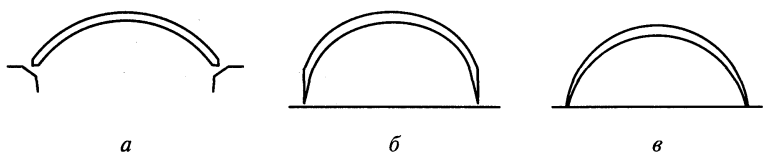


Рис. 18.21. Очертание поясов арок:

а — с параллельными поясами; *б* — с переломом верхнего пояса; *в* — серповидная арка

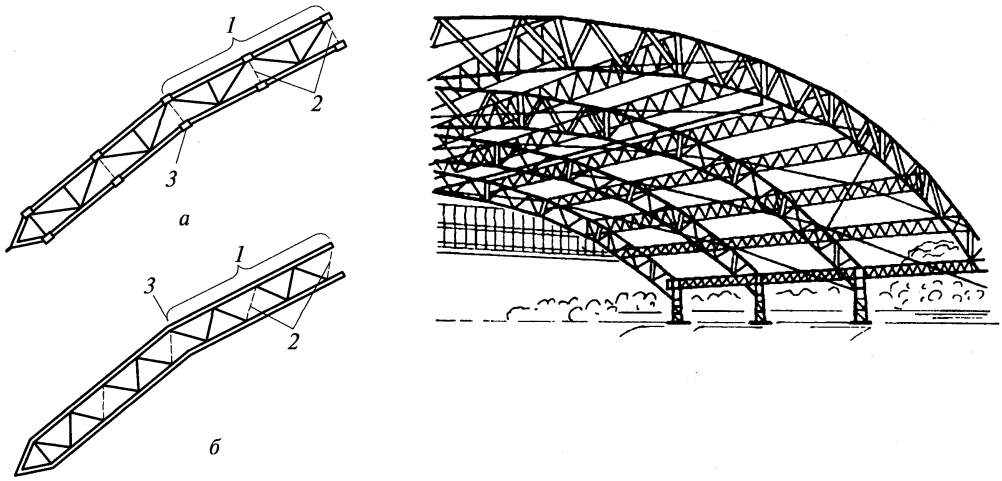


Рис. 18.22. Конструктивные решения сквозных арок:

а — при наличии стоек; *б* — при отсутствии стоек; *1* — отправочная марка; *2* — главные прогоны; *3* — монтажные узлы

сти, что стимулирует уменьшение высоты сечения арки. Наиболее рациональная форма решетки — треугольная со стойками или без них (рис. 18.22, *а*). В этом случае главные прогоны удобно располагать наклонно в плоскости стоек. При этом, если скатная составляющая от кровли не передается непосредственно на фундамент (см. рис. 18.19), то прогоны будут испытывать косой изгиб. Для исключения его необходимо нижний пояс прогонов прикреплять с помощью тяжей к главным аркам. Оптимальный угол наклона раскосов решетки относительно пояса равен приблизительно 45°, что обеспечивает компактное решение узлов сквозной арки.

Прогоны покрытия можно ставить вертикально (рис. 18.22, *б*). В этом случае решетка арки компонуется по раскосной схеме. Она менее удобна при изготовлении арок, так как все элементы ее будут иметь разную длину.

Главные прогоны кроме своего основного назначения — поддержания кровли — выполняют другую функцию: обеспечение общей устойчивости плоских арок из своей плоскости. Для этого прогоны должны быть закреплены в узлах пространственных блоков, образованных поперечными горизонтальными связями.

Часто криволинейное очертание сквозных арок заменяют ломаной линией с длиной прямолинейного участка, равной длине отправочного элемента арки (6—12 м). Это значительно упрощает ее изготовление и транспортировку без усложнения монтажа. Такое решение может, однако, снизить архитектурно-композиционные качества покрытия.

Своеобразной компоновкой отличается арка покрытия, показанная на рис. 18.23. Решетка и нижний пояс ее выполнен из тросов. Чтобы эти элементы не потеряли устойчивость от эксплуатационных нагрузок, арка при монтаже предварительно напрягается (например, путем перемещения опор в стороны). Особенность такой арки заключается в том, что она может быть внешне безраспорной аналогично арке с затяжкой. В данном случае затяжка приподнята и скреплена с аркой наклонными гибкими подвесками. Таким образом, арка сплошного сечения превратилась в верхний пояс сквозной арки, затяжка — в нижний пояс, а подвески — в решетку. Предварительное напряжение сквозной арки уравновесило распор.

В общем случае с помощью варьирования величины предварительного напряжения можно решить задачу оптимального соотношения между долей распора, передаваемого на фундаменты, и его частью, обеспечиваемой предварительным напряжением арки.

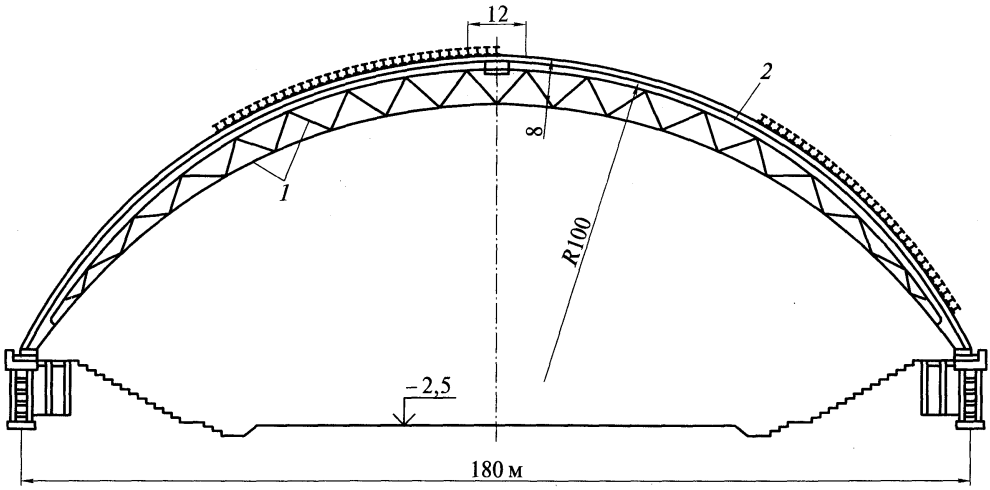


Рис. 18.23. Предварительно напряженная арка с нижним поясом и решеткой из тросов:
1 — трос; *2* — жесткий пояс

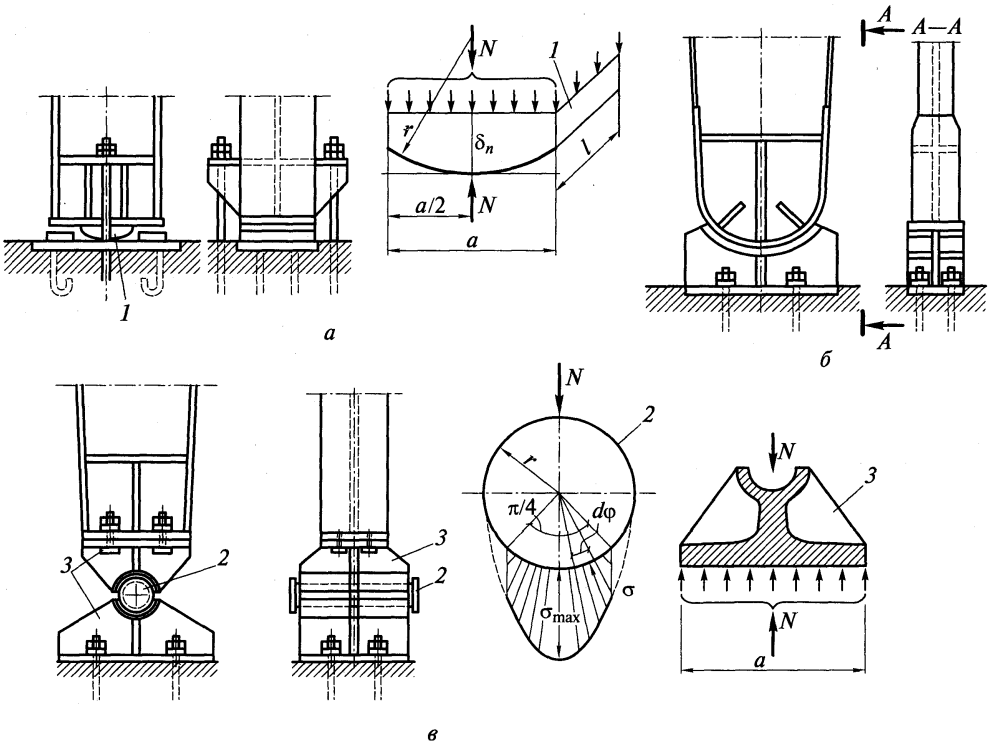


Рис. 18.24. Опорные шарниры арок и рам:
а — плиточный шарнир; *б* — пятниковый шарнир; *в* — балансирный шарнир; *1* — плита; *2* — цапфа; *3* — балансир

Таким образом, в этой конструкции распор, создающий в обычном решении проблему фундаментов, используется для того, чтобы максимальное число элементов арки работало на растяжение, что приводит к экономии металла и обеспечивает рациональные условия использования высокопрочных сталей.

Наиболее сложными конструктивными узлами в арках, так же как и в рамах, являются опорные и ключевые шарниры. Опорные шарниры могут быть трех типов: плиточные, пятниковые и балансирные. Сквозные арки около опоры, как правило, переходят в сплошное сечение (см. рис. 18.15), поэтому опорные шарниры в сплошных и сквозных арках имеют одинаковую конструкцию.

Плиточные шарниры (рис. 18.24, *а*) имеют наиболее простую конструкцию. Они применяются при сравнительно небольших опорных давлениях и преимущественно при вертикальном положении примыкающей к шарниру части арки.

Пятниковые шарниры (рис. 18.24, *б*) имеют специальное опорное гнездо — пятник, в который вставляется закругленная опорная часть арки. Пятник обычно выполняют литым или сварным из листовой стали. В месте передачи опорного давления стенку и пояса арки укрепляют ребрами жесткости. Пятник прикрепляют анкерными болтами к фундаменту.

Балансирные шарниры (рис. 18.24, *в*) применяются в наиболее тяжелых арках и рамах. Конструкция их состоит из верхнего и нижнего балансиров, в гнезда которых укладывают плотно пригнанную цилиндрическую цапфу. Арку прикрепляют к верхнему балансиру через плиту, которую приваривают к контуру опорного сечения арки и притягивают болтами к балансиру. Торцы опорных сечений арки обычно фрезеруют. В соответствии с допускаемыми давлениями на фундамент нижний балансир обычно имеет большую площадь опирания, чем верхний.

Для восприятия отрицательных реакций от действия ветра может появиться необходимость прикрепления легких и высоких арок к опорам анкерными болтами. Анкеры следует располагать по оси арки, чтобы они не мешали свободному повороту конструкции в опорных шарнирах (см. рис. 18.24, *а*); закрепляют анкеры в консолях, приваренных к стенке арки.

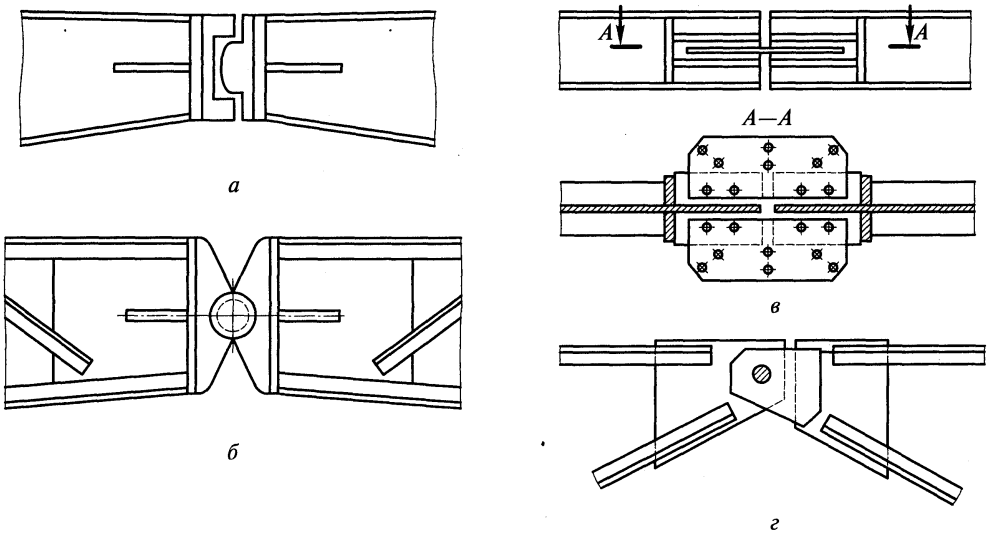


Рис. 18.25. Ключевые шарниры арок:
а — плиточный; *б* — балансирный; *в* — листовой; *г* — болтовой

Ключевые шарниры могут быть плиточными (рис. 18.25, *а*) или балансирными (рис. 18.25, *б*), проектируются аналогично опорным. В ключе легких арок могут применяться также *листовые* (рис. 18.25, *в*) или *болтовые* (рис. 18.25, *г*) шарниры.

В листовом шарнире нормальные силы передаются через горизонтально расположенный по оси шарнира лист, который в силу своей гибкости не препятствует повороту сечения; к этому листу прикрепляют примыкающие к шарниру связи. Шарнирное сопряжение в ключе может быть осуществлено и на фланцах, если гибкость их будет достаточной для получения требуемых углов поворота. Фланцевые, листовые и болтовые шарниры могут передавать как сжимающие, так и растягивающие продольные силы. В плиточном и балансирном ключевых шарнирах для передачи растягивающих сил, возможных при сильном действии ветрового отсоса, следует соединять полуарки горизонтальными листами, проходящими по оси шарнира (аналогично рис. 18.25, *в*).

18.4.3. Особенности расчета арок. *Расчет нагрузок.* При расчете арок учитываются постоянные (собственная масса арок, прогонов, связей, элементов покрытия) и временные (снег, ветер, технологическое оборудование и др.) нагрузки. При подсчете вертикальных нагрузок (собственная масса, снег) следует учитывать переменный угол наклона касательной к арке относительно горизонтали α. Тогда нагрузка на погонный метр пролета арки $q = q_0/\cos\alpha$, где q_0 — интенсивность нагрузки на наклонной поверхности арки.

Для снеговой нагрузки следует также учитывать неравномерность ее распределения на поверхности криволинейного покрытия (СНиП 2.01.07—85*. Нагрузки и воздействия [6]).

Наибольший интерес представляет ветровая нагрузка на арочное покрытие. В нормах характер ее распределения определяется аэродинамическим коэффициентом c_e, знак и величина которого существенно зависят от конфигурации и соотношений размеров здания. При наличии вертикальных стен и пологой арки на всей поверхности покрытия действует отсос (рис. 18.26, *а*). При отсутствии вертикальных стен с наветренной стороны арки появляется участок с положительным давлением (рис. 18.26, *б*). С подветренной стороны величина отсоса резко снижается. Ветровая нагрузка на покрытие действует перпендикулярно поверхности покрытия. На рис. 18.26 эпюры ветровых давлений имеют условный характер, позволяющий значительно упростить расчет арки.

В отдельных случаях для особо ответственных арочных покрытий эпюры ветровых нагрузок определяются путем аэродинамических испытаний на моделях.

На величину ветрового давления существенное влияние оказывают открытые проемы в покрытии и стенах, оставляемые, например, для освещения и вентиляции внутреннего пространства. Если суммарная их площадь с наветренной стороны превышает

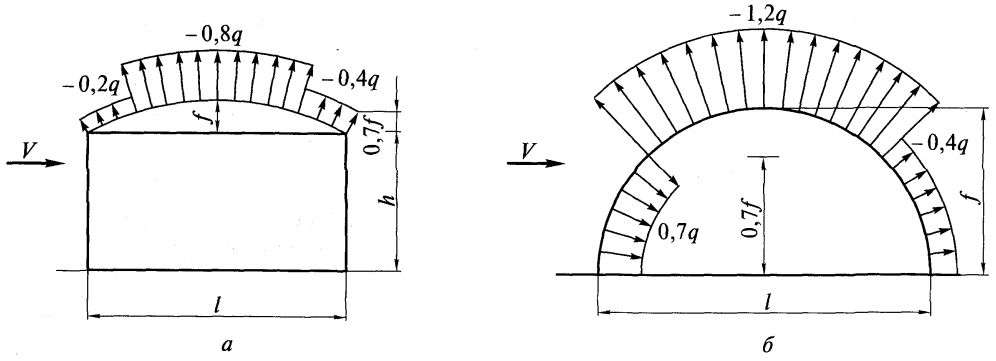


Рис. 18.26. Схема ветрового давления на поверхности арочного покрытия:
а — при опирании покрытия на вертикальные стены, $h/l = 0{,}2$, $f/l = 0{,}1$; *б* — при отсутствии вертикальных стен, $f/l = 0{,}5$

площадь проемов с подветренной стороны, то внутри помещения создается избыточное давление, в противном случае возникает вакуум. Вакуум образуется также в случае полностью или частично открытых торцов здания при направлении ветра параллельно торцам. Таким образом, при расчете арочного покрытия необходимо рассмотреть все возможные варианты ветрового воздействия.

Определение усилий и проверка общей устойчивости. При определении усилий в элементах арочного покрытия (арки, прогоны и т.п.) их обычно рассматривают как стержневые элементы и применяют известные методы строительной механики. Уточненные расчеты, как правило, делают с помощью ЭВМ.

Наибольшие усилия в элементах арочного покрытия определяются путем составления расчетных комбинаций усилий от различных нагрузок и воздействий (постоянная нагрузка, ветер, снег, температурные воздействия и т.д.). При этом необходимо использовать соответствующие коэффициенты сочетаний ψ (см. подразд. 2.2 и 2.3).

Усилия в поясах сквозных арок $N_п$ можно определить по упрощенной формуле

$$N_п = Na/h \pm M/h, \tag{18.1}$$

где a — расстояние от центра тяжести сечения до противоположного пояса; h — расстояние между центрами тяжести поясов; N и M — нормальная сила и изгибающий момент в арке.

Усилия в элементах решетки определяются по формуле

$$H_р = Q/sin\alpha, \tag{18.2}$$

где Q — поперечная сила в сечении арки; α — угол наклона элемента к оси арки.

При мощных поясах арки и относительно слабой решетке со стойками в раскосах возникают дополнительные усилия от обжатия поясов

$$N_р = N_{ср} \cos^2 \alpha A_р / A_{ср}, \tag{18.3}$$

где $N_{ср}$, $A_{ср}$ — средние усилие и площадь поперечного сечения пояса; $A_р$ — площадь поперечного сечения раскоса.

Методика подбора сечений сплошностенчатых и сквозных арок аналогична методике для сжато-изогнутых стержней и ферм соответственно (см. гл. 9).

Арка как сжато-изогнутый стержень может потерять устойчивость в плоскости действия момента и из плоскости. В первом случае она рассматривается как криволинейный стержень, закрепленный на концах. Критическая сжимающая сила в первом приближении может быть определена по формуле типа Эйлера:

$$N_{cr} = \pi^2 TI/(\mu^2 s^2), \tag{18.4}$$

где TI — жесткость арки в плоскости действия момента; μ — коэффициент приведения расчетной длины (табл. 18.1); s — длина полуарки.

Закрепление арки против потери устойчивости из плоскости обеспечивается системой связей, распорок, прогонов покрытия, которые определяют ее расчетную длину. Практически устойчивость в этом направлении будет обеспечена, если расчетная длина не будет превышать 16 ширин пояса. В особо ответственных случаях проверку арки из плоскости можно осуществить по формуле, аналогичной (2.43).

Расчет опорных шарниров. Работа элементов плиточных шарниров (см. рис. 18.24, *а*, 18.25, *а*) аналогична работе тангенциальных опор балок, рассмотренных в подразд. 7.5 (см. рис. 7.31, *в*), поэтому для их расчета можно использовать формулы (7.65)—(7.68).

Таблица 18.1

Коэффициент приведения расчетной длины

Тип арки	Значения μ при f/l			
	0,05	0,2	0,3	0,4
Трехшарнирная	1,2	1,2	1,2	1,3
Двухшарнирная	1,0	1,1	1,2	1,3
Бесшарнирная	0,7	0,75	0,8	0,85

Опорное давление в балансирных опорах (см. рис. 18.24, *в* и 18.25, *б*) передается через плотно пригнанные поверхности балансира и цапфы. При этом распределение контактных напряжений весьма неравномерное (см. рис. 18.24, *в*).

Полагая приближенно, что это распределение происходит по закону косинуса, и ограничивая в запас прочности длину распределения углом $\pi/2$, из условия равновесия можно получить значение наибольшего контактного напряжения

$$N = 2l \int_0^{\pi/4} \sigma_{\max} \cos^2 \varphi r d\varphi = (\pi + 2)/4lr\sigma_{\max}, \tag{18.5}$$

откуда

$$\sigma_{\max} = 1{,}6N/(ld) \le R_{lp}, \tag{18.6}$$

где l и d — длина и диаметр цапфы; R_{lp} — расчетное сопротивление стали местному смятию при плотном касании; R_{lp} = 110 МПа для литой стали марки 15Л и 160 МПа для стали марки 35Л.

Балансир рассчитывают на изгиб как консоль (см. рис. 18.24, *в*). Наибольший изгибающий момент в балансире

$$M = (N/2)(a/4) = Na/8, \tag{18.7}$$

где a — ширина балансира.

На практике обычно размеры балансира задают конструктивно и делают проверку его несущей способности.

ГЛАВА 19

ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ

19.1. *Общая характеристика пространственных конструкций*

Формообразование пространственных конструкций можно представить как развитие плоскостных систем (балочных, рамных, арочных и т.п.) путем усиления роли второстепенных элементов (прогонов, связей и т.п.) и вовлечения их в работу основных несущих конструкций покрытия. Таким образом, например, балочная система превращается в так называемую структурную плиту, арочная — в оболочку, радиально-арочная — в купол и т.д.

Пространственность работы таких конструкций, выражающаяся в возможности перераспределения усилий между элементами, обеспечивает их экономичность по расходу металла, повышает живучесть[1] и надежность в работе.

В пространственных конструкциях нарушается принцип концентрации материала. Металл более равномерно «размазывается» по поверхности покрытия, что приводит к увеличению расхода материала. Однако при этом проявляется эффект многосвязности системы, который в большинстве случаев позволяет достигнуть экономии материала.

«В малом» принцип концентрации материала и здесь соблюдается, так как большинство типов металлических пространственных конструкций имеет решетчатую, а не сплошную структуру (за исключением мембранных покрытий, где металл работает на растяжение).

Экономии металла способствует также отсутствие вспомогательных элементов покрытия (прогонов, связей, распорок, тяжей и т.п.), так как размеры ячеек пространственных конструкций достаточно малы и позволяют укладывать кровельные настилы непосредственно на них.

Дополнительную экономию можно получить путем включения несущего кровельного слоя в совместную работу с основной пространственной конструкцией (см. рис. 18.3).

Изготовление и монтаж пространственных конструкций отличается многодельностью из-за большого числа относительно мелких элементов, деталей, соединений. Вызванное этим увеличение стоимости конструкции несколько компенсируется за счет однотипности элементов и унификации узлов соединений, способствующих автоматизации производственного процесса изготовления и организации поточного производства.

19.2. Плоские сетчатые покрытия (структуры)[2]

19.2.1. Компоновка каркасов. Наиболее простой тип этой конструкции представляет собой перекрестную систему плоских ферм, занимающих вертикальное либо наклонное положение (рис. 19.1). Наибольшее распространение получили системы перекрестных ферм двух ортогональных направлений (рис. 19.1, *а*) и трех направлений (рис. 19.1, *б*).

---

[1] Термин «живучесть» в данном случае подразумевает способность конструкции обеспечивать свое функциональное назначение при выходе из работы отдельных ее элементов.

[2] Часто данный тип конструкций называют «структурами». Этот неудачный термин в переводе на русский язык означает «конструкция». Нередко употребляемое сочетание слов «структурная конструкция» в переводе звучит как тавтология. Однако с таким названием приходится считаться, так как оно бытует в инженерной практике.

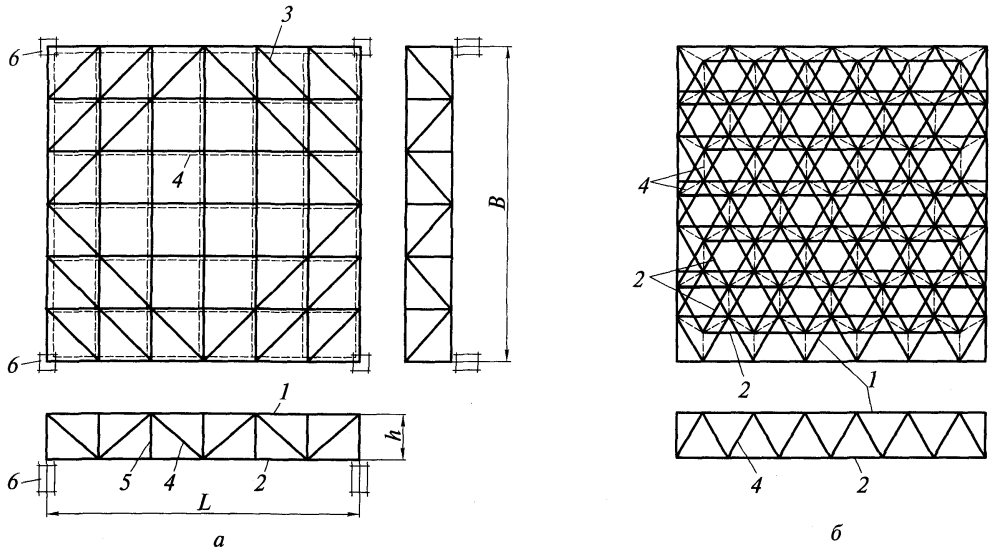


Рис. 19.1. Типы структурных покрытий с ячейками:

а — квадратными; *б* — треугольными; *1* — верхний пояс; *2* — нижний пояс; *3* — диагональные элементы; *4* — раскосы; *5* — стойки; *6* — колонны

Последние отличаются большей жесткостью, так как образуют треугольные ячейки. Однако они более трудоемки в изготовлении и монтаже ввиду более сложной геометрической структуры. Для обеспечения геометрической неизменяемости и жесткости покрытия первого типа в уровне верхнего пояса устраивают систему диагональных стержней *3*.

Для удобства построения и анализа геометрических схем структурных покрытий в них выделяют регулярно повторяющиеся элементы — кристаллы, которые могут иметь самые разнообразные формы (рис. 19.2). Путем наращивания и комбинирования различных кристаллов можно получать требуемые конструктивные формы покрытий.

Опирание структурных плит также отличается разнообразием. Плиты могут опираться по контуру на наружные стены либо на колонны, установленные с определенным шагом. Например, колонны могут располагаться по четырем углам прямоугольной плиты (см. рис. 19.1). Опоры могут располагаться также и внутри перекрываемого контура. В этом случае плита будет работать по консольной либо неразрезной многопролетной схеме.

Наиболее эффективно структурная плита работает при квадратном опорном контуре, когда его длина L равна ширине B. При большой разнице этих размеров ($L/B > 2$) плита испытывает цилиндрический изгиб. Элементы, расположенные вдоль образую-

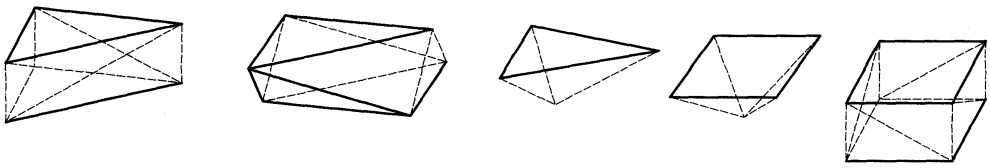
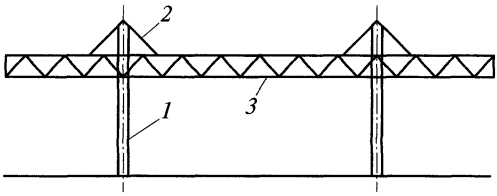


Рис. 19.2. Повторяющиеся объемные элементы (кристаллы) структур

Рис. 19.3. Вантово-структурное покрытие:
1 — стойки; *2* — ванта; *3* — структура



щей цилиндра, перестают участвовать в работе плиты на изгиб, и система вырождается в плоскостную (балочную либо рамную).

Покрытия могут быть решены по вантово-структурной схеме (рис. 19.3). Ванты создают плите дополнительные упругоподатливые опоры, уменьшая усилия в ее элементах.

Структурные плиты удобны при применении подвесного транспорта. Частая сетка узлов дает возможность подвешивать пути практически в любой точке покрытия, при необходимости изменять их направление.

Из-за большого количества стержней структурные плиты обладают большой степенью статической неопределимости. Как известно, в этом случае значительное число стержней работает с недогрузкой, чем определяется повышенная жесткость на изгиб структурных плит по сравнению с плоскостными конструкциями. Повышенная жесткость конструкции позволяет уменьшать ее высоту до $h = (^1/_{16} \ldots {}^1/_{25})L$ вместо $(^1/_7 \ldots {}^1/_{12})L$ для плоских ферм.

Уменьшение высоты конструкции косвенно приводит к экономии за счет уменьшения площади ограждающих конструкций и общего объема здания, влияющего на единовременные и эксплуатационные расходы.

Плиты покрытия обычно собираются целиком или крупными блоками на уровне земли и затем поднимаются на проектную отметку. Как правило, масса одного стержня структуры не превышает 70 кг. Это позволяет вести сборку плит без громоздкого грузоподъемного оборудования.

Изготовление и монтаж элементов структурных плит обычно требуют повышенной точности, так как сопряжение большого числа мелких элементов приводит к накоплению ошибок изготовления. Из-за этого в процессе сборки образуются зазоры в соединениях, закрытие которых вызывает искажение геометрической формы плиты и вызывает остаточные напряжения в ее элементах.

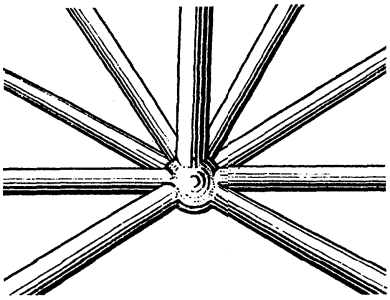
19.2.2. Конструктивные особенности[1]. Элементы структурных плит в основном работают на центральное растяжение или сжатие. Регулярность и ажурность кристаллической структуры плит дают возможность архитекторам, не закрывая металлические конструкции, создавать интерьер здания современного технократического стиля. Это определяет применение трубчатых профилей для изготовления элементов структур в зданиях гражданского назначения, несмотря на то, что трубы более дефицитны и дороже обычного проката на 38—50 %.

Применение труб в сжатых элементах дает экономию металла до 25 % из-за наивыгоднейшего соотношения между радиусом инерции и площадью поперечного сечения.

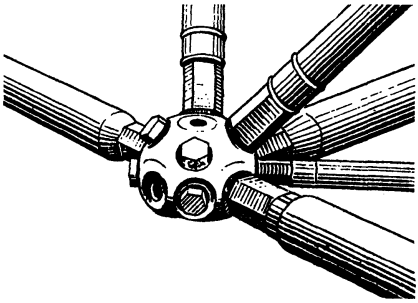
В покрытиях зданий производственного назначения не исключено применение обычного проката (уголки, швеллеры, двутавры) или подобных гнутых профилей, менее дефицитных и более дешевых. Существенную экономию по приведенным затратам можно получить, оптимизируя конструктивную форму структуры и используя оптимальный набор различных номеров выбранного профиля (см. подразд. 19.2.3).

Наиболее сложной конструкторской задачей является выбор способа сопряжения элементов структур в узлах. В настоящее время на уровне изобретений имеются десятки

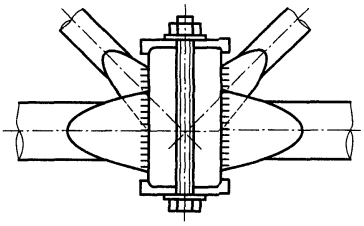
[1] Рекомендации по проектированию структурных конструкций / ЦНИИСК им. В.В.Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1984.

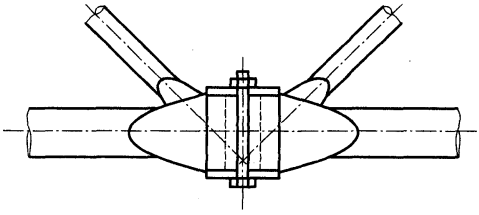


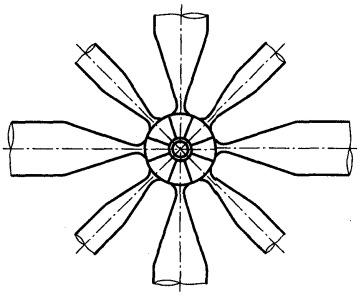
а



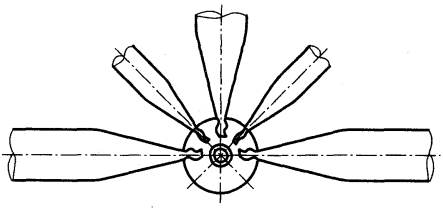
б



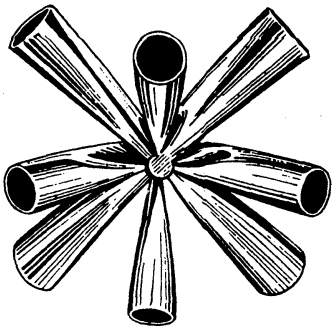




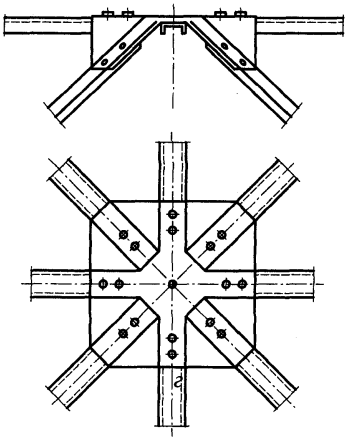
в



г



д



е

Рис. 19.4. Узлы структурных конструкций:

а — с шаровой вставкой «Октаплатт»; *б* — на винтах «Меро»; *в* — с анкерными шайбами «Берлин»; *г* — цилиндрические с фигурными вырезами «Триодетик»; *д* — сварные ЦНИИСК; *е* — с фигурной фасонкой «Юнистрат»

различных видов узлов, отвечающих самым разнообразным конструктивно-технологическим и эстетическим требованиям. На рис. 19.4 представлены некоторые из них.

Наиболее естественным и универсальным является соединение элементов с помощью шаровой вставки системы «Октаплатт» (ФРГ), показанное на рис. 19.4, *а*. Полый шар сваривается на подкладных кольцах из двух штампованных полушарий. Концы трубчатых элементов, обрезанные под прямым углом, привариваются к шару на монтаже. Основными недостатками являются большой объем монтажной сварки и требование высокой точности изготовления стержней по длине, так как это конструктивное решение не позволяет компенсировать ошибки изготовления.

В системе «Меро» (ФРГ) узловая вставка имеет сплошное сечение с резьбовыми отверстиями, обеспечивающими винтовые соединения стержней в узлах (рис. 19.4, *б*). Узел удобен в монтаже, обладает хорошей компенсационной способностью, но отличается повышенной металлоемкостью.

В конструкции узла «Берлин» (рис. 19.4, *в*) к сплющенным концам стержней привариваются клиновые наконечники, которые соединяются центральным болтом при помощи двух шайб с отбортовкой. Узел прост в сборке, но требует высокой точности изготовления.

Показанный на рис. 19.4, *г* узел системы «Триодетик» (Канада) имеет сплошной цилиндрический элемент с фигурными прорезями, в которые вставляются соответствующим образом подготовленные сплющенные концы трубчатых стержней. Замыкание узла осуществляется одним болтом с помощью двух торцевых шайб. Эта конструкция по своим качествам аналогична предыдущей.

В ЦНИИСКе разработан сварной узел (рис. 19.4, *д*), в котором сплющенные концы труб в специальном устройстве соединяются ванной сваркой. Этот узел имеет минимальный расход материала, однако вся сварка производится на монтаже, где труднее гарантировать высокую производительность и качество сварки по сравнению с заводскими условиями.

Простотой и технологичностью отличается показанный на рис. 19.4, *е* узел «Юнистрат» (США). Элементы швеллерного сечения соединяются на болтах с помощью штампованной фасонки пространственной формы.

19.2.3. Особенности расчета. Внешние нагрузки, действующие на структурную плиту, приводятся к узловым аналогично плоскостным конструкциям. Статический расчет, как правило, выполняется на ЭВМ ввиду многократной статической неопределимости системы.

Результаты расчета существенно зависят от заданных соотношений жесткостей элементов структуры. Поэтому его следует проводить методом итераций, сопровождая статический расчет подбором сечений стержней. При этом помимо требований прочности и устойчивости стержней нужно учитывать дополнительные ограничения: наибольший прогиб всей системы, предельные гибкости элементов и минимальные калибры профилей, определяемые технологическими требованиями.

Для некоторых стержней можно исключить два последних ограничения. Тогда в процессе итераций сечения этих стержней будут стремиться к нулю, и их следует удалить из системы. Например, это можно сделать для некоторых элементов нижнего пояса и решетки при опирании кровельных элементов в уровне верхнего пояса.

Таким методом осуществляется структурная оптимизация стержневой плиты. При удалении «лишних» стержней необходимо следить, чтобы конструкция оставалась геометрически неизменяемой.

Рассчитанные указанным способом стержни будут иметь индивидуальные размеры поперечных сечений, которые следует сгруппировать в оптимальный набор, состоящий из i различных номеров реального сортамента по n_j стержней каждого типоразмера ($j = 1, ..., i$). Такой набор называют сортаментом структурной плиты.

Оптимизацию набора можно провести следующим образом. В системах с большим числом стержней усилия подчиняются статистическим законам распределения (рис. 19.5).

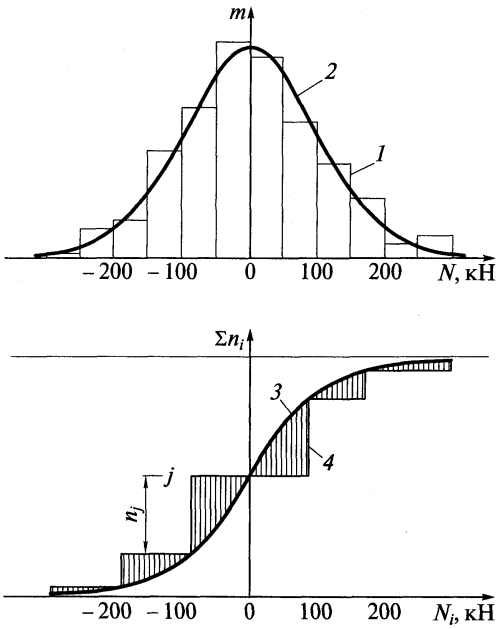


Рис. 19.5. Распределение усилий в стержнях структуры:

1 — гистограмма; *2* — статистическая кривая распределения усилий; *3* — интегральная кривая; *4* — ступенчатый график оптимального сортамента; m — число элементов; N_i — усилия в стержнях

Гистограмму распределения усилий в стержнях *1* можно аппроксимировать подходящей теоретической кривой *2*, по которой строится интегральная кривая *3*. Задавая число i используемых в плите типоразмеров стержней (ступенчатый график *4*) и минимизируя площадь, заключенную между графиками *3* и *4*, можно получить число стержней каждого типоразмера n_j. Такая процедура соответствует оптимизации структурной плиты по расходу металла.

Число принятых типоразмеров i влияет на технологические свойства конструкции и должно оцениваться экономическими критериями (стоимость в деле). Проведенные исследования показывают, что рационально принимать i в пределах 5—7. Применение полученных таким способом оптимальных сортаментов структурных плит дает возможность сэкономить до 20 % металла.

В некоторых учебниках и учебных пособиях рекомендуют выполнять приближенный статический расчет структурных плит путем приведения их к эквивалентным сплошным плитам На современном этапе, характеризуемом широким использованием в проектировании компактных и быстродействующих ЭВМ, подобная искусственная процедура вряд ли будет оправдана хотя бы потому, что расчет сплошных многослойных анизотропных плит представляет собой процедуру не менее сложную, чем сквозных, и выполняется, как правило, численными методами путем дискретизации задачи. Таким образом, фактически происходит возврат к расчету некоторой сквозной конструкции со структурой, отличной от исходной. Возможно, приведение к сплошным плитам в отдельных частных случаях будет оправдано при наличии для них готовых табулированных решений.

19.3. Сетчатые цилиндрические оболочки

Для перекрытия большепролетных зданий с прямоугольным планом может оказаться рациональным применение цилиндрических оболочек нулевой гауссовой кривизны.

Основными усилиями в такой конструкции будут усилия сжатия. При этом для обеспечения устойчивости оболочки требуется развитие ее поперечного сечения, однако высокая прочность металла способствует его уменьшению. Оптимальным решением здесь является использование решетчатой структуры оболочки, где материал концентрируется по направлениям, определяемым принятой структурой сетки оболочки. В этом проявляется принцип концентрации материала, приводящий к его экономии. Общий вид оболочки показан на рис. 19.6.

Основными факторами, определяющими работу оболочки, являются конструкции опор и геометрическая форма сетки. Если опоры непрерывны и расположены вдоль образующих цилиндра L (рис. 19.6, *а*), то оболочка работает как свод с пролетом B.

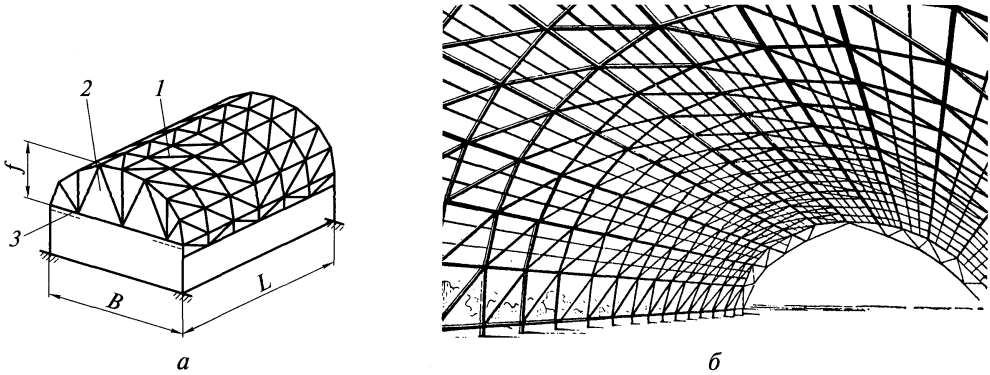


Рис. 19.6. Сетчатая цилиндрическая оболочка:

а — схема; *б* — интерьер каркаса покрытия; *1* — оболочка; *2* — торцевая диафрагма; *3* — связи

Практически такая схема реализуется при опирании покрытия на продольные стены либо на мощные бортовые балки, поддерживаемые рядом колонн. Для расчета свода достаточно рассмотреть работу арки пролетом B и шириной, равной периодически повторяющемуся сегменту вдоль стороны L. Распор свода может быть воспринят контрфорсами продольных стен, либо затяжками.

При опирании покрытия на отдельно стоящие колонны, например, по четырем углам здания, оболочка работает по балочной схеме на изгиб с пролетом L. Непосредственными опорами сетки служат торцевые диафрагмы, опирающиеся на угловые колонны либо торцевые стены.

Схемы сеток оболочек весьма разнообразны (рис. 19.7). Принципиально по своему построению они аналогичны сеткам плоских структурных покрытий (см. рис. 19.1). При выборе геометрической структуры сетки следует учитывать некоторые общие принципы и рекомендации.

Ромбическая сетка (рис. 19.7, *а*) отличается конструктивной простотой и наибольшей однотипностью составляющих элементов (косяков). Чаще всего такую сетку принимают для оболочек, работающих по схеме свода (свод-оболочка). При этом угол α следует выбирать достаточно большим (45—60°). Наоборот, при работе оболочки по балочной схеме с пролетом L угол α следует уменьшать до 30°.

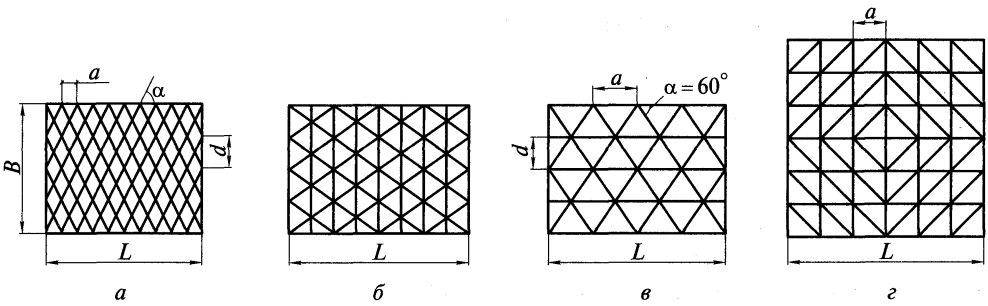


Рис. 19.7. Схемы сеток оболочек (развертки поверхности):

а — ромбическая; *б* — с поперечными ребрами; *в* — с продольными ребрами; *г* — комбинированная

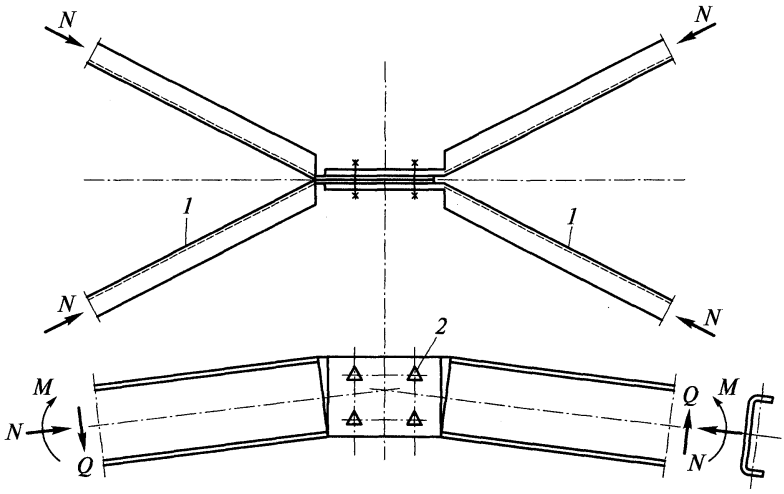


Рис. 19.8. Узел односетчатой оболочки:
1 — косяки из гнутого швеллера; *2* — монтажные болты

Наиболее рациональная сетка свода-оболочки показана на рис. 19.7, *б*. В ней поперечные ребра образуют систему арок, обеспечивающих наибольшую жесткость и экономичность каркаса покрытия. Диагональные элементы выполняют роль связей.

Наиболее рациональной сеткой оболочки, работающей по балочной схеме, является сетка с продольными ребрами (рис. 19.7, *в*), которые обеспечивают ей в этом случае максимальную жесткость и наименьший расход материала.

Указанные рекомендации оправдываются для так называемых длинных оболочек, у которых отношение $L/B > 2$. В работе коротких оболочек одновременно проявляются вышеуказанные свойства свода и балочной конструкции. В этом случае рациональная сетка, представленная на рис. 19.7, *г*, имеет поперечные и продольные ребра, а также диагональные элементы, обеспечивающие работу решетчатой поверхности на сдвиг и кручение.

Очертание направляющих цилиндрической поверхности оболочки принимают обычно круговым с отношением стрелы подъема к хорде $f/B = {}^1/_6 \ldots {}^1/_{10}$, что значительно упрощает изготовление ее элементов и монтаж. При этом используется минимальное число типоразмеров стержней и достигается унификация конструктивных решений узлов сетки.

При относительно небольших пролетах оболочек (до 70—90 м) поперечное сечение удается скомпоновать однослойным (односетчатым), при больших пролетах — двухслойным (двухсетчатым). В последнем случае компоновка оболочки аналогична рассмотренной в подразд. 19.2 для структурной плиты, но выгнутой по цилиндрической поверхности.

Двухсетчатые оболочки отличаются существенно большей жесткостью и несущей способностью и позволяют перекрывать пролеты до 500—700 м. Толщина оболочки (расстояние между сетками) колеблется в широких пределах — от ${}^1/_{20}$ до ${}^1/_{100}$ радиуса кривизны цилиндрической поверхности.

Стержни сетчатых оболочек могут быть изготовлены из прокатных, гнутых и гнутосварных элементов трубчатого, уголкового, швеллерного и т. п. профилей. Стержни односетчатых оболочек в основном испытывают сжатие с изгибом, поэтому для них выгодно применять швеллерные и двутавровые профили с увеличенной жесткостью в плоскости изгиба. Для двухсетчатых оболочек, где стержни работают, как правило, на центральное сжатие—растяжение, применяют решения, аналогичные решениям плоских структурных плит (см. подразд. 19.2).

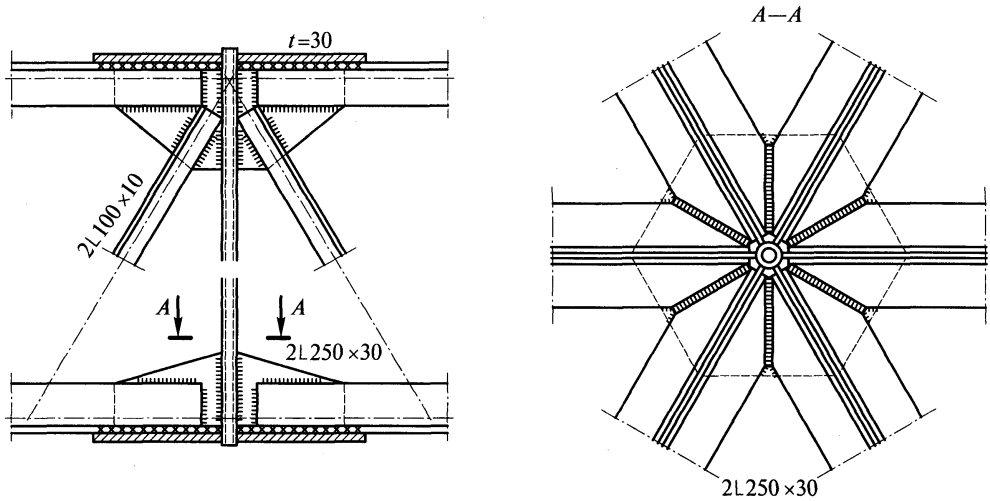


Рис. 19.9. Узел двухсетчатой оболочки

На рис. 19.8 представлен пример узла соединения элементов односетчатой оболочки с ромбической сеткой. Монтажные болты в соединении должны обеспечивать передачу нормальной силы N, изгибающего момента M и поперечной силы Q.

Для обеспечения надлежащей жесткости узла рационально применять высокопрочные болты.

Узлы двухсетчатых оболочек могут быть сконструированы аналогично узлам структурных плит (см. рис. 19.4). При использовании для стержней оболочек традиционных прокатных уголков можно рекомендовать также традиционные решения узлов с применением плоских фасонок. Один из возможных примеров такого решения показан на рис. 19.9.

Для улучшения технологических свойств конструкции можно изготовлять укрупненные элементы оболочки в виде ферм длиной, равной 3—4 ячейкам в направлении образующей цилиндрической поверхности. Остальные элементы присоединяются к ним монтажными соединениями. Основные рекомендации по расчету цилиндрических сетчатых оболочек аналогичны приведенным в подразд. 19.2.3.

19.4. Купола

Конструкция купола представляет собой оболочку положительной гауссовой кривизны. Такие покрытия чаще всего применяются в зданиях, имеющих круглый план. Не исключено их применение в зданиях с более сложным планом — овальным или близким к нему, многоугольным, наконец, произвольным, диктуемым архитектурно-композиционными требованиями.

В большинстве случаев очертание купола принимается сферическим, что значительно упрощает его изготовление. По конструктивно-компоновочным признакам различают ребристые, сетчатые и панельные виды куполов.

19.4.1. Ребристые купола. Собственно *ребристый купол* представляет собой радиально-арочную систему (рис. 19.10, *а*), в которой главными несущими элементами являются ребра в виде полуарок *1*, соединенные между собой внизу и вверху опорными кольцами *2* и *3*. К аркам прикрепляются прогоны *4*, поддерживающие кровлю. Связи *6* обеспечивают пространственную жесткость несущего каркаса купола. Они устраиваются между смежными полуарками, и их должно быть не менее двух на все покрытие.

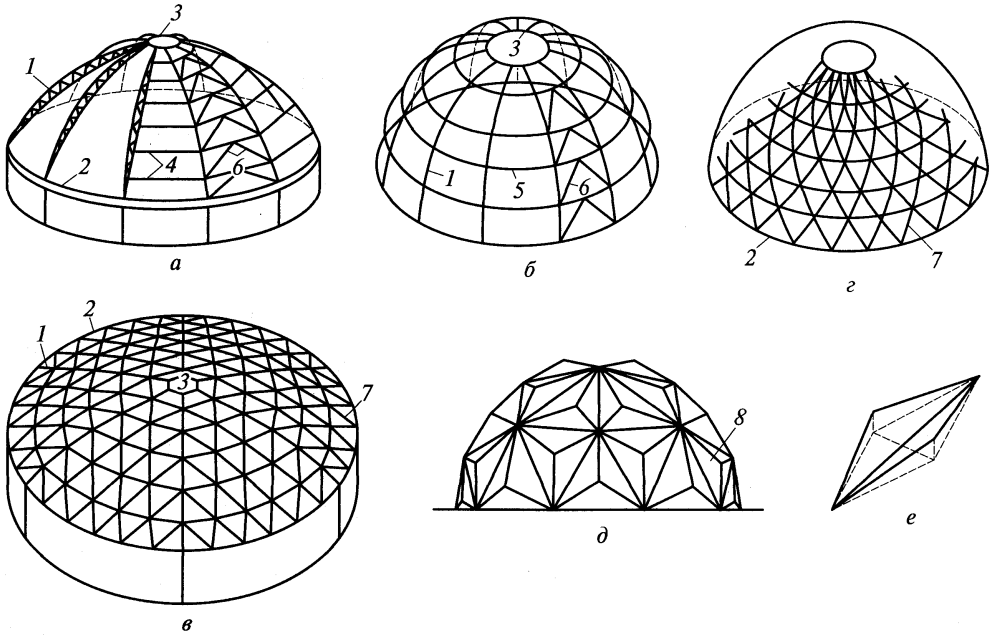


Рис. 19.10. Типы куполов:

а — ребристый; *б* — ребристо-кольцевой; *в* — ребристо-сетчатый; *г* — сетчатый; *д* — панельный; *е* — ромбическая гнутая панель; *1* — ребра; *2* — нижнее опорное кольцо; *3* — верхнее кольцо; *4* — прогоны; *5* — промежуточные кольца; *6* — связи; *7* — сетка; *8* — гнутые панели из металлического листа

Компоновка ребер купола аналогична компоновке арок (см. подразд. 18.3). Ребра сплошного сечения тяжелее, но более технологичны в изготовлении, чем сквозные. Верхнее сжатое кольцо служит для соединения полуарок в вершине купола. Диаметр его обычно принимают минимально необходимым для размещения элементов крепления ребер к кольцу (накладки, болты, монтажная сварка и т.д.). При наличии фонарной надстройки иногда диаметр кольца увеличивают исходя из габаритов фонаря.

Для повышения жесткости купола желательно прикрепление ребер к верхнему кольцу делать жестким, что помимо сжатия будет вызывать кручение кольца. В связи с этим увеличение диаметра верхнего кольца будет осложнять проблему его устойчивости. Для повышения жесткости и устойчивости кольцо иногда раскрепляют внутренними распорками.

Нижнее кольцо работает на растяжение от распора арок купола. При размещении его на стенах либо колоннах необходимо обеспечить свободу его деформаций от распора и ограничение жесткого смещения от ветровой нагрузки. При частом расположении ребер нижнее кольцо может иметь в плане круговую форму, при редком — форму многоугольника (по числу ребер), что должно исключить изгиб, обусловленный кривизной кольца.

Опорный узел следует проектировать так, чтобы равнодействующая давления от полуарки проходила через центр изгиба опорного кольца; это исключит его кручение.

При отсутствии у здания вертикальных стен ребра купола можно опирать непосредственно на фундаменты. Для облегчения опорных конструкций (кольцо либо фундамент) соединение ребер на опорах принимается, как правило, шарнирным. В этом случае ребра купола рассчитываются на симметричную вертикальную нагрузку по схеме плоской двухшарнирной арки с грузовой площадью в виде двух треугольников.

При расчете на асимметричную горизонтальную нагрузку (ветровую) в коньке арки следует добавить упругоподатливую опору. Жесткость этой опоры обеспечивается сходящимися к верхнему кольцу арками, на которые ветровая нагрузка действует симметрично, не вызывая горизонтального смещения.

При восприятии распора купола кольцом в расчетной схеме оно может быть заменено эквивалентной по жесткости затяжкой (рис. 19.11). При частом расположении ребер купола действие их распоров на кольцо можно привести к равномерно распределенной нагрузке

$$p = nH/(2\pi r), \tag{19.1}$$

где n — число ребер в куполе.

Растягивающее усилие в кольце от единичных распоров

$$N_к = pr = n/(2\pi). \tag{19.2}$$

Увеличение длины кольца в результате растяжения

$$\Delta l_к = N_к 2\pi r/(E_к A_к) = nr/(E_к A_к). \tag{19.3}$$

Из геометрической схемы (рис. 19.11, *а*) имеем

$$\Delta l_к = 2\pi(r_1 - r) = \pi\Delta_к, \tag{19.4}$$

где $\Delta_к = 2(r_1 - r)$ — увеличение диаметра кольца.

Сравнивая два последних выражения, получаем

$$\Delta_к = nr/(\pi E_к A_к). \tag{19.5}$$

Удлинение условной затяжки от единичной силы (рис. 19.11, *б*)

$$\Delta_з = 2r/(E_з A_з). \tag{19.6}$$

Приравнивая удлинение условной затяжки к увеличению диаметра кольца $\Delta_з = \Delta_к$ и решая равенство относительно площади затяжки, получаем

$$A_з = 2\pi A_к E_к/(nE_з). \tag{19.7}$$

При редком расположении ребер кольцо желательно делать в виде многоугольника. Производя аналогичные выкладки, можно получить формулу

$$A_з = [4rE_к A_к/(cE_з)]\sin^2(\varphi/2), \tag{19.8}$$

где c — длина грани многоугольника; φ — угол между ребрами купола.

В ребристом куполе прогоны, поддерживающие кровлю, образуют систему колец, свободно опирающихся на ребра и работающих на изгиб от локального давления кровли (см. рис. 19.10, *а*). Если ребра с кольцами соединить в местах их пересечения, то они будут работать совместно, образуя единый несущий каркас покрытия. Такой купол называется *ребристо-кольцевым* (см. рис. 19.10, *б*).

Соединения колец с ребрами могут быть шарнирными либо жесткими. В последнем случае несущую систему купола можно

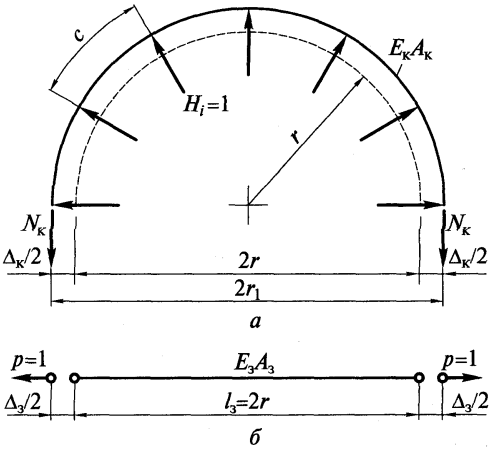


Рис. 19.11. Расчетная схема эквивалентной затяжки:

а — схема кольца (показана его половина); *б* — схема эквивалентной затяжки

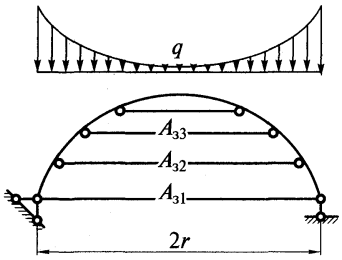


Рис. 19.12. Расчетная схема ребристо-кольцевого купола на вертикальную нагрузку

назвать ребристо-рамной. При шарнирном сопряжении колец с ребрами необходима постановка связей между ребрами, при жестком связи не обязательны.

Промежуточные кольца аналогично опорному кольцу будут создавать дополнительные связи ребрам купола (рис. 19.12). Эквивалентные площади затяжек могут быть определены по формулам (19.7) и (19.8).

За счет включения колец в работу купола уменьшается общий расход металла на конструкции покрытия и повышается живучесть каркаса, однако несколько усложняется его изготовление и повышается его чувствительность к изменениям температуры.

Наиболее простое и экономичное решение получается, когда для элементов купола можно использовать прокатные профили. В этом случае сопряжения ребер с прогонами можно конструировать по типу шарнирных сопряжении в балочных системах.

В ребристых и ребристо-кольцевых системах куполов определяющим свойством является концентрация материала в основных несущих элементах — ребрах. Пространство между ними заполняется кровельными элементами — прогонами, вспомогательными ребрами, настилом.

Аналогично конструируется *ребристо-сетчатый купол* (см. рис. 19.10, *в*), в котором заполнение пространства между ребрами осуществляется сетчатой конструкцией, имеющей положительную, отрицательную или нулевую гауссовую кривизну[1]. Примерами ребристо-кольцевых куполов являются покрытие над Колизеем в г. Шарлотта (США, 1956) диаметром 100 и высотой 16,4 м и дворец спорта в г. Болонья (Италия, 1957), имеющий в плане форму эллипса 69×62 м.

Примерами ребристых куполов могут служить покрытие спортзала в г. Атланта (США, 1957) диаметром 82 и высотой 15,3 м и купол павильона машиностроения ВДНХ (Москва, 1950) диаметром 42 и высотой 32 м.

19.4.2. Сетчатые купола. Формообразование поверхности сетчатого купола (см. рис. 19.10, *г*) может быть представлено как развитие структурной плиты (см. рис. 19.1) либо цилиндрической оболочки (см. рис. 19.7) путем придания им соответствующей кривизны в двух направлениях. При этом основной проблемой остается выбор типа сетки и конструкции узлов.

Форма сетки определяет число типоразмеров стержней и узловых элементов; желательно, чтобы число их было минимальным. Однако архитектурные требования, предъявляемые к такого рода покрытиям, могут обусловливать противоположную тенденцию. Поэтому в общем случае речь может идти о выборе оптимальной формы сетки купола.

Принципы построения сеток весьма разнообразны — от строго математически обоснованных до произвольных, диктуемых функциональными и эстетическими мотивами.

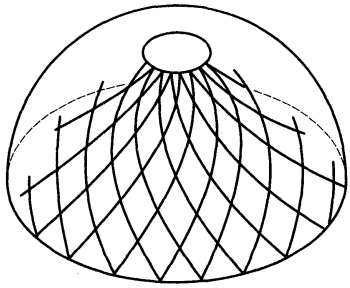
Сеть Чебышева (рис. 19.13) позволяет образовать практически любую форму купола, используя стержни одной длины. Однако к вершине сетка слишком сгущается, что вызывает конструктивные трудности сопряжения стержней, сходящихся под малым углом. Здесь в пределах каждого яруса по высоте купола узловые элементы будут одинаковыми, т.е. число типоразмеров узлов равно числу ярусов сетки.

В целях увеличения жесткости конструкции, а также для большего дробления сетки, что облегчает устройство кровли, в каждом ромбе ставят диагональную распорку. В совокупности они образуют кольцевые элементы в структуре купола (см. рис. 19.10, *г*).

---

[1] В первом случае это будет двояковыпуклая поверхность, во втором — типа гипара, в третьем — цилиндрическая.

Рис. 19.13. Купол с сетью Чебышева



В последнее время получили распространение *геодезические сети* куполов[1]. Базовая сетка на поверхности сферы формируется геодезическими линиями, проведенными через вершины вписанного икосаэдра (20-гранника) и образующими на поверхности 20 одинаковых равносторонних сферических треугольников (по числу грани икосаэдра) (рис. 19.14, *а*).

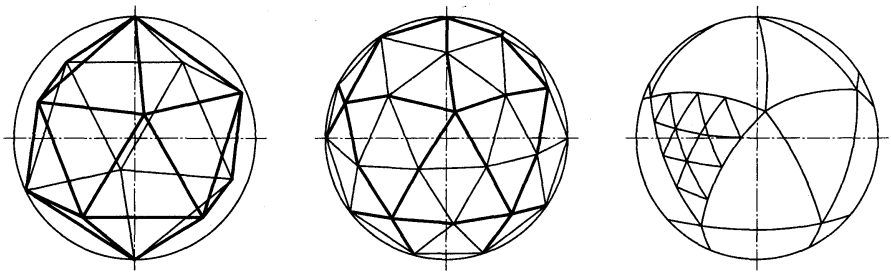
Последующее дробление сетки происходит путем деления сторон базовых треугольников на равные части и соединения их геодезическими линиями. Число типоразмеров стержней, получающееся при дроблении базовой сетки, равно удвоенному числу делений ее сторон. При однократном делении будет два типоразмера стержней (рис. 19.14, *б*), при трехкратном — шесть типоразмеров (рис. 19.14, *в*) и т.д.

Такой же принцип образования сетки купола можно осуществить, используя 12-гранник (додекаэдр) с пятиугольными гранями и 32-гранник (усеченный икосаэдр), состоящий из 12 пятиугольных и 20 шестиугольных граней.

Наиболее общим способом построения геодезической сети для произвольной поверхности вращения является способ наклонных образующих (рис. 19.15). Наклонной образующей может быть любая кривая на заданной поверхности вращения, не лежащая в одной плоскости с осью вращения. Если две такие образующие, наклоненные в разные стороны, вращать с постоянным угловым шагом, то точки пересечения образуют искомую сеть.

Существует также проекционный способ формирования сеток куполов произвольной формы. Построив сетку для простых поверхностей (плоских, сферических), можно затем спроектировать ее на заданную поверхность или параллельными лучами, или исходящими из некоторой точки, не лежащей на указанных поверхностях. Полученные сетки можно подвергать дополнительному дроблению. Надо иметь в виду, что подобные сетки дают большое число типоразмеров стержней и узлов.

Сетчатые купола, так же как цилиндрические оболочки, могут быть односетчатыми и двухсетчатыми. В последнем случае они обладают повышенной жесткостью и несущей способностью.



а *б* *в*

Рис. 19.14. Формирование геодезической сети на основе икосаэдра (двенадцатигранника): *а* — базовая сеть (20 граней); *б* — однократное деление (80 граней); *в* — трехкратное деление (320 граней)

[1] Разработаны Р. Б. Фуллером (США).

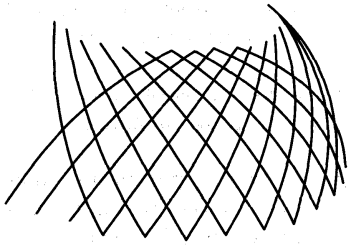


Рис. 19.15. Способ наклонных образующих

Стержни сетчатых куполов большей частью выполняют из труб. Узловые элементы изготовляют в виде штампованных фасонок, шаровых вставок и других форм, подобных узлам плоских структур (см. рис. 19.4, *а—в*, *е*).

В несущую систему куполов может быть включена ограждающая конструкция, состоящая из стальных или алюминиевых листов. В настоящее время расчет сетчатых куполов производится с помощью ЭВМ.

В практике мирового строительства известны следующие примеры сетчатых куполов: выставочный павильон в г. Брно, перекрытый куполом с сеткой Чебышева диаметром 95 м, выполненный по проекту Ф.Ледерера в 1959 г. (см. рис. 19.10, *г*); купол аналогичной системы диаметром 92 и высотой 15 м, возведенный над стадионом в Малайзии[1] в 1984 г., в нем использованы узловые элементы типа, показанного на рис. 19.4, *б*; купол с геодезической сеткой диаметром 60,9 м, возведенный над выставочным павильоном в Москве. Самый большой купол в мире диаметром 207,3 и высотой 32 м, имеющий сетчатую структуру, был построен в 1974 г. в Новом Орлеане (США)[2].

19.4.3. Панельные купола. Переход от ребристого купола к сетчатому с включением в работу сетки элементов кровельного ограждения несет в себе идею «размазывания» материала по поверхности покрытия, идею деконцентрации материала.

В металлических куполах при высокой прочности конструкционного материала эта тенденция обостряет проблему устойчивости куполов (местной и общей). Однако выгоды от совмещения несущих и ограждающих конструкций толкают инженеров к поиску компромиссных оптимальных решений. Примером может служить конструкция панельного купола (см. рис. 19.10, *д*).

Купол собирается из гнутых либо гнутоштампованных элементов (панелей), выполненных из стальных либо алюминиевых листов толщиной от 2 до 4 мм (см. рис. 19.10, *е*). По контуру панелей делается отбортовка, с помощью которой панели могут соединяться на монтаже болтами. За счет перегиба листов панель приобретает изгибную же-

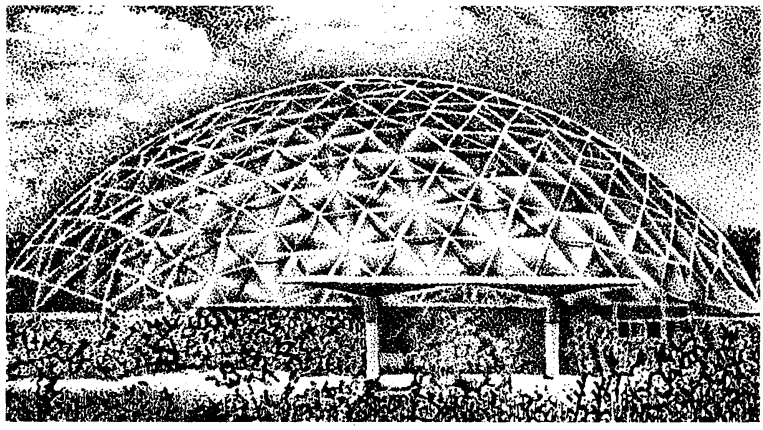


Рис. 19.16. Панельно-сетчатый купол над зданием аудитории (Гавайи)

[1] Сетчатый сферический купол покрытия стадиона в Малайзии // Acier. — 1984. — № 2.
[2] Крытый стадион многоцелевого назначения // Acier. — 1974. — № 3.

сткость, необходимую для обеспечения общей устойчивости купола. Одновременно ребра панели ограничивают размеры плоских тонкостенных сегментов, обеспечивая их местную устойчивость при сжатии.

Ребра соединенных панелей на поверхности купола образуют рисунок, аналогичный рисунку сетчатого купола, поэтому поиск геометрической формы панели решается аналогичными методами.

Для увеличения жесткости и несущей способности купола между вершинами панелей можно поставить стержни, которые в совокупности образуют дополнительную сетку. Такие сетки можно формировать как на внешней, так и на внутренней поверхности купола. Подобную конструктивную форму можно отнести к разряду комбинированных и назвать *панельно-сетчатым куполом*.

В практике строительства имеются примеры таких куполов диаметром[1] свыше 100 м. На рис. 19.16 приведен пример панельно-сетчатого купола диаметром 44 м со стрелой подъема 15 м. Он имеет сферическую форму и образован из алюминиевых ромбовидных панелей, выгнутых по цилиндрической поверхности. Короткие диагонали ромбов замкнуты трубчатыми распорками, которые в совокупности образуют сетку, состоящую из шестиугольников. Всего для купола потребовалось изготовить 575 панелей десяти различных типоразмеров.

---

[1] Sleicht P. Union dome // Compressed Air Magazine. — 1959. — № 1.

ГЛАВА 20

ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

20.1. Общие сведения

Висячими называются покрытия, в которых основные элементы пролетной несущей конструкции работают на растяжение. В растянутых элементах наиболее полно используются высокопрочные материалы, поскольку их несущая способность определяется прочностью, а не устойчивостью. Во многих осуществленных покрытиях несущая конструкция выполнена из стальных канатов-тросов, свитых из высокопрочной проволоки (σ_u = 1200...2400 МПа). Работа на растяжение, позволяющая полностью использовать всю площадь сечения каната, и высокая прочность материала приводят к тому, что вес несущей конструкции относительно мал и эффективность применения висячих конструкций возрастает с увеличением пролета.

Ряд висячих покрытий выполнен в виде стальных оболочек-мембран, работа которых на растяжение в двух направлениях делает их также достаточно легкими [2].

Таким образом, висячие конструкции покрытий являются одной из наиболее перспективных конструктивных форм для применения новых высокопрочных материалов.

К преимуществам висячих покрытий следует отнести их хорошую транспортабельность (так как они не имеют крупногабаритных элементов) и возможность монтажа без подмостей.

Однако сооружение висячих покрытий имеет свои трудности, от удачного преодоления которых зависит эффективность покрытия в целом.

Висячие системы — системы распорные, и для восприятия распора (горизонтальной составляющей тяжения тросов или оболочки) необходима специальная опорная конструкция, стоимость которой может составлять значительную часть стоимости всего покрытия. Желание уменьшить стоимость опорной конструкции путем повышения эффективности ее работы приводит к созданию покрытий круглой, овальной и других непрямоугольных форм плана, которые плохо согласуются с современной планировкой производственных зданий: в этом одна из причин редкого применения висячих покрытий для производственных зданий.

К особенностям висячих покрытий относится их повышенная деформативность. Это вызвано тем, что модуль упругости E витых тросов меньше, чем у прокатной стали, и составляет лишь $(1{,}5...1{,}8)10^5$ МПа, а область упругой работы высокопрочного материала значительно больше, чем у обычной стали. Таким образом, относительная деформация троса в упругой стадии работы $\varepsilon = \sigma / E$ получается в несколько раз больше, чем у элементов из обычной стали.

Повышенная деформативность висячих покрытий определяется также тем, что большинство висячих покрытий относится к системам, геометрически изменяемым, типа провисающей гибкой нити или *мгновенно-жестким* (частный случай геометрически изменяемых систем), и их очертание зависит от распределения нагрузки по пролету — по «веревочной» кривой.

Уравнение равновесия таких систем имеет следующий вид:

$$H(d^2y/dx^2) - q(x) = 0, \qquad (20.1)$$

где H — распор — горизонтальная составляющая тяжения нити; d^2y/dx^2 — приближенное значение кривизны нити; $q(x) = (g + p)$ — внешняя нагрузка (g— постоянная, p — временная).

Из рассмотрения этого уравнения нетрудно заметить, что изменение интенсивности нагрузки, не влияя на начальное очертание нити, будет изменять лишь величину распора в ней, а изменение распределения нагрузки по пролету нити вызовет соответствующие изменения ее кривизны и очертания нити, т.е. неупругие перемещения нити, называемые *кинематическими*.

Таким образом, эти системы работают упруго лишь на равновесные нагрузки (обычно равномерно распределенные, например, собственная масса покрытия), а при действии неравновесных временных нагрузок (обычно неравномерно распределенных по покрытию) в них помимо упругих появляются еще и кинематические перемещения.

Чтобы уменьшить кинематические перемещения, висячие покрытия часто проектируют со специальными стабилизирующими устройствами и предварительно напрягают; необходимость проведения дополнительных конструктивных мероприятий несколько снижает эффективность применения висячих систем покрытий.

Повышенная деформативность висячих покрытий затрудняет их применение в зданиях с крановым оборудованием. Необходимость устройства специальной опорной конструкции и повышенная деформативность серьезно сдерживают применение висячих покрытий в производственных зданиях; современные висячие покрытия в настоящее время применяются в основном для общественных зданий и спортивных сооружений больших пролетов [2]. Большое разнообразие висячих покрытий по принципу их работы можно свести к нескольким основным типам, рассмотренным ниже.

Висячие покрытия, как правило, рассчитываются на ЭВМ шаговым методом с учетом нелинейности их деформации. Расчет покрытий приходится вести несколько раз, так как наибольшие осевые усилия в покрытии и опорной конструкции обычно получаются при полном загружении покрытия временной нагрузкой, а наибольшие прогибы покрытия и изгибающие моменты в опорной конструкции — при частичном загружении покрытия. Более подробно о компоновке, расчете и конструировании см. в [2]. Конструктивные решения приведены в альбомах Н.М.Кирсанова[1].

20.2. Однопоясные системы с гибкими нитями

Примером таких систем могут служить покрытие гаража в Красноярске пролетом 78 м (рис. 20.1, *а*) и покрытие рынка в Бауманском районе Москвы диаметром 80 м (рис. 20.1, *б*). Оба покрытия представляют собой предварительно напряженные железобетонные оболочки, работающие на растяжение. Напряженной арматурой в них является система из гибких нитей, на которые во время монтажа укладывают сборные железобетонные плиты. В качестве гибких нитей обычно используют тросы или арматурные стержни. Напряжение оболочки осуществляют одним из следующих способов:

замоноличиванием швов между плитами расширяющимся бетоном;

натяжением тросов после укладки плит пригрузкой их специальной нагрузкой или домкратами с последующим замоноличиванием швов.

После твердения бетона замоноличивания пригруз снимают, тросы обжимают железобетонные плиты и образовавшаяся железобетонная оболочка получает предварительное напряжение сжатия, позволяющее ей воспринимать растягивающие напряжения от внешних нагрузок и обеспечивающее общую жесткость конструкции. Несущая же способность оболочки обеспечивается работой тросов на растяжение. В покрытиях прямоугольного плана (см. рис. 20.1, *а*) распор нитей воспринимает опорная конструкция из оттяжек и анкеров, закрепленных в грунте; в покрытиях круглого плана (рис. 20.1, *б*) распор передается на наружное (сжатое) железобетонное кольцо, лежащее на колоннах, и внутреннее (растянутое) металлическое кольцо. Стрела провеса нитей таких покрытий обычно составляет $f = (1/10 \ldots 1/20)l$; оболочки являются пологими.

---

[1] *Кирсанов Н.М.* Висячие и вантовые конструкции. — М.: Стройиздат, 1981.

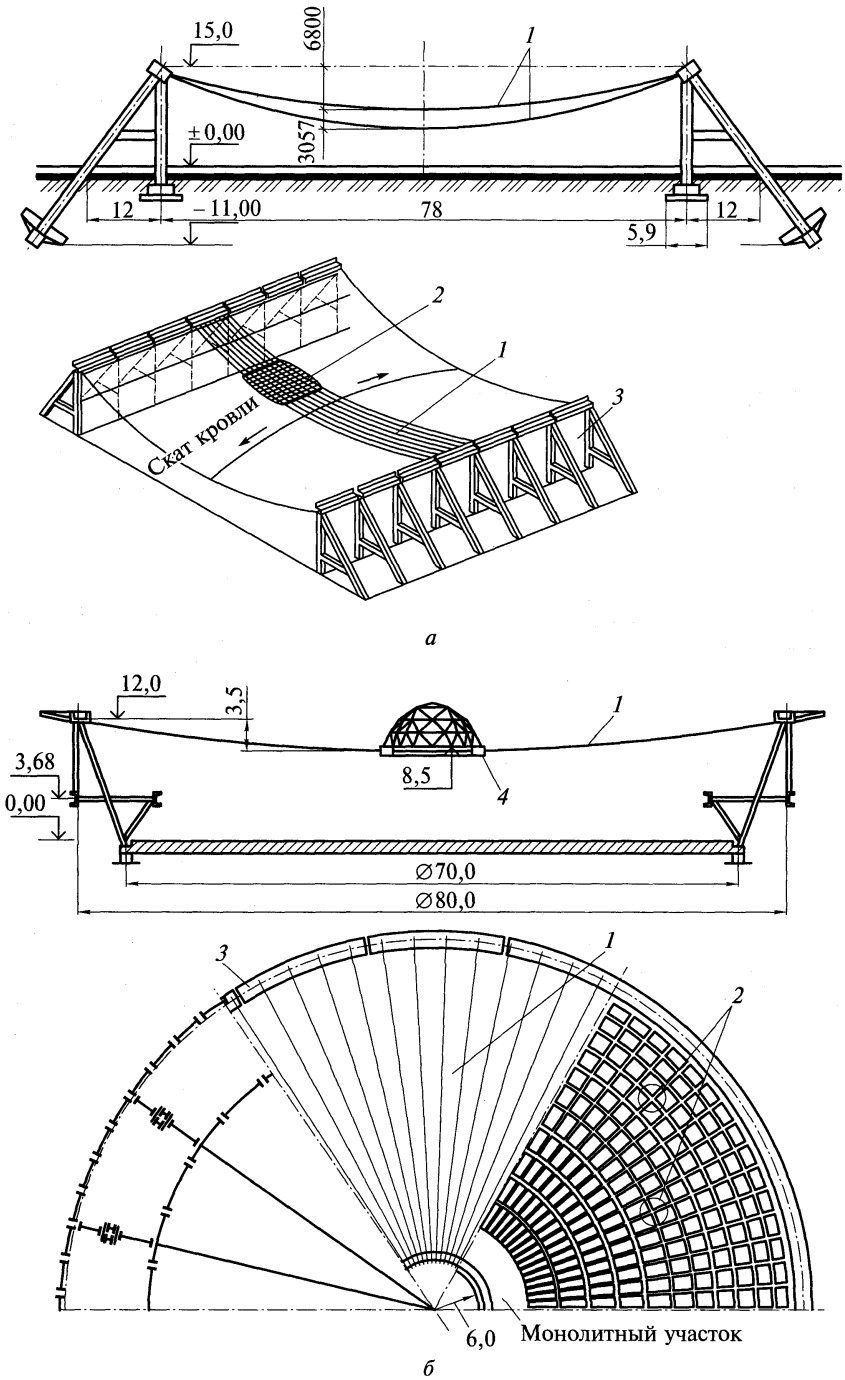


Рис. 20.1. Однопоясные системы покрытий гибкими нитями:

а — на прямоугольном плане; *б* — на круглом плане; *1* — стальные несущие стержни; *2* — железобетонные плиты; *3* — опорная конструкция; *4* — среднее металлическое кольцо

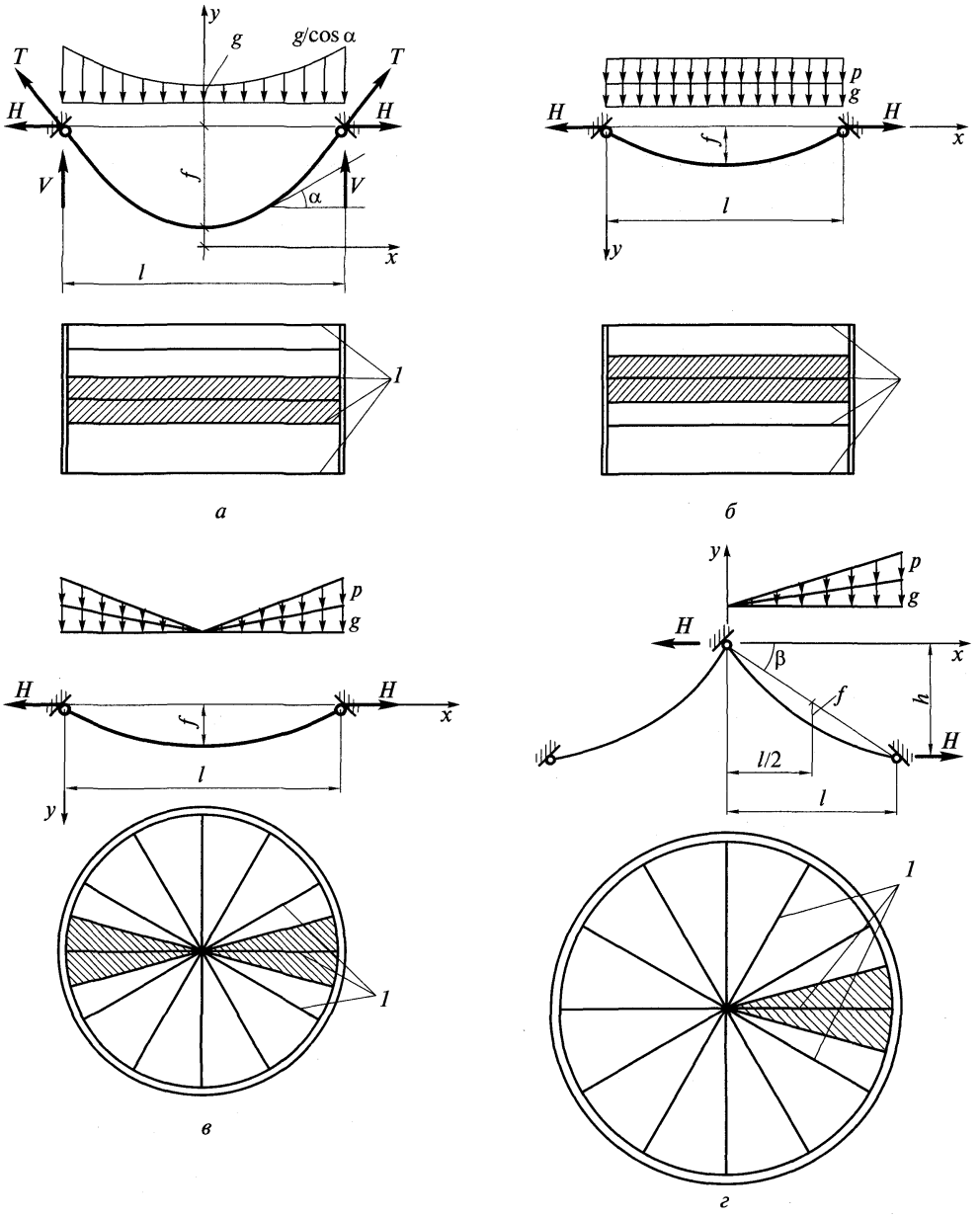


Рис. 20.2. Равномерное нагружение покрытий и расчетные схемы нитей (*1*):

а — нагружение собственным весом нити; *б* — прямоугольное покрытие; *в* — круглое покрытие; *г* — шатровое покрытие

Сечение нитей покрытия (рис. 20.2) определяют по монтажной нагрузке, когда покрытие полностью равномерно загружено собственным весом конструкции и пригрузом (до схватывания бетона в процессе замоноличивания). В этом случае нити работают раздельно (связность их в центре круглого покрытия не сказывается на их работе), и распор в них можно определять без учета их деформаций:

$$H = M_б / f, \tag{20.2}$$

где $M_б$ — балочный момент от расчетной нагрузки; f — стрела провеса нити в том же сечении. Наибольшее усилие в нити будет на опоре

$$T = \sqrt{H^2 + V^2}, \tag{20.3}$$

где V — балочная опорная реакция.

Прогиб нити в середине пролета приближенно можно определить:

при действии равномерно распределенной по длине нити временной нагрузки

$$f - f_0 = W = (3/128)(m^2 pl^4 / EAf_0^2), \tag{20.4}$$

где $m = L/l = 1 + (8/3)(f_0/l)^2$;

при действии нагрузки, распределенной по двум треугольникам с вершинами на опорах (для круглых покрытий):

$$W = (5/864)(m^2 pl^4 / EAf_0^2), \tag{20.5}$$

где $m = L/l = 1 + (18/5)(f_0/l)^2$.

Уточненные решения получаются с применением ЭВМ.

20.3. Однопоясные системы с изгибно-жесткими нитями

В покрытиях этой системы в качестве несущих элементов обычно используют криволинейные двутавры или фермы, хорошо работающие как на растяжение, так и на изгиб. Их называют *изгибно-жесткими нитями*. Под действием внешней нагрузки они работают на растяжение с изгибом, причем для уменьшения изгиба от постоянной нагрузки кривую их провеса принимают по веревочной кривой от этой нагрузки или на время монтажа устраивают в них временные шарниры, превращая их в гибкую нить. Перед завершением строительства временные шарниры замыкают, и на временные нагрузки они работают как изгибно-жесткие нити. При действии неравномерно распределенной нагрузки изгибно-жесткие нити начинают сильно сопротивляться местному изгибу от кинематических перемещений, чем значительно уменьшают деформативность всего покрытия. Деформации опор также вызывают в них дополнительные изгибающие моменты.

Уравнение равновесия изгибно-жестких нитей имеет следующий вид:

$$H \frac{d^2(y+w)}{dx^2} + EI \frac{d^4 w}{dx^4} - q(x) = 0. \tag{20.6}$$

Это уравнение отличается от уравнения (20.1) только одним членом, учитывающим изгибную жесткость нити. Критерием влияния изгибной жесткости нити может служить параметр

$$u = (l/2)\sqrt{H/EI}. \tag{20.7}$$

При $u > 3$ влияние изгибной жесткости на распор в нити становится незначительным.

Примером покрытия с изгибно-жесткими нитями может служить покрытие Олимпийского плавательного бассейна в Москве (рис. 20.3). Овальное в плане здание размером 126×104 м перекрыто фермами, изогнутыми по квадратной параболе, расположенными параллельно друг другу с шагом 4,5 м и шарнирно прикрепленными к наклонным железобетонным аркам.

Сами фермы имеют стрелу провеса $(1/6)l$, высоту сечения 2,5 м, верхний пояс из швеллера № 40, нижний — из швеллера № 20 и решетку из уголков. По фермам уложены профилированный настил, утеплитель и гидроизоляция. Во время монтажа ферм узлы нижнего пояса были не замкнуты и верхний пояс работал как гибкая нить. Только после нагружения ферм постоянной нагрузкой узлы нижнего пояса были замкнуты, и фермы начали работать как изгибно-жесткие нити.

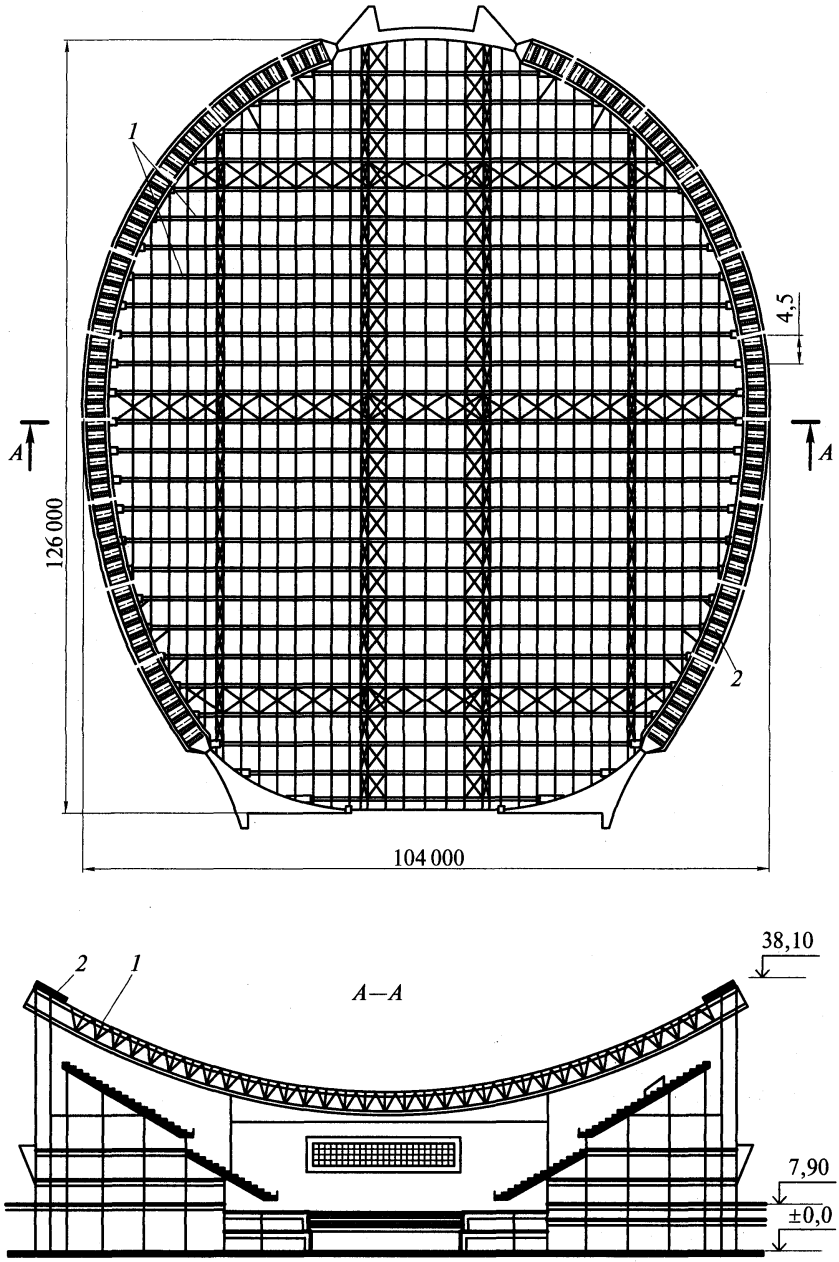


Рис. 20.3. Покрытие изгибно-жесткими нитями:
1 — висячие фермы; *2* — опорная конструкция

Покрытие имеет систему горизонтальных и вертикальных связей, которые препятствуют взаимным перемещениям ферм и придают некоторую пространственность работе покрытия.

Расчет изгибно-жестких нитей на действие произвольной нагрузки с учетом податливости опор приведен в [2].

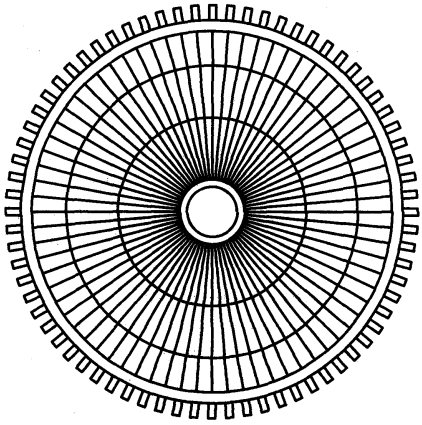
Существенным преимуществом системы является возможность устройства легкой кровли и отсутствие необходимости в предварительном напряжении, что значительно облегчает как сами несущие, так и опорные конструкции.

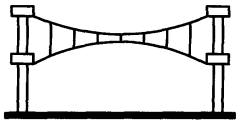
Покрытия этого типа были осуществлены также над плавательными бассейнами в Харькове и Вильнюсе.

20.4. Двухпоясные системы

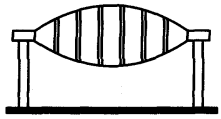
Примером применения двухпоясной системы может служить покрытие Дворца спорта «Юбилейный» в Петербурге (рис. 20.4. *а*). Круглое здание диаметром 93 м перекрыто 48 радиально расположенными двухпоясными элементами и поверху покрыто металлическими щитами с утеплителем и гидроизоляцией. Тросы поясов системы в середине покрытия закреплены в двух растянутых металлических кольцах, а по краям несущие пояса прикреплены к верху металлических колонн, а стабилизирующие пояса — к железобетонному кольцу, лежащему на консолях и прикрепленному к колоннам. Пояса в пролете соединены между собой трубчатыми распорками и в процессе возведения покрытий предварительно напряжены. Стрелы провеса поясов равны $f_н = 1/20l$ и $f_с = 1/30l$, где l — диаметр покрытия.

В покрытиях подобного типа имеются две системы поясов: *несущие пояса*, имеющие выгиб вниз, и *стабилизирующие пояса*, имеющие выгиб вверх. Это делает систему мгновенно-жесткой, способной воспринимать нагрузки, действующие в двух различных направлениях (собственная масса покрытия и снег, действующие вниз, вызывают в несущем поясе растяжение, а в стабилизирующем — сжатие и отсос ветра, действую-

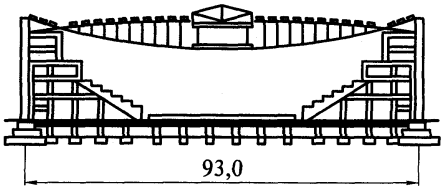




б



в



а

Рис. 20.4. Двухпоясные системы покрытий:
а — покрытие Дворца спорта «Юбилейный»; *б* и *в* — два способа размещения несущих и стабилизирующих поясов друг относительно друга

щий вверх и вызывающий усилия в поясах обратного знака), независимо от жесткости кровли.

Поэтому в большинстве покрытий данного типа применялась легкая кровля (обычно щитовая, из оцинкованных металлических листов с утеплителем и гидроизоляцией).

Чтобы обеспечить работоспособность гибких стабилизирующих поясов покрытия на сжатие, система предварительно напрягается, причем предварительное растяжение стабилизирующих поясов должно быть больше возможного сжатия в них же от временной нагрузки.

Большое влияние на экономическую эффективность системы оказывает способ размещения несущих и стабилизирующих поясов. При размещении несущих поясов над стабилизирующими (рис. 20.4, *б*) они соединены между собой легкими растяжками, которые потребуют для своего устройства очень мало металла. Однако в этом случае для каждой системы поясов приходится делать свой самостоятельный опорный контур. При размещении стабилизирующих поясов над несущими (рис. 20.4, *в*) опорный контур для обеих систем поясов может быть общим, и расход материала на его устройство будет минимальным. Однако в этом случае сжатые стойки, соединяющие обе системы поясов, потребуют большего расхода металла из-за необходимости обеспечения их устойчивости.

Удачное решение представлено на рис. 20.4, *а*, когда сжатые стойки короткие, а распор двух систем поясов воспринимается одним сжатым железобетонным кольцом и работой колонн на изгиб как консольных балок, опертых внизу на фундамент, а вверху — на железобетонное горизонтальное кольцо.

Определение усилий в поясах системы при действии на нее внешней равномерно распределенной вертикальной нагрузки p приближенно можно вести в предположении распределения этой нагрузки между поясами пропорционально их условным моментам инерции Af^2.

Распор несущего пояса

$$H_н = H_{н0} + M^0(p_н)/f_н. \tag{20.8}$$

Остаточный распор стабилизирующего пояса

$$H_с = H_с^п - M^0(p_с)/f_с, \tag{20.9}$$

где $H_{н0} = H_н^п + M^0(g)/f_н$ — начальный распор в несущем поясе; $H_н^п$ — распор предварительного напряжения в несущем поясе; $M^0(g)$ — балочный момент от собственного веса системы; $M^0(p_н)$ — балочный момент от части внешней нагрузки $p_н = p - p_с$ воспринимаемой несущим поясом; $p_с = (\alpha_1 p)/(1 + \alpha_1)$ — часть внешней нагрузки, воспринимаемая стабилизирующим поясом; $\alpha_1 = (m_н^2/m_с^2)(A_с f_с^2/A_н f_н^2)$ — коэффициент распределения нагрузки между поясами; $A_н, f_н, A_с, f_с$ — площади сечения и провесы несущего и стабилизирующих поясов; $m_н = L_н/l_н$; $m_с = L_с/l_с$ — отношения длин поясов к пролету системы; $H_с^п = H_н^п f_н/f_с$ — распор предварительного напряжения в стабилизирующем поясе; $M^0(p_с)$ — балочной момент от части внешней нагрузки $p_с$, воспринимаемой стабилизирующим поясом, вызывающей в нем сжимающие усилия и уменьшающей его предварительное растяжение.

Величину предварительного напряжения системы надо назначать так, чтобы остаточное растягивающее усилие в стабилизирующем поясе при действии расчетной нагрузки p было положительным $H_с > 0$.

Прогиб системы от временной нагрузки p можно приближенно определить по формуле

$$w = kpl^4/[(1 + \alpha_1)EA_н f_н^2], \tag{20.10}$$

где $k = 3/128$ при равномерно распределенной нагрузке и $k = 5/864$ при нагрузке по двум треугольникам (для круглых покрытий).

Более подробно о расчете двухпоясных систем см. в [2].

20.5. Седловидные напряженные сетки

Покрытие *седловидными сетками* применяется для постоянных зданий и временных сооружений. Примерами постоянных сооружений с такими покрытиями могут служить Рэлей-арена в США (рис. 20.5), возведенная в 1953 г. и давшая мощный толчок развитию висячих покрытий, и Дворец культуры и спорта в Варне (рис. 20.6), а примером временного сооружения — покрытие Олимпийского стадиона в Мюнхене (рис. 20.7).

Покрытие Рэлей-арены представляет собой сетку из тросов размером 92×97 м, закрепленную по краям в двух наклонных железобетонных арках. Сама сетка двоякой кривизны состоит из системы несущих (выгнутых вниз) тросов и взаимно перпендикулярной ей системы стабилизирующих (выгнутых вверх) тросов, образующих квадратные ячейки размером 1,93×1,93 м, по которым уложено легкое покрытие из металлических щитов с утеплителем и гидроизоляцией. Стрелы провеса главных (проходящих через середину покрытия) несущих и стабилизирующих тросов составляет около $^1/_{10}$ их пролета.

Круглое покрытие зала в Варне, имеющее диаметр 80 м, так же перекрыто сеткой двоякой кривизны из тросов, которые закреплены в железобетонном кольце, опирающемся на наклонные железобетонные опоры. Тросы расположены на расстоянии 1,5 м друг от друга, образуя ячейку 1,5×1,5 м, и на них опираются плиты покрытия с утеплителем и гидроизоляцией. Стрелы провеса для несущих тросов составляют $^1/_{17}$ их пролета, а для стабилизирующих — $^1/_{30}$ пролета.

Покрытие над трибунами в Мюнхене представляет собой совокупность отдельных ячеек из тросовых сеток двоякой кривизны, подвешенных к специальным трубчатым

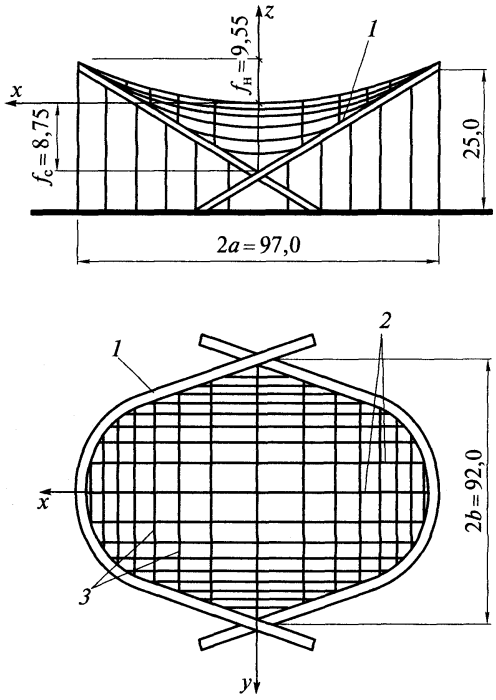


Рис. 20.5. Покрытие Релей-арены:

1 — железобетонные арки; *2* — несущие тросы; *3* — стабилизирующие тросы

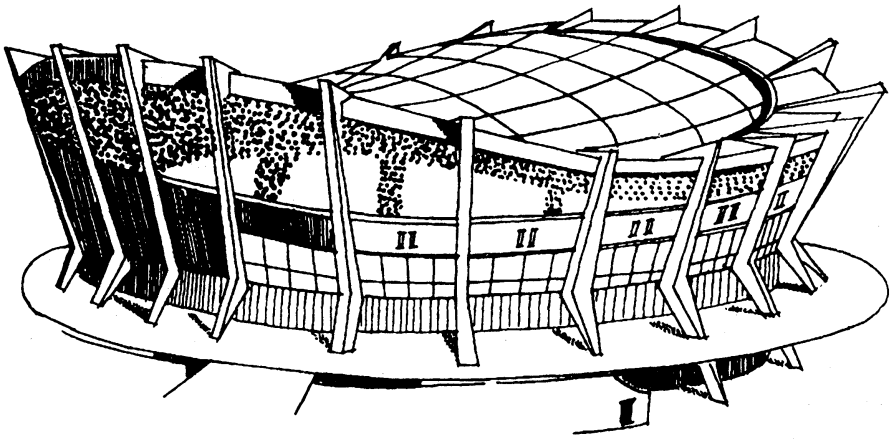


Рис. 20.6. Покрытие зала в Варне (Болгария)

столбам с оттяжками. Все сетки напрягаются одним тросом-подбором, проходящим по краю сеток. К сеткам прикреплены щиты из светопрозрачного пластика.

Сетки покрытий, имеющие выгнутые вниз несущие тросы и выгнутые вверх стабилизирующие тросы, располагаются по поверхности двоякой кривизны (для постоянных сооружений чаще всего по поверхности гиперболического параболоида); такая форма поверхности позволяет предварительно напрягать сетку. Сетка двоякой кривизны по своей геометрической связности является мгновенно-жесткой системой и подобно двухпоясным системам для устойчивой работы стабилизирующих тросов требует предварительного напряжения. Расстояние между смежными параллельными тросами сетки зависят от конструкции кровли. В легких сооружениях, покрытых пленкой или брезентом, оно не должно превышать 1 м во избежание образования больших водяных мешков.

Форма плана покрытия может быть весьма разнообразной, но в постоянных сооружениях сетку чаще всего закрепляют на две наклонные железобетонные параболические арки или опорное кольцо сложной конфигурации, которые и воспринимают тяжение сетки покрытия.

Во временных сооружениях сетка часто окаймляется более мощным тросом-подбором, который (работая на растяжение) служит опорной конструкцией сетки.

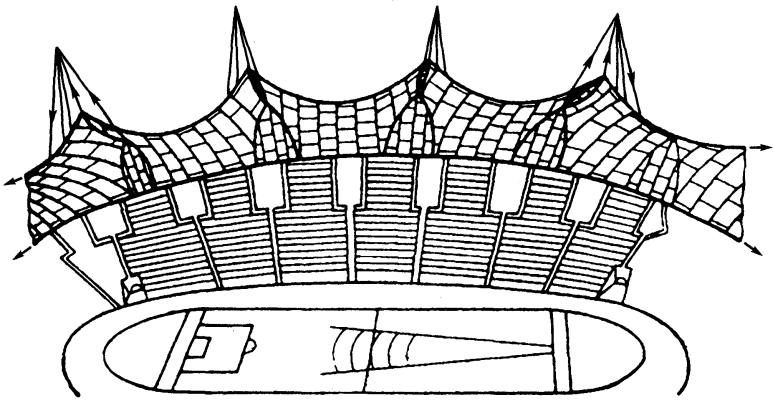


Рис. 20.7. Покрытие сетками Олимпийского стадиона в Мюнхене

Работа сетки при действии внешней нагрузки подобна работе двухпоясной системы, т.е. внешняя нагрузка увеличивает начальные растягивающие усилия в несущих тросах и уменьшает начальное растяжение в стабилизирующих. На работу сетки оказывает большое влияние деформация опорной конструкции, уменьшающая предварительное напряжение сетки и увеличивающая ее прогибы.

Поверхность сетки в постоянных сооружениях, где значительные постоянные нагрузки равномерно распределены по поверхности покрытия, рекомендуется принимать в форме гиперболического параболоида (гипара) по уравнению

$$z = f_{\text{н}}\left(\frac{x}{a}\right)^2 - f_{\text{с}}\left(\frac{y}{b}\right)^2, \qquad (20.11)$$

где $f_{\text{н}}$ и $f_{\text{с}}$ — соответственно стрелки провеса средних несущих и стабилизирующих нитей (см. рис. 20.5); a и b — соответственно полупролеты этих нитей.

Выбор поверхности в форме гипара обеспечивает примерное равенство усилий во всех нитях каждого семейства при равномерном нагружении покрытия, а следовательно, и равенство сечения тросов.

В свою очередь выбор параболических арок в качестве опорной конструкции обеспечивает минимальные изгибающие моменты в них от одинаковых тяжений несущих нитей покрытия, а следовательно, и минимальные деформации самой опорной конструкции, что весьма благоприятно отражается на работе всего покрытия.

Приближенный расчет напряженной сетки, имеющей форму гипара и закрепленной в недеформируемом опорном контуре, на действие внешней равномерно распределенной по покрытию нагрузки можно вести аналогично двухпоясным системам исходя из пропорционального распределения нагрузки между несущими и стабилизирующими тросами по всему покрытию.

Более подробно расчет и конструкция рассмотрены в [2]. Седловидными сетками в настоящее время покрыты многие постоянные и временные сооружения как в России, так и за рубежом.

20.6. Металлические оболочки-мембраны

В последние годы среди висячих систем покрытий широкое применение получили тонкостенные металлические оболочки-мембраны[1] (мембранами называются тонкие оболочки, в работе которых изгибными напряжениями можно пренебречь). Главными преимуществами этих систем являются совмещение несущей и ограждающей функций и индустриальность изготовления. Утеплитель и гидроизоляцию кровли в таких системах укладывают непосредственно на несущую оболочку, не применяя кровельных плит.

Изготовленные на заводе полотнища оболочки доставляют на строительство в виде рулонов, из которых на месте собирают всю оболочку без применения лесов. Примерами таких покрытий могут служить Олимпийский стадион (рис. 20.8) и велотрек (рис. 20.9) в Москве[2].

Олимпийский стадион возводился путем последовательного устройства периферийного опорного кольца и навешивания гибких радиальных ферм, служивших во время монтажа «постелью» для укладки полотнищ чашеобразной оболочки и скрепления полотнищ между собой высокопрочными болтами. В готовом покрытии фермы работают вместе с оболочкой, увеличивая ее жесткость при действии неравномерных нагрузок.

---

[1] Мембранные конструкции зданий и сооружений: Справ. пособие. Ч. 1, 2 / Под ред. В.И.Трофимова и П.Г.Еремеева. — М: Стройиздат, 1990.

[2] *Дыховичный Ю.А.* Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады-80 в Москве. — М.: Стройиздат, 1982.

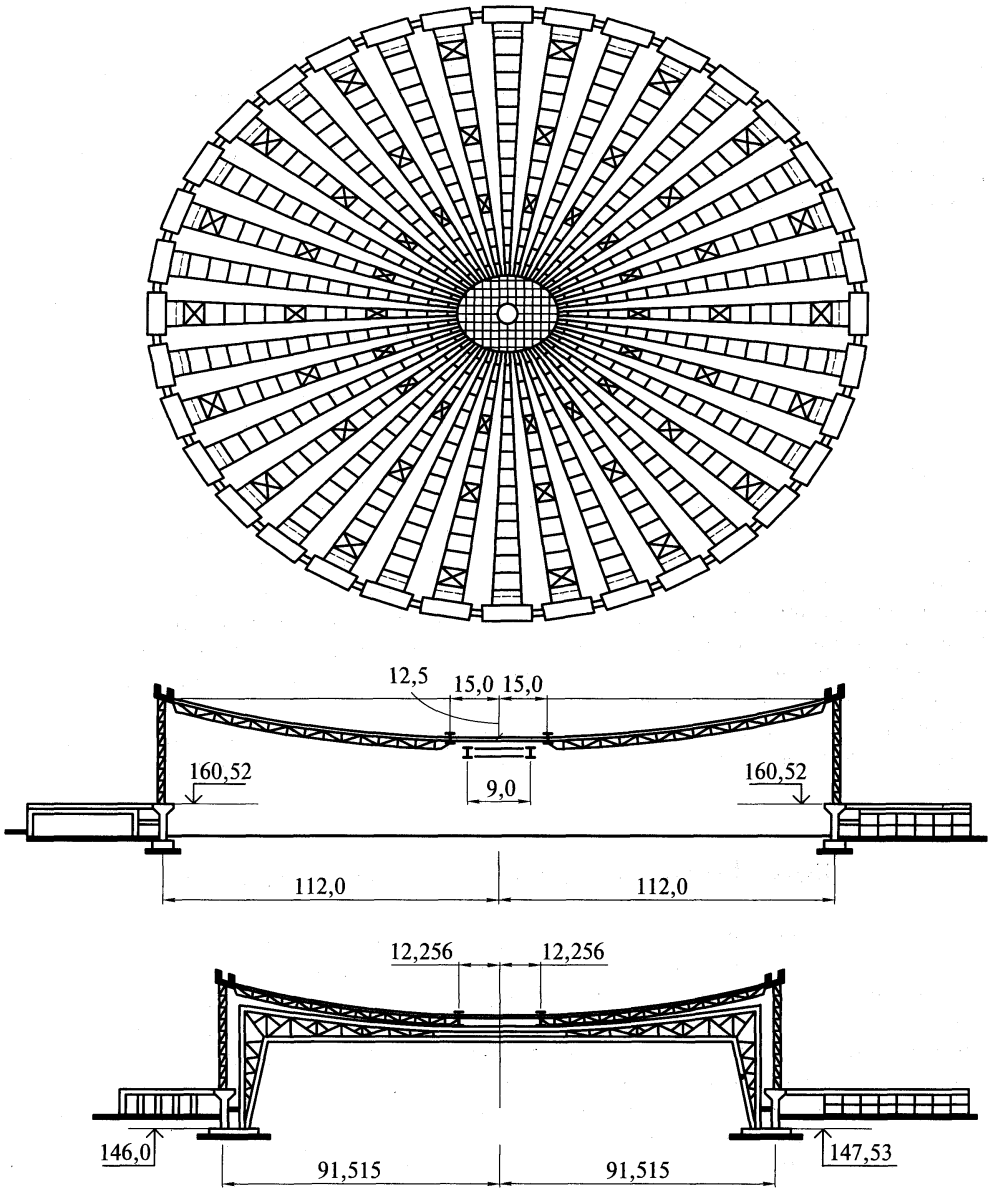


Рис. 20.8. Покрытие чашеобразной мембраной универсального стадиона в Москве

Покрытие велотрека осуществлено двумя металлическими мембранами отрицательной гауссовой кривизны, внутренне стабилизированными (могущими воспринимать давление и отсос ветра, т.е. вертикальную нагрузку противоположных направлений, не меняя своей формы). Каждая из мембран прикреплена к двум металлическим аркам коробчатого сечения, а «постелью» для укладки и скрепления между собой полотнищ мембраны служили металлические полосы, провисающие вниз, и перпендикулярно расположенные гнутые швеллеры, выгнутые вверх. Рулоны мембраны раскатывались по выверенной сетке «постели» и приваривались к ней.

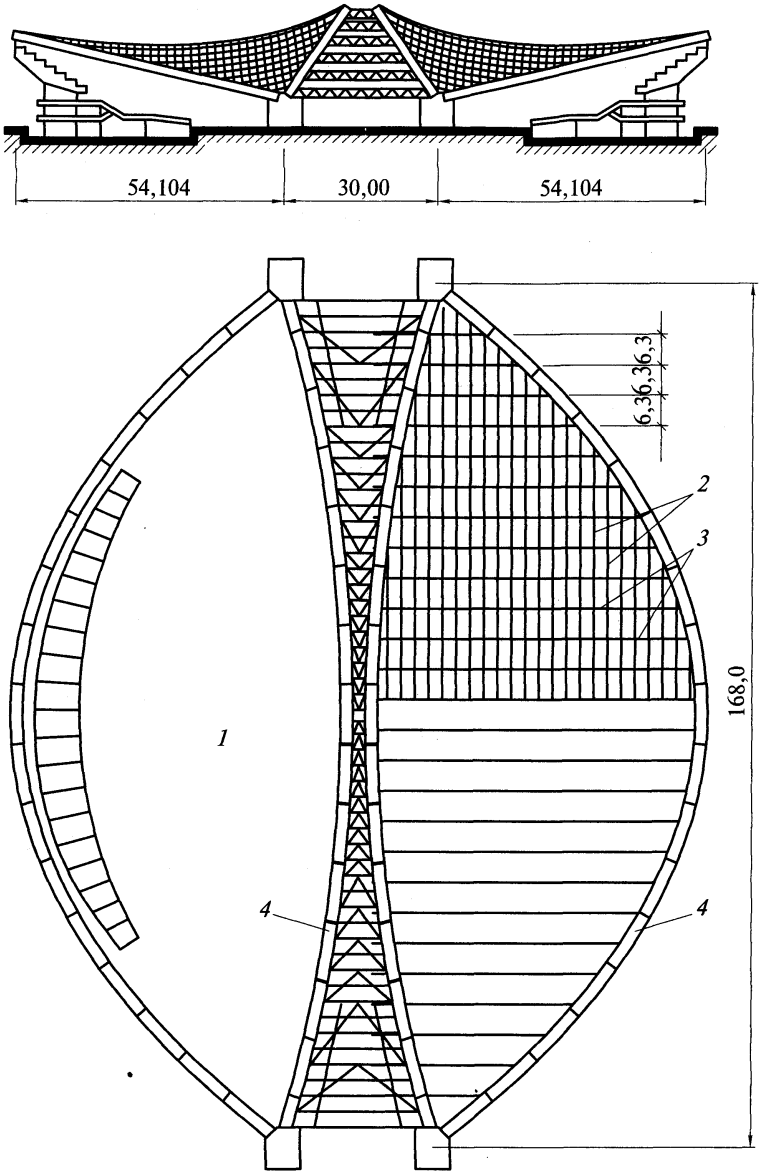


Рис. 20.9. Покрытие седловидными мембранами велотрека в Москве:
1 — металлическая мембрана; *2, 3* — элементы постели; *4* — металлические арки

Форма оболочек может быть весьма разнообразной. Существуют покрытия цилиндрическими, коническими, сферическими, чашеобразными, седловидными и шатровыми оболочками. Работают они, естественно, по-разному, но пространственность их работы, присущая всем формам оболочек, делает их работу весьма выгодной и позволяет применять листы толщиной 2—5 мм.

Определение усилий в чашеобразной оболочке вращения, прикрепленной по периметру к недеформируемому кольцу и нагруженной равномерно распределенной на-

грузкой, может быть выполнено приближенно по безмоментной линейной теории (рис. 20.10).

Поверхность мембраны принимают по уравнению квадратичного параболоида вращения:

$$z = f(x/a)^2 + f(y/a)^2. \qquad (20.12)$$

Геометрические параметры мембраны определяют следующим образом. Радиус меридиана находят из приближенного уравнения кривизны поверхности в вертикальной плоскости $x - z$:

$$r_1 \approx 1/z''.$$

Радиус кривизны в кольцевом направлении

$$r_2 = x/\sin\varphi,$$

где $z'' = d^2z/dx^2 = 2f/a^2$;

$$\sin\varphi = \frac{\mathrm{tg}\varphi}{\sqrt{1+\mathrm{tg}^2\varphi}};$$

$$\cos\varphi = \frac{1}{\sqrt{1+\mathrm{tg}^2\varphi}}.$$

Меридиональное усилие N_1 определяют из условия равенства суммы вертикальных проекций меридиональных усилий, действующих на нижнюю отсеченную горизонтальной плоскостью часть оболочки, внешней нагрузке G, действующей на нее:

$$2\pi x N_1 \sin\varphi = G = \pi x^2 q,$$

откуда

$$N_1 = qx/(2\sin\varphi). \qquad (20.13)$$

Пользуясь уравнением Лапласа, можно найти кольцевое усилие N_2, от действия нормальной к поверхности оболочки нагрузки $p = q\cos\varphi$,

$$N_1/r_1 + N_2/r_2 = p,$$

откуда

$$N_2 = (p - N_1/r_1)r_2. \qquad (20.14)$$

В [2] показано, что эта форма поверхности обеспечивает примерное равенство усилий в оболочке по всей ее поверхности, что дает возможность изготавливать ее из стального листа одинаковой толщины. Поэтому выбор формы поверхности и параметров оболочки имеет большое значение для обеспечения постоянства толщины оболочки по всей ее поверхности, что существенно упрощает ее изготовление.

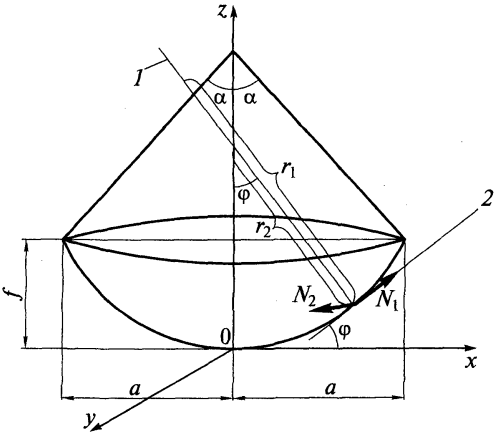


Рис. 20.10. Расчетная схема оболочек вращения:

1 — нормаль; *2* — касательная

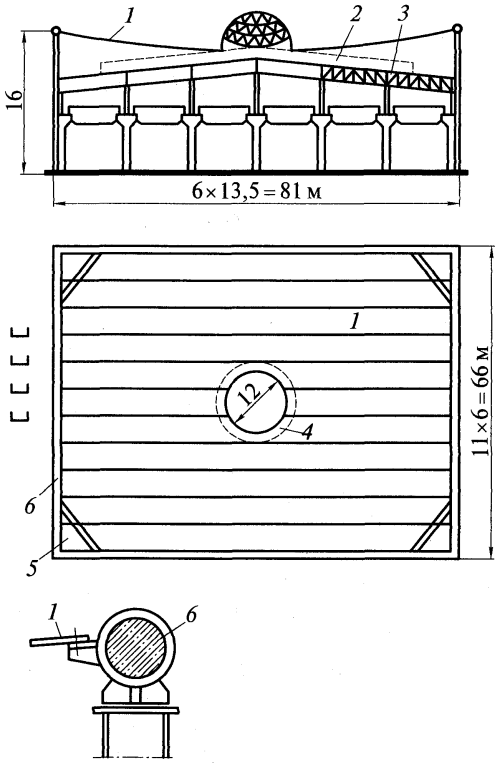


Рис. 20.11. Замена покрытия провисающей мембраной:

1 — мембрана; *2, 3* — заменяемое покрытие; *4* — усиление мембраны у фонаря; *5* — вут усиления угла покрытия; *6* — трубобетонный опорный контур

Кроме того, желательно иметь непрерывное по всему периметру скрепление оболочки с опорным кольцом, так как это уменьшает изгибающие моменты в нем от действия неравномерных нагрузок. Кольцевые усилия в оболочке и опорном кольце взаимно противоположны по знаку, частично взаимодействуя, они уравновешивают друг друга.

Покрытия металлическими мембранами были использованы в трех олимпийских сооружениях в Москве, а также в Бишкеке, Петербурге, Братске и других городах.

Интересной и перспективной конструктивной формой явилась прямоугольная мембрана, примененная при реконструкции покрытия без остановки производства над одним из цехов завода в Москве[1] (рис. 20.11). На существующем покрытии летом (в отсутствие снеговой нагрузки) устанавливались специальные подмости. По ним раскатывались рулоны мембраны, которые сваривались между собой электрозаклепками, а затем сплошным швом. На опорах по периметру покрытия мембрана приваривалась к металлической трубе, заполненной бетоном. Труба, в свою очередь, с трех сторон опиралась на существующие кирпичные стены, а с четвертой — на специальные опоры. При монтаже мембрана выполнялась плоской, и ее провес в середине на 2 м обеспечивался при раскружаливании за счет ее собственного веса. После окончания монтажа мембраны старое покрытие демонтировалось. Для стабилизации мембраны и предохранения от коррозии на нее наносились слои бетона, утеплителя и гидроизоляции.

Особенность работы такого покрытия заключается в том, что свои цепные усилия мембрана передает главным образом в углы покрытия, которые для этого были усилены специальными вутами. Опорный контур при этом в середине пролета работает главным образом на сжимающие усилия, причем он может быть очень гибким (в покрытии $\lambda = 500$), так как его устойчивость в плоскости мембраны обеспечивается самой мембраной. Подробнее о работе и расчете подобных мембран см. в [2].

---

[1] *Людковский И. Г.* Опыт замены покрытия промышленного здания без остановки производства с применением висячей оболочки // Обзор, информ. Сер. VIII. Вып. 5. — М.: ЦНИИС, 1986.

ГЛАВА 21

СТАЛЬНЫЕ КАРКАСЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

21.1. Область применения и основные особенности многоэтажных зданий

Строительство многоэтажных зданий связано с продолжающимся ростом городского населения и стремлением к более рациональному использованию земли и сохранению природных зон вокруг городов, а также с сокращением затрат на строительство и эксплуатацию инженерных коммуникаций, транспортных и других систем городского обслуживания.

Основная область применения многоэтажных зданий — жилые дома и общественные здания различного назначения (для учреждений управления, коммунального хозяйства, науки и просвещения, проектных организаций, учреждений связи и др.). Расширяется строительство многоэтажных производственных зданий, лабораторий и инженерных корпусов[1]. Производственные здания обычно имеют высоту не более 9 этажей, лабораторные и инженерные корпуса — до 25 этажей, жилые и общественные здания могут быть еще выше.

Для многоэтажных зданий рационально разделение конструкций на несущие и ограждающие. Функции несущих конструкций выполняет каркас из высокопрочных материалов, а ограждающих — легкие стеновые панели с эффективными теплоизоляционными материалами. Такие конструкции высокоиндустриальны, что сокращает сроки возведения зданий и уменьшает размеры строительных площадок.

Материалы для каркасов многоэтажных зданий выбирают на основе технико-экономического анализа с учетом конкретных условий строительства. Каркасы могут быть железобетонными, стальными и смешанными, причем с повышением этажности здания целесообразность применения стального каркаса увеличивается.

Главным преимуществом стального каркаса является высокая прочность материала, позволяющая принимать минимальные размеры сечений колонн и тем самым увеличивать полезную площадь помещений. Поэтому в нижних этажах зданий целесообразно проектировать колонны из низколегированной стали.

Чтобы защищать стальной каркас от пожара и коррозии, элементы каркаса бетонируют, облицовывают керамическими блоками или специальными плитами и покрывают защитными составами.

Каркас многоэтажного здания воспринимает значительные нагрузки — вертикальные (собственная масса здания, снег, полезные нагрузки помещений) и горизонтальные (ветровые и сейсмические), а также температурные воздействия. Основными конструктивными элементами каркаса являются колонны, балки и связи.

21.2. Классификация и компоновка конструктивных схем каркасов многоэтажных зданий

Стальные каркасы многоэтажных зданий в зависимости от распределения функций в системе обеспечения их пространственной жесткости и устойчивости, а также от

---

[1] Металлические конструкции: Справочник проектировщика / Под ред. Н. П. Мельникова. — 2-е изд. — М.: Стройиздат, 1980.

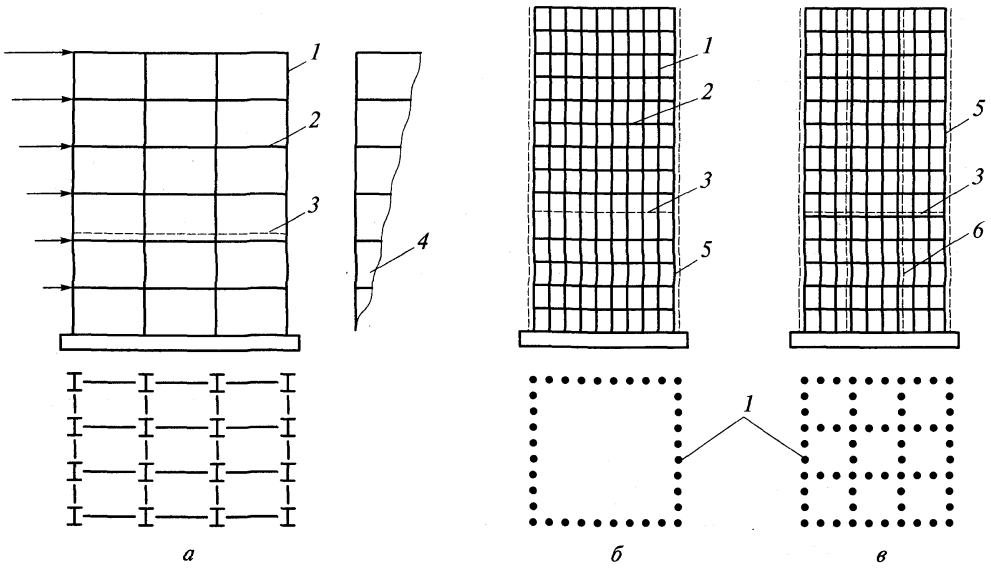


Рис. 21.1. Основные рамные системы:

а — обычная; *б* — с внешней пространственной рамой; *в* — секционно-рамная; *1* — колонна; *2* — ригель; *3* — плоскость одного из перекрытий; *4* — горизонтальные перемещения рамы; *5* — плоскость внешней грани; *6* — плоскость внутренней рамной стенки

способа восприятия основными элементами каркаса вертикальных и горизонтальных нагрузок и температурных воздействий подразделяются на каркасы рамного, связевого, рамно-связевого и ствольного (с подвешенными перекрытиями или консольными этажами) типов[1].

21.2.1. Рамные системы. Эти системы (рис. 21.1) состоят из жестко соединенных между собой колонн и ригелей, образующих плоские и пространственные рамы, объединенные междуэтажными перекрытиями.

Жесткость рамной системы определяется сопротивлением всех ее элементов, воспринимающих вертикальные и горизонтальные нагрузки. Рамная система обеспечивает равномерную передачу нагрузок на фундамент, однако ее элементы и узлы трудно поддаются унифицированию из-за значительного изменения внутренних усилий по высоте каркаса.

В обычной рамной системе (рис. 21.1, *а*) колонны расположены регулярно по всему плану здания с шагом 4—9 м. В такой системе учет горизонтальных нагрузок приводит к заметному увеличению расхода стали, поэтому применение этой системы ограничено высотой 30 этажей. В горизонтальном прогибе верха рамы сдвиговые смещения составляют 70—90 %.

В высотных зданиях (высотой 300—400 м) колонны размещаются только по контуру здания и образуют внешнюю пространственную раму (рамную оболочку) (рис. 21.1, *б*). Преимущество этой системы состоит в повышении ее общей изгибной жесткости, так как увеличивается момент инерции горизонтального сечения каркаса и снижается до 30—40 % относительная доля сдвиговых смещений в общем прогибе каркаса. Система обладает повышенной жесткостью при кручении. Конструктивные элементы внешней

[1] *Харт Ф., Хенн В., Зонтаг Х.* Атлас стальных конструкций. Многоэтажные здания / Пер. с нем. — М.: Стройиздат, 1977.

рамы могут выполнять функции наружной стены, для устройства которой не нужен дополнительный каркас.

Дальнейшим развитием рамных систем является секционно-рамная (многосекционная коробчатая оболочковая) система (рис. 21.1, *в*), структура которой в плане напоминает обычную рамную систему, а составляющие ее плоские рамы решены как грани системы с внешней рамой. Жесткость этой системы по сравнению с рамной оболочкой повышается благодаря дополнительному сопротивлению внутренних рам и более равномерному включению граней внешней рамы в работу каркаса на общий изгиб.

21.2.2. Связевые системы. Эти системы проектируют в виде вертикальных связей, расположенных на некотором расстоянии одна от другой и соединенных между собой горизонтальными жесткими дисками (рис. 21.2). Горизонтальная жесткость каркаса обес-

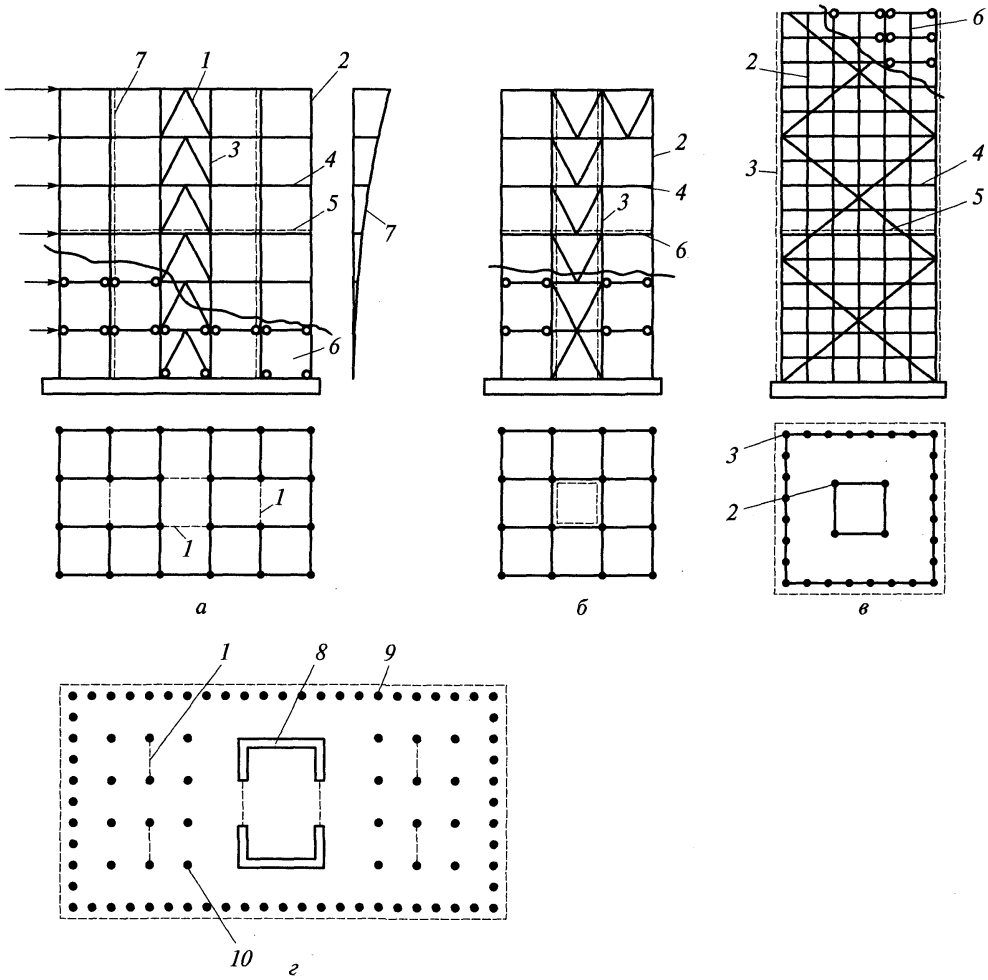


Рис. 21.2. Основные связевые системы:

а — с диафрагмами; *б* — с внутренним стволом; *в* — с внешним стволом; *г* — сочетания основных связевых систем (планы) с диафрагмами и с внутренним и внешним стволами; *1* — диафрагмы; *2* — колонны; *3* — колонны пояса диафрагмы; *4* — ригели; *5* — плоскость одного из перекрытий; *6* — фрагмент расчетной схемы по внутреннему ряду колонн; *7* — горизонтальные перемещения диафрагмы; *8* — внутренний ствол; *9* — внешний ствол; *10* — колонны, воспринимающие вертикальные нагрузки

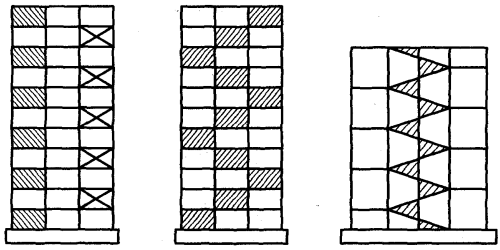


Рис. 21.3. Рамно-связевые системы с жесткими включениями

печивается системой вертикальных и горизонтальных дисков, принимающих на себя всю ветровую нагрузку. Остальные элементы каркаса: колонны и балки, не входящие в систему дисков, — конструируются с шарнирным сопряжением в узлах и воспринимают лишь вертикальную нагрузку.

Перемещения связевой системы от горизонтальных нагрузок определяются деформациями связевой конструкции и в основном носят изгибный характер.

Связевая система работает на горизонтальную нагрузку эффективнее рамной, так как большая часть колонн, освобожденная от работы на изгиб, требует меньшего расхода стали. Связевая система отвечает принципу концентрации материала, в ней проще унифицировать элементы и узлы, не входящие в связевую конструкцию.

Связевые системы подразделяются на системы с диафрагмами, с внутренним стволом и с внешним стволом (рис. 21.2, *а—в*).

Диафрагмы выполняются в виде плоских ферм, стенок жесткости (обычно железобетонных), а также жестких рам.

Внутренний ствол может иметь открытое или замкнутое поперечное сечение. Как правило, в стволе совмещают функции жесткости системы и ограждения лифтовых и коммуникационных шахт. Стенки ствола выполняются железобетонными или в виде стальной пространственной фермы. Внешний ствол наилучшим образом обеспечивает жесткость системы при восприятии горизонтальных нагрузок.

Развитием связевых систем является система, состоящая из внутреннего и внешнего стволов (рис. 21.2, *г*), в которой можно увеличить пролет перекрытия и обойтись без дополнительных внутренних колонн. В этой системе внешний ствол частично выполняет функции наружной стены, а внутренний ствол служит ограждением лифтовой шахты.

21.2.3. Рамно-связевые системы. Эти системы аналогичны по своей схеме связевым, но отличаются от них жесткими соединениями колонн и ригелей, не входящих в связе-

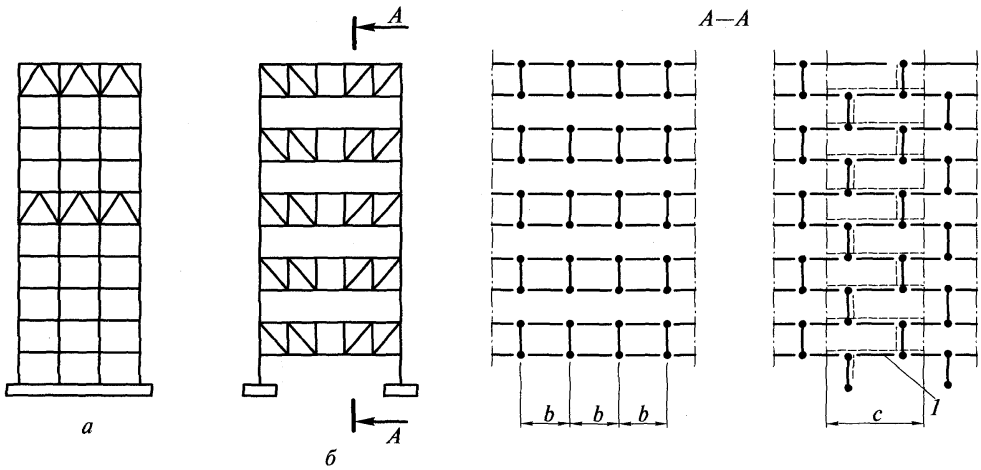


Рис. 21.4. Рамно-связевые системы с горизонтальными поясами жесткости:

а — пояса жесткости в обычной рамной системе; *б* — фермы-ригели через этаж; *1* — системы с одинаковым расположением связей в соседних рамах

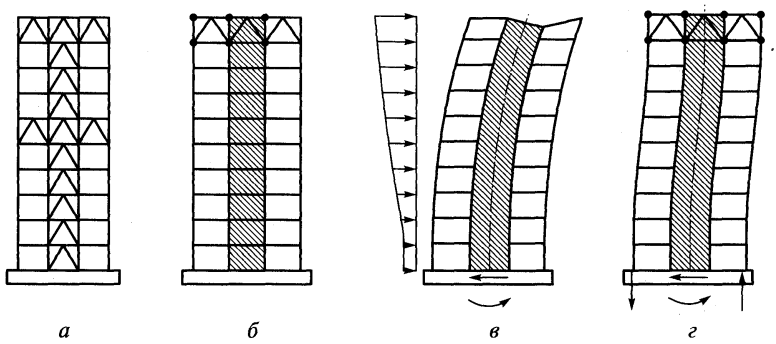


Рис. 21.5. Рамно-связевые системы с поясами жесткости и ростверками:

а — сочетания поясов жесткости с вертикальной диафрагмой; *б* — сочетание пространственного ростверка со стволом; *в* и *г* — схемы деформирования системы без ростверка и с ростверком

вую конструкцию. Соотношение жесткостей в системе таково, что ее связевая часть воспринимает 70—90 % горизонтальных нагрузок.

Рамно-связевые системы подразделяются на системы с жесткими включениями (рис. 21.3) в виде сплошных панелей или связевых ячеек, системы с горизонтальны-

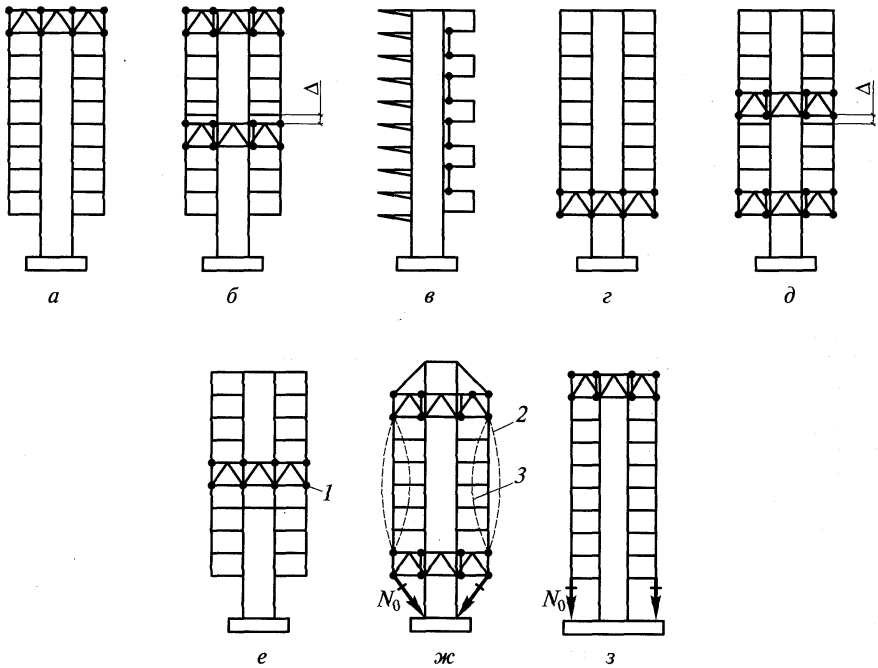


Рис. 21.6. Ствольные системы:

а, *б* — с подвешенными перекрытиями; *в*—*д* — с консольными этажами; *е*—*и* — комбинированные системы; *ж*, *з* — с предварительным напряжением; *1* — вариант с попарным объединением смежных перекрытий в одну консольную конструкцию; *2*, *3* — варианты очертания вант

ми поясами жесткости в виде связевых ферм, решетчатых ригелей или балок-стенок (рис. 21.4) и системы с пространственными ростверками из решетчатых или сплошных элементов (рис. 21.5).

Следует отметить, что отдельные жесткие включения (см. рис. 21.3) слабо влияют на общий характер работы системы, но снижают эффект сдвиговых смещений.

Пояса жесткости (см. рис. 21.4), дополняющие обычную рамную систему, снижают ее горизонтальные перемещения в результате повышения сопротивления относительному сдвигу смежных колонн и перекосу ячеек рамы.

Особенность систем, состоящих из поясов жесткости и ростверков, объединенных с вертикальными несущими конструкциями связевых систем (см. рис. 21.5), заключается в том, что колонны, обычно не участвующие в работе связевой системы на горизонтальные нагрузки, с помощью пояса или ростверка включаются в работу всей системы. При этом уменьшаются на 30—40 % горизонтальные перемещения системы и резко снижаются перекосы ячеек в верхней части здания (рис. 21.5, *г*), которые неблагоприятно влияют на ограждающие конструкции здания.

21.2.4. Ствольные системы. В ствольных системах (рис. 21.6) главные опоры-стволы опираются на фундамент, а остальные конструкции (кроме предварительно напряженных вант в схемах на рис. 21.6, *ж*, *з*) прерываются.

В системах с подвешенными перекрытиями часть вертикальных нагрузок передается на ствол поэтажно через подвески и ростверки, создавая в стволе значительные усилия по высоте. Эффективность такой системы достигается заменой сжатых колонн растянутыми подвесками, выполненными из высокопрочных марок стали, и устройством железобетонного ствола.

В системе с консольными этажами (схемы на рис. 21.6, *в*, *г*, *д*) продольные силы в стволе меньше, но повышается расход стали на консольные балки.

Схемы *а*—*е* являются разновидностью связевых систем, а схемы на рис. 21.6, *ж*—*з* подобны рамно-связевым системам с ростверком (см. рис. 21.5), в которых вместо колонн используют гибкие элементы (ванты). Последние благодаря предварительному натяжению способны воспринимать сжимающие усилия от вертикальных и горизонтальных нагрузок и повышать жесткость системы в целом[1].

21.3. Конструктивные элементы каркаса

21.3.1. Колонны. Колонны являются основными конструктивными элементами каркаса многоэтажного здания и воспринимают преимущественно сжимающие усилия с изгибом в одной или двух плоскостях. В ствольных системах вместо колонн применяют испытывающие растягивающие усилия подвески из стальных канатов (ванты) или полосовой стали.

В современном строительстве многоэтажных зданий сквозные колонны почти не используются, так как они менее компактны и более трудоемки в изготовлении, чем сплошные.

Применяемые типы сечений сплошных колонн показаны на рис. 21.7. Большинство сечений — составные и образуются автоматической и полуавтоматической сваркой. Выбор типа сечения зависит от вида и соотношения внутренних усилий (продольная сила, изгибающие моменты), значений и соотношения расчетных длин (l_x, l_y) и способов присоединения ригелей междуэтажных перекрытий к колоннам.

Наибольшие сжимающие усилия могут быть восприняты сечениями на рис. 21.7, *г*, *о*, меньшие — сечениями на рис. 21.7, *а*, *д*.

---

[1] *Коляков М. И.*, *Медведев М. И.* Металлические каркасы гражданских зданий. — Киев: Будивельник, 1976; *Дроздов П. Ф.* Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. — 2-е изд. — М.: Стройиздат, 1977.

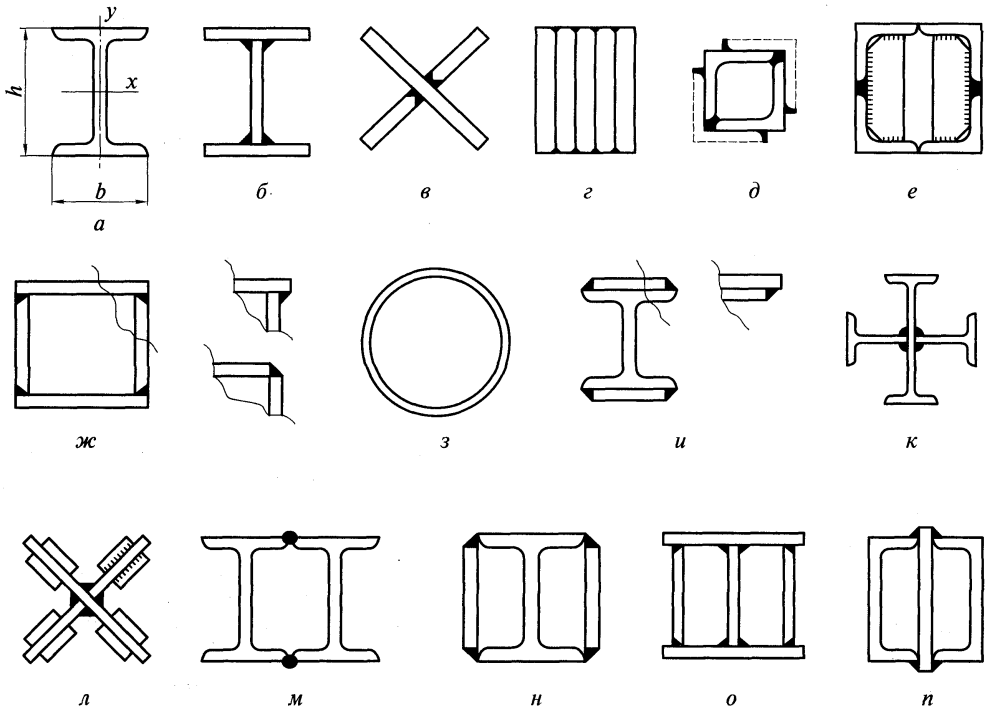


Рис. 21.7. Типы сечений колонн:

а и *м* — из прокатных двутавров; *б* — составной двутавр; *в*, *к* и *л* — крестовые сечения; *г* — сплошное сечение; *д* и *е* — из прокатных уголков; *ж* и *з* — трубчатые сечения; *и*, *н*, *о* и *п* — комбинированные сечения

Если изгибающие моменты в колоннах малы или вообще отсутствуют, а расчетные длины не превышают высоты этажа (3—4 м), то применяют компактные сечения на рис. 21.7, *г*, *д*, получая при этом сравнительно небольшие гибкости колонн (30—60).

Наиболее технологичны в изготовлении колонны из прокатных двутавров с параллельными гранями полок (нормальный двутавр Б, широкополочный Ш, колонный К), а также колонны с сечениями на рис. 21.7, *б*, *в*, *д* (с применением не более четырех уголков), на рис. 21.7, *з*, *и*, *м*, которые допускают сравнительно простую сборку с помощью сварки.

Некоторые сечения (рис. 21.7, *в*, *з*, *л*) позволяют иметь одинаковые конструктивные решения примыкания к колоннам ригелей разного направления в плане, однако колонны крестового сечения имеют относительно низкое сопротивление кручению, а трубы дороги и дефицитны. Более эффективно применение труб, заполненных бетоном.

Наиболее целесообразно применение сечений типов, изображенных на рис. 21.7, *а*, *б*, *и* (с учетом изгиба в плоскости наибольшей жесткости), рис. 21.7, *г* — при больших усилиях и относительно малых расчетных длинах, рис. 21.7, *ж* — при значительных усилиях и расчетных длинах. Отношение габаритов сечения к расчетным длинам h/l_x, h/l_y должно быть не менее $^1/_{15}$, чему соответствуют гибкости 40—60 (в зависимости от типа сечения).

21.3.2. Ригели междуэтажных перекрытий. Такие ригели работают преимущественно на изгиб. Продольные силы в ригелях, как правило, незначительны и появляются от горизонтальных (ветровых и сейсмических) нагрузок.

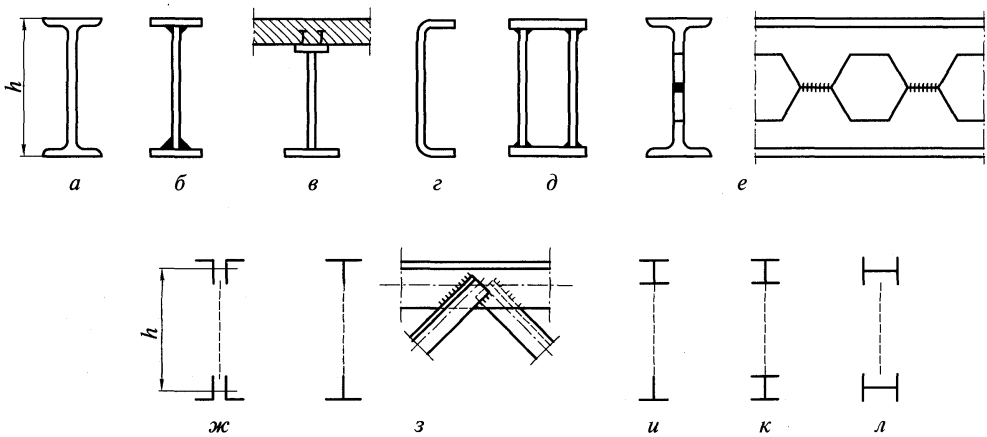


Рис. 21.8. Типы сечений ригелей, балок и ферм перекрытий:

а — из прокатного двутавра; *б* — сварной двутавр; *в* — сталежелезобетонное сечение; *г* — гнутое; *д* — коробчатое; *е* — двутавр с перфорированной стенкой; *ж, з, и, к* и *л* — фермы с различными прокатными сечениями поясов

При пролетах до 12 м ригели проектируют сплошными из обычных или широкополочных двутавров (рис. 21.8, *а*) либо из сварных двутавров (рис. 21.8, *б*, *в*).

Сплошные ригели коробчатого сечения (рис. 21.8, *д*) применяются при больших поперечных силах или при необходимости увеличения их боковой жесткости.

При необходимости размещения различных коммуникаций в пределах высоты междуэтажных перекрытий применяют балки-ригели из широкополочных двутавров с перфорированной стенкой (рис. 21.8, *е*), а при пролетах более 12 м — фермы (рис. 21.8, *ж*, *з*). Тяжелые фермы (рис. 21.8, *и*, *к*, *л*) используются для перекрытий над залами и большими холлами.

Обычно отношение высоты сечения балки-ригеля или фермы к их пролету $h/l \approx$ $\approx {}^{1}/_{10} \ldots {}^{1}/_{15}$.

21.3.3. Элементы связевых конструкций. Эти элементы проектируют из парных уголков, прямоугольных и круглых труб, а при больших продольных усилиях — двутаврового коробчатого сечения (рис. 21.9).

21.3.4. Стыки колонн. Выбор конструкции стыка колонн определяется соотношением между наибольшим эксцентриситетом $e = M/N$, вычисленным для комбинаций M_{max}, N и N_{min}, $M_{соотв}$, и ядровым расстоянием сечения ρ.

В связевых, рамно-связевых, а иногда и рамных системах при учете нагрузок по основному их сочетанию эксцентриситеты относительно невелики ($e \leq \rho$), поэтому растягивающие напряжения в сечении стыка не возникают, а стык выполняется как для центрально-сжатой колонны (рис. 21.10).

Фрезерование торцов элементов колонн обеспечивает плотный контакт и высокую точность изготовления по длине колонны. Для закрепления колонны в проектном положении и восприятия монтажных нагрузок используют постоянные стяжные болты.

Стыки колонн рамных систем при относительно больших эксцентриситетах ($e > \rho$) кроме сжимающих испытывают и растягивающие напряжения и могут быть болтовыми

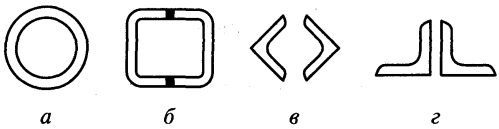


Рис. 21.9. Типы сечений раскосов связевых ферм:

а, *б* и *в* — трубчатые, соответственно прокатное, гнутосварное и из уголков; *г* — тавровое из уголков

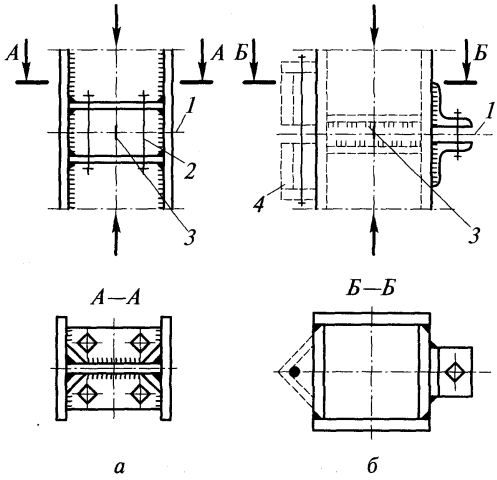


Рис. 21.10. Сжатый стык колонны:

а — сварное двутавровое; *б* — коробчатое; *1* — плоскость фрезерования торцов; *2* — стяжной болт; *3* — установочная риска; *4* — вариант коротыша

или сварными. Болтовые стыки с накладками на высокопрочных болтах или обычных болтах нормальной точности (рис. 21.11, *а*) более удобны для открытых сечений колонн, но трудновыполнимы для замкнутых сечений. Фланцевые стыки (рис. 21.11, *б—в*) являются универсальными, однако выступы фланцев должны быть по возможности скрыты в стене, облицовке колонны или конструкции пола. В последнем случае размещение стыка в непосредственной близости к рамному узлу приводит к увеличению изгибающих моментов.

Более трудоемкие на монтаже сварные стыки (рис. 21.12) следует применять в тех случаях, когда из-за необходимости установки большого числа болтов конструкция болтового стыка становится неприемлемой. Коротыши и болты в сварном стыке служат только для временного закрепления колонны перед сваркой и после ее выполнения могут быть при необходимости удалены. Сварные швы следует проверить на прочность в растянутой зоне стыка.

21.3.5. Базы колонн. В стальных каркасах многоэтажных зданий применяют, как правило, базы для безвыверочного монтажа колонн. Плита базы изготовляется как отдельный отправочный элемент с фрезерованной или строганной верхней плоскостью и заранее устанавливается на фундамент. Колонна, имеющая фрезерованный торец, устанавливается на плиту и закрепляется анкерными болтами.

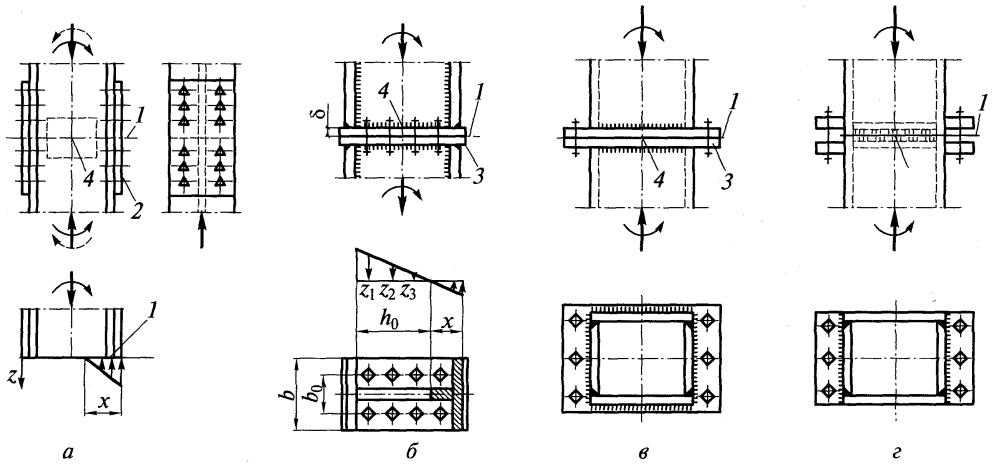


Рис. 21.11. Болтовые стыки колонн при больших эксцентриситетах:

а — с помощью листовых накладок на высокопрочных болтах; *б* и *в* — с помощью торцевых фланцев; *г* — через фрезерованный торец; *1* — плоскость фрезерования; *2* — накладка; *3* — фланец; *4* — установочная риска

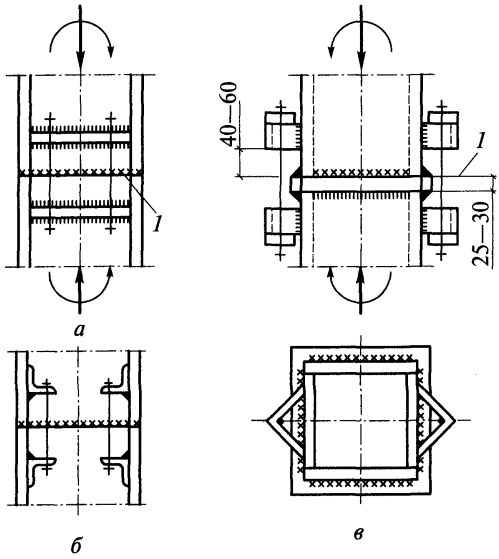


Рис. 21.12. Сварные стыки колонн при больших эксцентриситетах:

а—в — схемы; *1* — плоскость фрезерования

В колоннах с относительно небольшими изгибающими моментами анкерные болты устанавливаются конструктивно, а их крепление к колоннам осуществляется через ребро жесткости или коротыши из уголков (рис. 21.13).

При значительных изгибающих моментах устраивают базы с расчетными анкерными болтами (рис. 21.14). Анкерные болты размещают или в пределах плиты, предусматривая в ней отверстия на 20—30 мм больше размера болта (схемы на рис. 21.14, *а*, *б*), или выносят за пределы плиты с помощью траверс (схема на рис. 21.14, *в*). Хорошая затяжка анкерных болтов позволяет исключить сдвиг колонны относительно опорной плиты, поэтому нет необходимости устраивать монтажные сварные швы по контуру торца колонны и траверс.

Размеры в плане опорной плиты зависят от соотношения вертикальной продольной силы и изгибающих моментов в колонне. Чаще всего опорную плиту делают квадратной.

21.3.6. Узлы сопряжения ригелей с колоннами. Типы узлов сопряжения ригелей с колоннами определяются конструктивной схемой каркаса здания. Связевым схемам соответствует шарнирное, рамным — жесткое прикрепление ригелей к колоннам, рамно-связевым — смешанное.

Шарнирное прикрепление ригелей к колоннам на болтах нормальной точности по сравнению с другими типами проще в изготовлении и монтаже и обеспечивает свободный поворот ригеля относительно колонны. Прикрепление ригеля к колонне с помощью опорного ребра (рис. 21.15) несколько сложнее на монтаже, однако в этом случае осуществляется более четкая передача на колонну значительных опорных давлений от балок-ригелей междуэтажных перекрытий.

Если в каркасе многоэтажного здания имеются железобетонные диафрагмы или

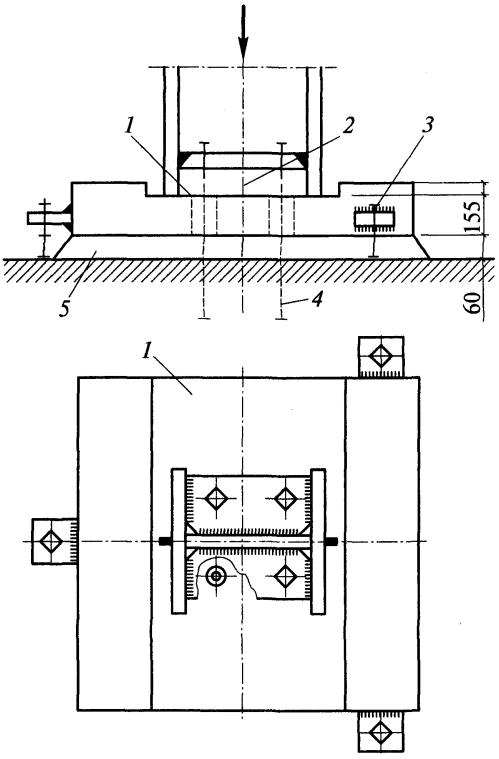


Рис. 21.13. База колонны с анкерными болтами (схема):

1 — плоскость фрезерования, строжки; *2* — установочная риска; *3* — установочный болт; *4* — анкерный болт; *5* — подливка

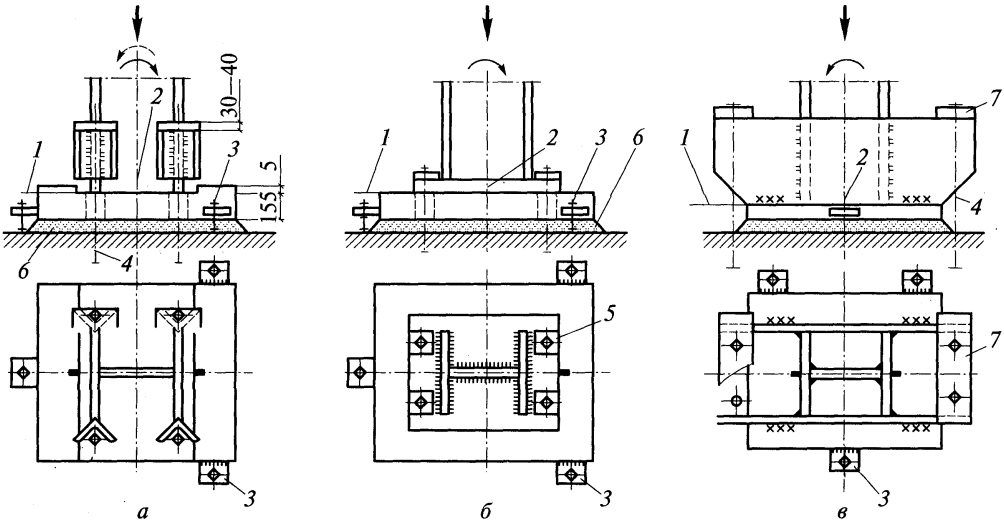


Рис. 21.14. Базы колонн с расчетными анкерными болтами:

а и *б* — колонны с фрезерованным торцом; *в* — с применением диафрагм; *1* — плоскость фрезерования; *2* — установочная риска; *3* — установочный болт; *4* — анкерный болт; *5* — шайба с отверстием на 2 мм больше диаметра болта; *6* — подливка; *7* — анкерная плитка

ствол жесткости, то для передачи усилий с балок-ригелей на бетон используют закладные детали в виде ребер, плоских листов, столиков, закрепленных в бетоне с помощью уголков, арматурных стержней или болтов (см. рис. 21.15).

Примеры жесткого защемления балок-ригелей с колоннами двутаврового сечения показаны на рис. 21.16. В первом случае балка-ригель имеет опорное ребро и опирается на опорный столик, который воспринимает поперечную силу. Для передачи изгибающего момента применяют как высокопрочные болты, так и болты нормальной точности с закреплением гаек от развинчивания. Во втором случае осуществляется выносной болтовой стык, причем усилия в выносном стыке оказываются намного меньше усилий, действующих у грани колонны.

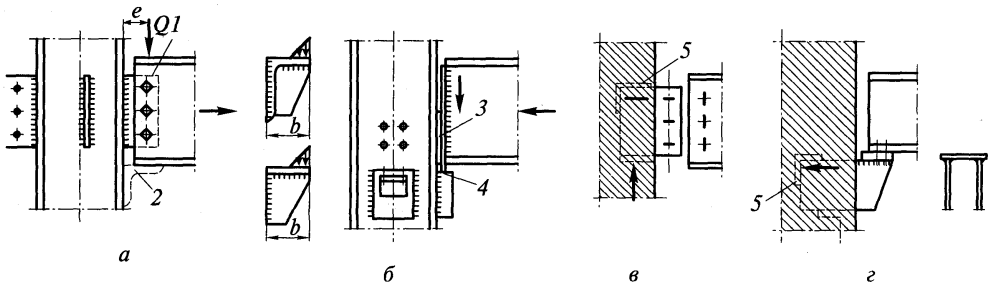


Рис. 21.15. Свободное прикрепление балок (схемы):

а и *б* — к колоннам; *в* и *г* — к железобетонным диафрагмам и стволам жесткости; *1* — вертикальное ребро; *2* — монтажный столик; *3* — прокладка; *4* — торец опорного ребра (строгать, фрезеровать); *5* — анкер

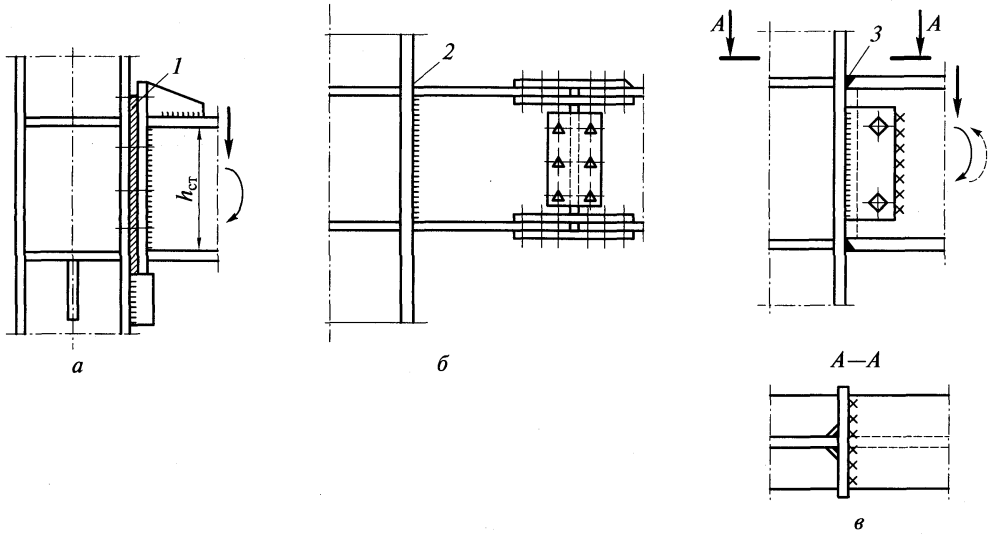


Рис. 21.16. Жесткое прикрепление балки к колонне (схемы):
а и *б* — на болтах; *в* — на монтажной сварке; *1* — прокладка; *2* — заводской сварной шов; *3* — монтажный шов

В некоторых случаях жесткие прикрепления балок-ригелей к колоннам осуществляют на монтажной сварке (рис. 21.16, *в*), но они более трудоемки на монтаже по сравнению с болтовыми из-за повышенных требований к точности изготовления и монтажу конструкций. Кроме того, сварные швы в зоне стыка воспринимают значительный опорный изгибающий момент, поэтому они должны выполняться с контролем качества, что в условиях строительства не всегда возможно. Иногда балку-ригель в опорной зоне усиливают уширением полки для увеличения длины стыкового шва или увеличивают высоту балки на опоре с помощью устройства вута.

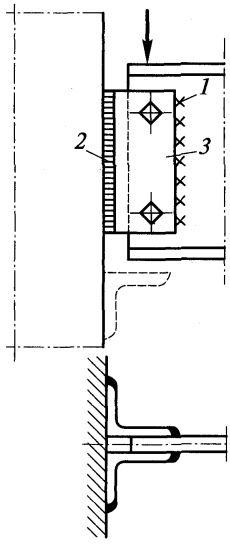


Рис. 21.17. Гибкое (полужесткое) прикрепление балки к колонне (схема):
1 — монтажный сварной шов; *2* — заводской сварной шов; *3* — уголки

Полужесткое сопряжение балок-ригелей с колонной (рис. 21.17) обычно применяется для рамно-связевых систем. Для элементов полужестких (гибких) прикреплений допускается работа в упругопластической стадии, поэтому их следует выполнять из марок стали с выраженной площадкой текучести. Эти узлы достаточно надежны при статической нагрузке и обеспечивают необходимую податливость вследствие совместных деформаций вертикального ребра и стенки балки-ригеля.

Сопротивляемость полужестких узлов повторным нагрузкам повышается при замене вертикального ребра двумя уголками, которые сопрягаются с колонной или с помощью болтов, или вертикальными сварными швами по перу уголков.

21.4. Особенности расчета стальных каркасов многоэтажных зданий

21.4.1.Общие сведения. Стальные каркасы многоэтажных зданий рассчитывают по несущей способности и жесткости. Проверка жесткости при действии ветровой нагрузки сводится к определению максимального прогиба каркаса, который не должен превышать $^1/_{500}$ высоты здания, и проверке перекоса каркаса в отдельных этажах (панелях), который не должен превышать $^1/_{300}...^1/_{700}$ от высоты этажа, в зависимости от материала стен и перегородок.

Проверка прогиба каркаса является по существу условной, так как она производится при действии условной ветровой нагрузки, заменяющей динамические порывы (пульсации) ветра. Кроме того, считается, что вся нагрузка воспринимается каркасом без учета жесткости, которую придают зданию ограждающие конструкции и внутреннее стены и перегородки. Однако такая условная проверка гарантирует многоэтажное здание от чрезмерных колебаний при действии ураганного ветра.

Ограничение перекоса каркаса в пределах одного этажа (в пределах отдельных панелей) гарантирует сохранность стенового заполнения и внутренней отделки здания от появления трещин. Вертикальные и горизонтальные нагрузки берутся по СНиПу и специальным техническим условиям.

Точный расчет каркасов многоэтажных зданий выполняется на ЭВМ. Для предварительного определения сечений и сравнения вариантов можно пользоваться приближенными расчетами[1].

21.4.2. Расчет на вертикальную нагрузку Балки при свободном опирании на колонны рассчитывают как однопролетные. Колонны в основном работают на центральное сжатие при полном загружении постоянными и временными нагрузками. Дополнительно надо проверить несущую способность колонн при одностороннем загружении их временной нагрузкой. В этом случае на уровне перекрытий к колоннам приложены внешние моменты (рис. 21.18)

$$M = P_{п}a_{п} - P_{л}a_{л}.$$

При определении расчетных изгибающих моментов в колонне ее можно рассматривать как неразрезную балку с внешними моментами, приложенными на опорах. Такой же расчет следует производить, если полные реакции левой и правой балок неодинаковы. Если каркас состоит из рамных систем с жестким сопряжением балок с колоннами, то расчет на вертикальную нагрузку можно производить приближенными методами строительной механики. Условно принимается, что при загружении одного пролета усилия возникают лишь в стержнях (колоннах и ригелях), примыкающих к данному пролету, и что фокусные расстояния в примыкающих стержнях находятся на $^1/_4$ длины стержня.

При этих предпосылках расчетная схема имеет два неизвестных M_{23} и M_{32} (опорные моменты у загруженного ригеля), которые просто найти методом деформаций. Моменты M_{23} и M_{32} распределяются с обратным знаком на примыкающие к узлу стержни пропорционально их погонным жесткостям. Далее полученные моменты через фокусные расстояния распространяются по длине стержней.

Расчетные значения моментов в колоннах и ригелях определяются из рассмотрения наиболее неблагоприятных комбинаций загружения данного и соседних ригелей как временной, так и постоянной нагрузкой.

21.4.3. Расчет на горизонтальную нагрузку. Горизонтальную нагрузку воспринимают рамы, расположенные по всем рядам колонн (рамная система), или отдельные связи (связевая система). При рамной системе каркаса вся ветровая нагрузка распределяется

---

[1] *Шуллер В.* Конструкции высотных зданий: Пер. с англ. — М.: Стройиздат, 1979.

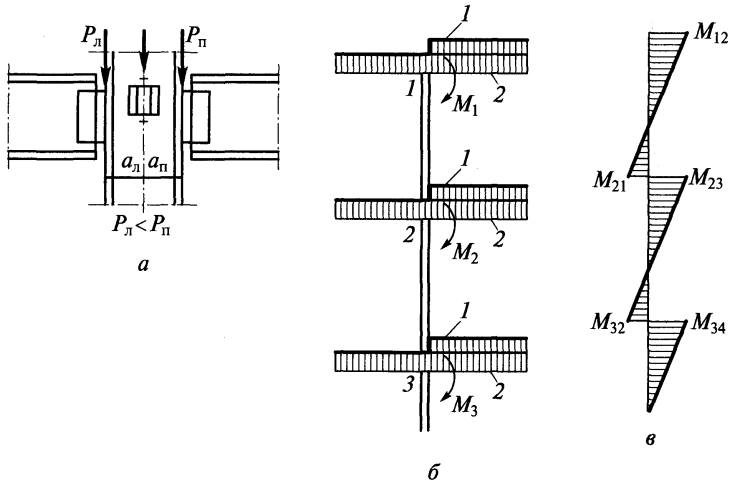


Рис. 21.18. Расчетные схемы колонн при свободном опирании балок:

а — схема передачи нагрузки в узле; *б* — несимметричное загружение колонны; *в* — эпюра моментов; *1* — временная нагрузка; *2* — постоянная нагрузка

между рамами пропорционально их жесткостям. Эта предпосылка учитывает пространственный характер работы каркаса, связанного жесткими горизонтальными дисками. Раму после определения горизонтальной нагрузки на нее рассматривают как плоскую.

Распространен приближенный расчет, при котором рама принимается как статически определимая в результате размещения шарниров посередине пролета балки и посередине высоты колонн в пределах каждого этажа.

Ветровая нагрузка на отдельно стоящие вертикальные связи распределяется пропорционально их жесткостям. Если связи поставлены несимметрично, то необходимо учитывать дополнительные воздействия на них, получаемые от закручивания системы[1]. В этом случае связи сместятся на одинаковое расстояние параллельно себе и дополнительно переместятся от поворота здания на некоторый угол.

После определения нагрузок, действующих на связи, их рассчитывают как вертикальные фермы обычными методами статики.

Для зданий, расположенных в сейсмических районах, необходимо определить горизонтальную сейсмическую нагрузку. В зависимости от конструктивной формы здания принимается та или иная расчетная динамическая схема (модель), которая наилучшим образом отражает особенности поведения здания при сейсмическом воздействии. Для большинства конструктивных форм возможно применять расчетную динамическую модель в виде невесомого консольного стержня с сосредоточенными в уровнях междуэтажных перекрытий массами. В этом случае горизонтальные сейсмические (инерционные) силы могут быть представлены как горизонтальная нагрузка, расчетное значение которой на уровне k-го междуэтажною перекрытия, соответствующее i-му тону собственных колебаний, составит

$$S_{0ir} = Q_k A \gamma_f \beta_i K_\psi K_z \eta_{ik},$$

где Q_k — часть веса здания, отнесенная к точке k; A — коэффициент сейсмического воздействия, значения которого принимаются равными 0,1; 0,2 или 0,4 для 7, 8 или 9 баллов соответственно; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке (принимается по

[1] *Ханджи В. В.* Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом. — М.: Стройиздат, 1977.

СНиПу); β_i — коэффициент динамичности, соответствующий «i-му тону» собственных колебаний здания (принимается по СНиПу); K_ψ — коэффициент, учитывающий демпфирующие свойства конструкций, принимаемый равным 1,5; K_z — коэффициент, учитывающий особенности конструктивных решений зданий; $K_z = (1 + 0{,}04n)$, где n — число этажей; η_{ik} — коэффициент, зависящий от формы перемещений знания при его собственных колебаниях по i-му тону и определяемый по формуле

$$\eta_{ik} = X_i(x_k)\sum_{j=1}^{n} Q_j X_i(x_j) \Big/ \sum_{j=1}^{n} Q_j X_i^2(x_j),$$

где $X_i(x_k)$, $X_i(x_j)$ — перемещения здания при собственных колебаниях по i-му тону в рассматриваемой точке и во всех точках j, где в соответствии с расчетной схемой его вес принят сосредоточенным.

РАЗДЕЛ IV
ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

ГЛАВА 22
ОСНОВЫ ЛИСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

22.1. История развития листовых конструкций

Листовые металлические конструкции относятся к емкостным сооружениям, предназначенным для хранения, транспортировки и переработки различных материалов. Они появились в связи с интенсивной разработкой нефтяных месторождений и развитием нефтяной и химической промышленности. Широкое применение их началось с середины XIX в. В это время впервые были построены трубопроводы большой протяженности для транспортирования нефти и керосина.

Большой вклад в развитие листовых конструкций внес выдающийся инженер-исследователь В. Г. Шухов (1853—1939). Он создал методы расчета нефтепроводов и обосновал выбор экономически целесообразных вариантов транспортирования нефти и нефтепродуктов.

В.Г. Шухов впервые в 1878 г. применил для хранения нефти и нефтепродуктов металлические вертикальные цилиндрические резервуары, имеющие плоское металлическое днище и коническую крышу. Он разработал теорию проектирования резервуаров минимального веса, установив оптимальное соотношение между их диаметром и высотой. В резервуарах большой емкости он предложил изменять толщину стенки корпуса по высоте, что обеспечивало существенную экономию металла.

Надо отметить, что в то время резервуары, строящиеся в других странах, имели прямоугольную форму с плоскими стенками и, как следствие, значительно большую массу.

К тому времени уже изобретенная электросварка широкого распространения в промышленном строительстве еще не получила и первые резервуары имели корпуса, состоящие из металлических листов, соединенных между собой часто поставленными заклепками.

В XX в. электросварка в листовых конструкциях полностью вытеснила клепку. Это позволило существенно упростить конструктивные решения, обеспечить непроницаемость сооружений, создать новые конструктивные формы и методы их изготовления и монтажа. Большое значение для развития листовых конструкций имеют работы по автоматизации сварки, проводимые Киевским институтом электросварки им. Е. О. Патона.

Масштабы применения листовых конструкций во всем мире очень велики. Монтаж их осуществляется в основном полистовым способом. В нашей стране в середине XX в. был предложен, разработан и внедрен новый высокопроизводительный метод возведения вертикальных цилиндрических резервуаров из полотнищ заводского изготовления, свернутых в габаритные рулоны и доставляемых на монтажную площадку. При этом основной объем сварочных работ выполняется и контролируется в заводских условиях.

Головным институтом по проектированию и исследованию листовых конструкций в течение многих лет является ЦНИИПроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова. По проектам этого института построены, например, такие сооружения, как вертикальные цилиндрические резервуары для хранения нефти и нефтепродуктов емкостью до 50 тыс. м^3, сферические резервуары объемом до 4 тыс. м^3, доменные печи объемом до 5 тыс. м^3 и многие другие листовые конструкции для разных отраслей промышленности.

Современные требования к листовым конструкциям — это их надежность и долговечность при минимальном расходе металла и совершенствовании методов изготовления и монтажа.

22.2. Виды и особенности листовых конструкций

Листовые конструкции представляют собой емкостные сооружения, состоящие в основном из тонкостенных металлических оболочек и совмещающие несущие и ограждающие функции. К ним относятся резервуары для хранения нефти и нефтепродуктов, сжиженных газов, воды (рис. 22.1), газгольдеры для хранения газов, бункера и силосы для хранения различных сыпучих материалов (рис. 22.2), трубопроводы больших диаметров для транспортирования жидкостей, газов и разжиженных твердых веществ (рис. 22.3), специальные конструкции металлургической, химической и других отраслей промышленности: кожухи доменных печей, воздухонагревателей, пылеуловителей (рис. 22.4), дымовые и вентиляционные трубы (рис. 22.5), градирни.

По положению в пространстве листовые конструкции могут быть надземными, наземными, заглубленными, подземными, подводными. Они работают под действием гидростатического давления, внутреннего избыточного давления или вакуума, нагрузки от засыпки хранимых материалов, от внешней засыпки грунта, воспринимают сейсмические и ударные воздействия, находятся по действием низких, средних и высоких температур (от –254 до +400 °С), в нейтральных или агрессивных средах.

Для всех элементов листовых конструкций применяются марки сталей в зависимости от класса прочности и минимальной расчетной температуры, при которой гарантируется ударная вязкость. Рекомендуемые марки сталей при различных толщинах листов приведены в табл. 22.1.

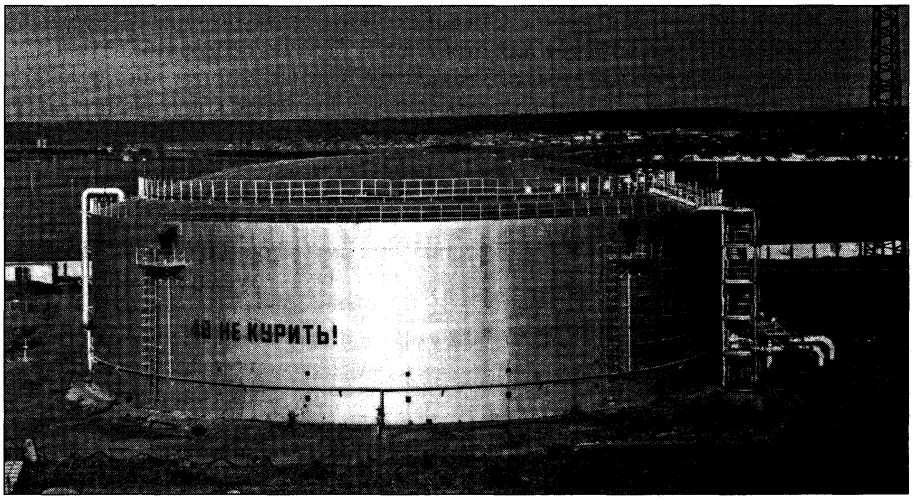


Рис. 22.1. Резервуар для хранения нефти

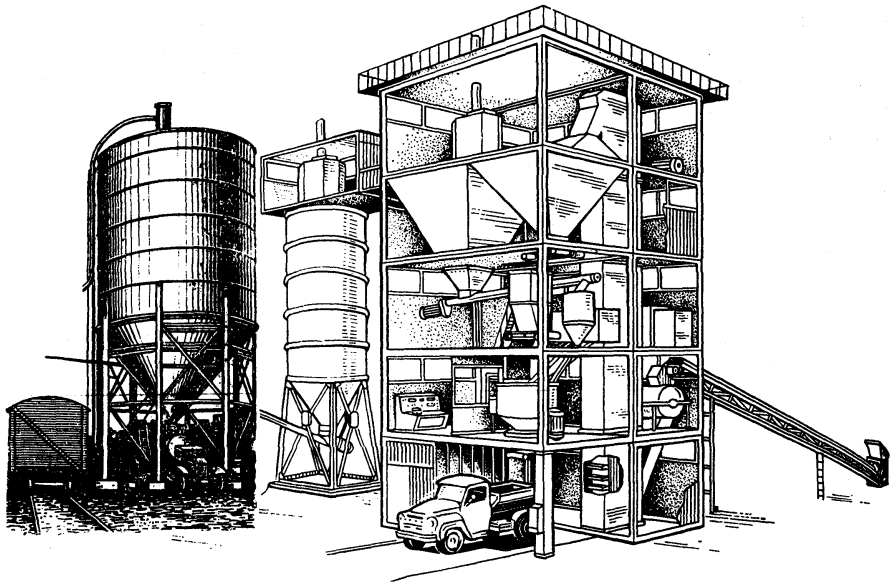


Рис. 22.2. Бункера и силосы

За расчетную температуру металла принимается минимальная температура хранимого продукта, либо минимальная среднесуточная температура для данной местности.

Все вспомогательные элементы конструкций (лестницы, площадки, ограждения), наряду с перечисленными марками сталей, могут изготавливаться из сталей С235.

При проектировании резервуаров с расчетной температурой несущих конструкций выше 100 °С надо учитывать изменение физико-механических характеристик применяемых марок сталей. В резервуарах для кислот и других агрессивных жидкостей целесообразно применение алюминиевых сплавов или биметаллов — стальных листов, плакированных со стороны агрессивной среды нержавеющей сталью, никелем или другими материалами.

Все элементы листовых конструкций изготавливаются на специализированных заводах из листового и фасонного проката. Стальные листы проходят правку, продольные и поперечные кромки их фрезеруются или строгаются. При изготовлении некоторых элементов имеют место фасонный раскрой, вальцовка или штамповка листов.

Заводское изготовление и последующий монтаж листовых конструкций могут выполняться с использованием метода рулонирования или метода полистовой сборки.

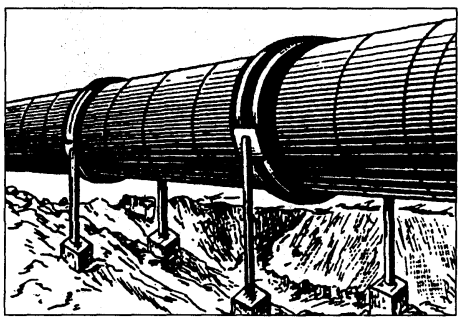


Рис. 22.3. Надземный трубопровод

Материалы для сварных швов назначаются в соответствии с технологическим процессом изготовления и монтажа конструкций и с выбранными марками сталей. Необходимо, чтобы они обеспечивали механические свойства сварного шва не ниже свойств соответствующих сталей. Сварные швы соединений должны быть не только прочными, но и плотными, т.е. герметичными.

В листовых конструкциях основными являются стыковые и нахлесточные сварные соединения. Кроме них имеют место угловые и тавровые соединения. Наиболее предпочтительными для основных несущих элементов

являются стыковые соединения строганых кромок листов, так как они практически не вызывают концентрацию напряжений и создают благоприятные условия для контроля. Поэтому все заводские сварные соединения рулонных заготовок, а также монтажные сварные швы при полистовой сборке корпусов выполняются встык.

Нахлесточные соединения делаются для упрощения работ по изготовлению и монтажу. Для них не требуется строжка кромок листов, но возникающая при этом нахлестка приводит к перерасходу металла и появлению концентрации напряжений. Поэтому нахлесточные соединения (со сваркой с одной стороны) допускаются в элементах с небольшими расчетными усилиями, например при сборке днищ из рулонных заготовок и крыш с величиной нахлестки не менее 30 мм.

При изготовлении листовых рулонных конструкций в заводских условиях, а также на монтаже используется автоматизированная сварка под флюсом, механизированная сварка в углекислом газе или аргоне и механизированная сварка порошковой проволокой. В отдельных случаях для приварки вспомогательных элементов конструкций применяется ручная сварка.

При возведении листовых конструкций применяются разные виды контроля качества сварных соединений. Визуальному контролю подвергаются все сварные соединения. Контролю на герметичность подлежат все сварные швы, обеспечивающие непро-

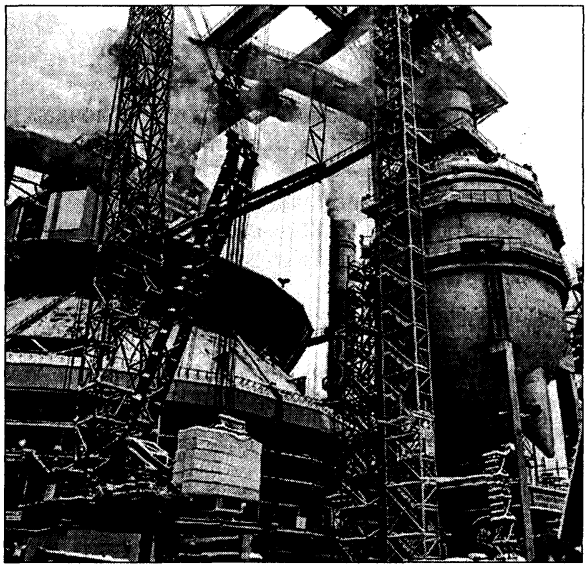


Рис. 22.4. Комплекс доменной печи

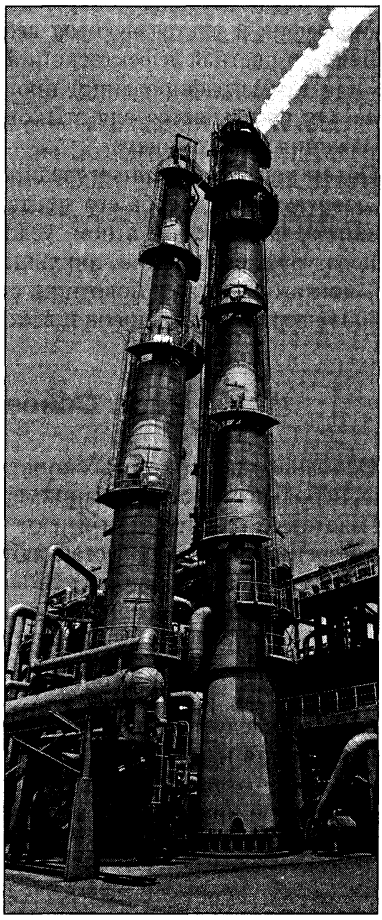


Рис. 22.5. Дымовая труба

Таблица 22.1

Рекомендуемые марки сталей для листовых конструкций

Стали по ГОСТ 27772—88	Минимальная температура, при которой гарантируется ударная вязкость, °С							
	+10	0	−10	−20	−30	−35	−40	−60
С255	ВСт3сп5 20—40 мм	ВСт3сп5 10—20 мм	ВСт3сп5 4—10 мм	—	—	—	—	—
С345	—	—	—	09Г2С 40—50 мм	09Г2С 20—40 мм	09Г2С 10—20 мм	09Г2С 4—10 мм	—
С590	—	—	—	—	—	—	12ГН2МФАЮ 10—40 мм	12ГН2МФАЮ-У 10—40 мм

ницаемость листовых конструкций. Он выполняется с использованием проб «мел—керосин», вакуумных камер, избыточного давления и др.

Физические методы контроля используются для выявления внутренних дефектов (радиография и ультразвуковая дефектоскопия) и поверхностных дефектов (магнитография или цветная дефектоскопия). Радиографический контроль (рентгенографирование или гаммаграфирование) производится для всех резервуаров объемом 1000 м^3 и более. Он применяется для стыковых сварных швов стенки резервуара и швов в зоне сопряжения ее с днищем.

Объем контроля сварных соединений определяется в зависимости от степени опасности сооружения, способа его монтажа, вида и места размещения сварного шва, уровня расчетных напряжений в нем, условий и режима эксплуатации конструкции, включая температуру эксплуатации, цикличность загружения, сейсмичность района и т.д. Например, монтажные стыки полотнищ стенок резервуаров должны контролироваться в объеме 100 % вертикальных швов и всех пересечений вертикальных и горизонтальных швов.

22.3. Основные положения расчета

Основная масса листовых конструкций по расчетной схеме относится к оболочкам и лишь небольшая часть их, например стенки плоских бункеров, относится к пластинкам. Все листовые конструкции имеют те или иные элементы жесткости, ребра, которые с точки зрения расчета представляют собой стержневые системы.

В листовых конструкциях используются тонкостенные осесимметричные сплошные оболочки (оболочки вращения) и пластинки, т.е. их толщина t мала по сравнению с радиусом кривизны $r\left(\frac{t}{r} \le \frac{1}{30}\right)$. В основе их расчета лежат гипотезы Кирхгофа и Лява, из которых следует, что напряженное состояние тех и других является двухосным, так как изменения напряжений по толщине малы и ими пренебрегают.

Оболочки отличаются от пластинок наличием кривизны поверхности, определяемой гауссовой кривизной Γ в каждой точке поверхности:

$$\Gamma = \frac{1}{r_1}\frac{1}{r_2}, \tag{22.1}$$

где r_1 и r_2 — главные радиусы кривизны соответственно в меридиональном и кольцевом направлениях для осесимметричных оболочек.

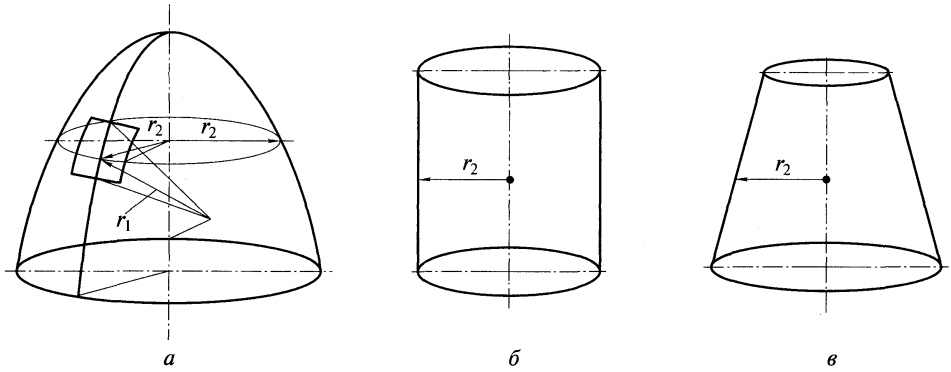


Рис. 22.6. Оболочки вращения:

а — эллипсоидальная; *б* — цилиндрическая; *в* — коническая

Для листовых конструкций используются оболочки вращения положительной гауссовой кривизны — сферические и эллипсоидальные (рис. 22.6, *а*), а также нулевой гауссовой кривизны — цилиндрические и конические, у которых образующей оболочки является прямая линия, т.е. $r_1 = \infty$ (рис. 22.6, *б* и *в*).

В общем случае под действием внешних нагрузок P в оболочках возникают нормальные усилия N_1 и N_2, сдвигающие усилия S_1 и S_2 в плоскостях, касательных к срединной поверхности, изгибающие моменты M_1 и M_2, крутящие моменты M_{12} и M_{21}, поперечные силы Q_1 и Q_2 (рис. 22.7, *а*). Такое напряженное состояние называется моментным, и ему соответствует моментная теория расчета оболочек, в уравнения которой входят все указанные усилия.

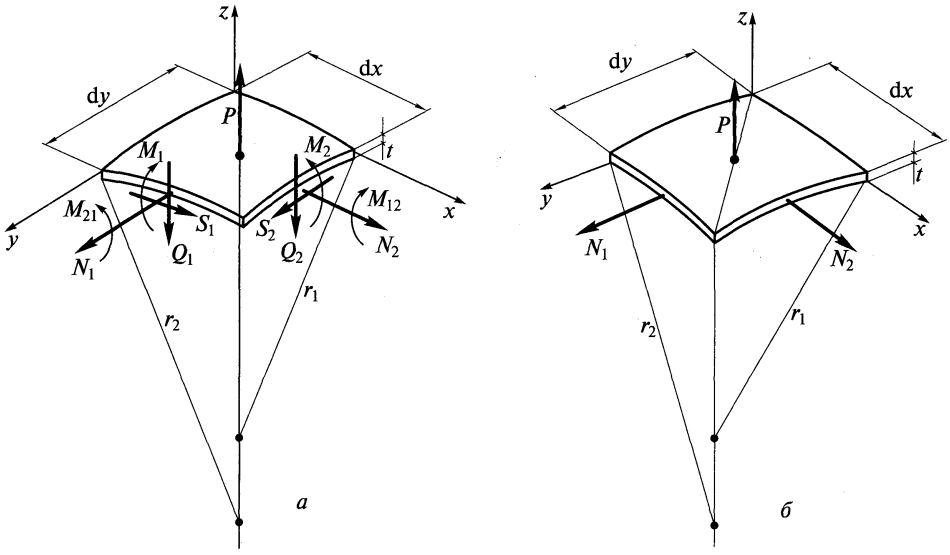


Рис. 22.7. Усилия в элементе оболочки:

а — моментное состояние; *б* — безмоментное состояние

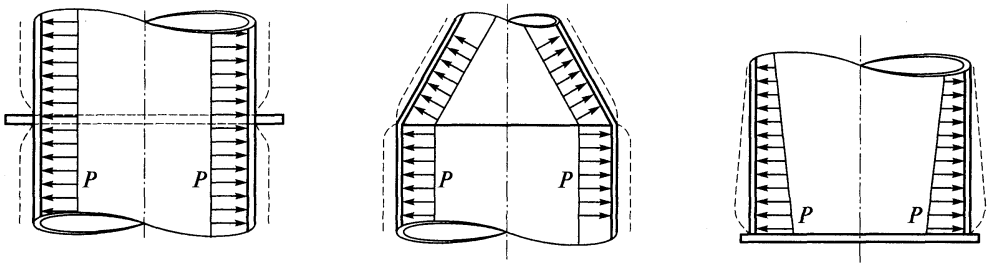


Рис. 22.8. Некоторые зоны появления краевого эффекта

Если внешняя нагрузка осесимметрична, и оболочка также является осесимметричной и тонкостенной, то в большей ее части имеются только нормальные усилия, а остальными параметрами напряженного состояния ввиду их малости можно пренебречь. При этом напряженное состояние стенки оказывается безмоментным (рис. 22.7, *б*), и все уравнения существенно упрощаются. Такой подход соответствует безмоментной теории расчета оболочек и может быть применен практически ко всей их поверхности, т. е. там, где отсутствует стеснение свободных радиальных перемещений. В тех местах, где такое стеснение имеет место, необходимо применять моментную теорию расчета; эти зоны называются зонами краевого эффекта. Такие зоны возникают в местах крепления ребер или колец жесткости, в узлах сопряжения оболочек разной гауссовой кривизны, в местах перепада толщины стенки, в зонах краевых закреплений, в местах сосредоточенных локальных воздействий (рис. 22.8).

Таким образом, при расчете тонкостенных оболочек листовых конструкций рассматривается как основное безмоментное напряженное состояние, при этом определяющими несущую способность их являются нормальные меридиональные и кольцевые напряжения.

То обстоятельство, что оболочки как емкостные конструкции преимущественно работают на осевое растяжение, позволяет наиболее полно использовать несущую способность стали.

Применяя безмоментную теорию расчета оболочек, рассмотрим осесимметричную оболочку двоякой кривизны, нагруженную давлением P, нормальным к ее срединной поверхности. Для нее после ряда упрощений получено уравнение равновесия Лапласа:

$$\frac{\sigma_1}{r_1} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{P}{t}, \tag{22.2}$$

где σ_1 и σ_2 — соответственно меридиональные и кольцевые напряжения в оболочке.

Рассмотрим наиболее часто встречающиеся конструктивные формы оболочек.

Для цилиндрической оболочки (рис. 22.9, *а*) $r_1 = \infty$ и $r_2 = \text{const} = r$, поэтому из уравнения (22.2) можно получить величину кольцевых напряжений:

$$\sigma_2 = \frac{Pr}{t}. \tag{22.3}$$

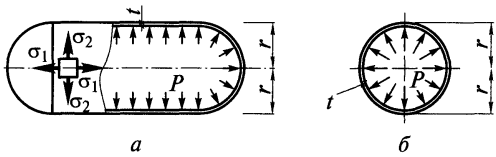


Рис. 22.9. Расчетная схема осесимметричных оболочек, нагруженных давлением P:

а — цилиндрическая оболочка; *б* — сферическая оболочка

Меридиональные напряжения в ней определяются давлением P на торцы оболочки. Уравнение равновесия на продольную ось:

$$P\pi r^2 = \sigma_1 2\pi rt,$$

откуда

$$\sigma_1 = \frac{Pr}{2t}. \tag{22.4}$$

В бесконечно длинных оболочках (при отсутствии днищ) $\sigma_1 \approx 0$.

Для сферической оболочки (рис. 22.9, *б*) имеем $r_1 = r_2 = r$, поэтому

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{Pr}{2t}, \tag{22.5}$$

т.е. меридиональные и кольцевые напряжения в оболочке одинаковы.

При двухосном напряженном состоянии надо проверить приведенное напряжение по четвертой энергетической теории прочности, которое может быть больше, чем каждое из значений σ_1 и σ_2:

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2}. \tag{22.6}$$

Моментное напряженное состояние в зонах краевого эффекта с учетом всех силовых факторов, показанных на рис. 22.9, *а*, рассматривается отдельно, и полученные при этом напряжения, определяемые формулами:

$$\sigma_1 = \pm\frac{6M_1}{t^2};\ \sigma_2 = \pm\frac{6M_2}{t^2}, \tag{22.7}$$

складываются с основными напряжениями безмоментного состояния. Краевой эффект характеризуется быстрым волнообразным затуханием его по мере удаления от места возникновения.

Тонкостенные оболочки всех типов и пластинки при возникновении в них сжимающих напряжений могут потерять устойчивость, т.е. получить мгновенное скачкообразное изменение начальной формы поперечного сечения, или выпучивание. Напряжения, при которых это происходит, называются критическими. Напряжения от внешних нагрузок не должны превосходить критические:

$$\sigma \le \sigma_{cr}. \tag{22.8}$$

Величина критических напряжений σ_{cr} зависит от формы оболочки, ее размеров и толщины, от направления действия нагрузок и определяется в каждом конкретном случае для листовых конструкций по [7]. Формулы, приведенные там, дают относительно небольшие значения критических напряжений, потому что в них учтена большая чувствительность тонкостенных крупногабаритных листовых конструкций к начальным дефектам и отступлениям от правильной геометрической формы, а также возможные начальные напряжения и прогибы.

ГЛАВА 23

РЕЗЕРВУАРЫ

23.1. Виды и назначение резервуаров

Выбор типа резервуаров зависит от свойств хранимой жидкости, оборачиваемости продукта и климатических условий района строительства. Большинство резервуаров предназначено для хранения нефти и нефтепродуктов. Некоторые их этих продуктов обладают специфическими свойствами, в частности, высокой испаряемостью, что ведет к ухудшению их качества и большим потерям, а также оказывает негативное влияние на окружающую среду.

Основным способом снижения потерь нефтепродуктов от испарения является уменьшение газового пространства над продуктом до минимума. Этого можно достичь, применяя понтоны или плавающие крыши.

С этой же целью используется увеличение расчетного давления в газо-воздушном пространстве резервуара и содержание продукта при низкой температуре.

Для хранения светлых нефтепродуктов, например, керосина и мазута с низкой упругостью паров используются обычные вертикальные цилиндрические резервуары низкого давления со стационарной крышей (с избыточным давлением до 2 кПа и вакуумом до 0,25 кПа).

Сырые нефти и бензины с высокой упругостью паров хранят в вертикальных цилиндрических резервуарах с понтонами или плавающими крышами (рис. 23.1) или в резервуарах повышенного давления (до 70 кПа).

Низкокипящие нефтепродукты и сжиженные газы хранят в вертикальных цилиндрических или сферических изотермических резервуарах при отрицательных температу-

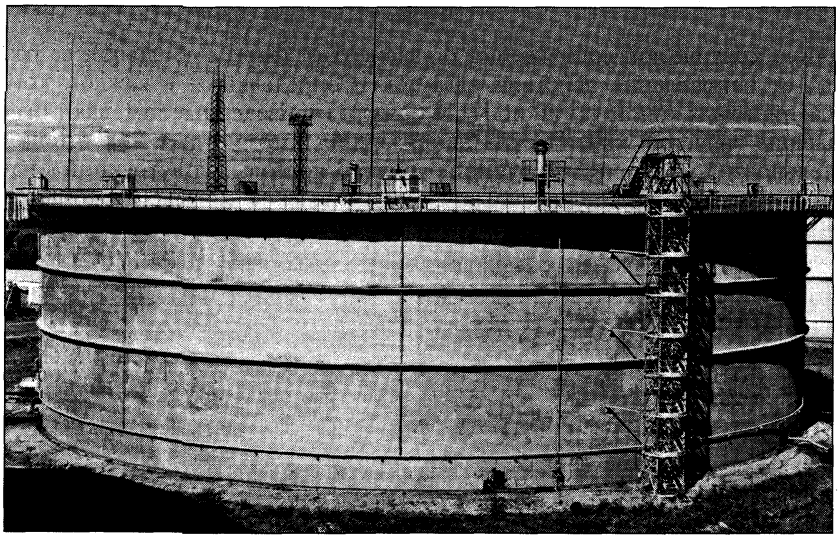


Рис. 23.1. Резервуар с плавающей крышей для хранения нефтепродуктов (объем 50 000 м^3)

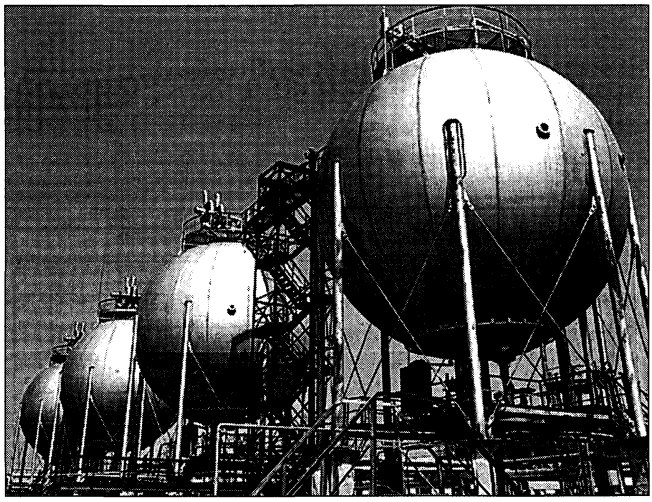


Рис. 23.2. Сферические резервуары объемом 2000 м^3

рах или в горизонтальных цилиндрических и сферических резервуарах (рис. 23.2) под высоким внутренним давлением (до 1800 кПа).

23.2. Вертикальные цилиндрические резервуары низкого давления

Вертикальные цилиндрические резервуары имеют объемы от 100 до 120000 м^3. Они состоят из цилиндрического корпуса, плоского днища и крыши (рис. 23.3). В зависимости от размеров резервуара и климатического района, определяющего величину снеговой нагрузки, крыши бывают стационарные и плавающие. Для сокращения потерь продуктов от испарения резервуар со стационарной крышей оборудуется понтоном.

При проектировании резервуара помимо его объема и типа конструкции крыши необходимо знать наименование хранимого продукта и имеющиеся в нем вредные примеси (сера, сульфиды водорода и др.) для обеспечения защитных мероприятий, его плотность, избыточное давление и вакуум, максимальную и минимальную температуру продукта, нагрузку от теплоизоляции, если она нужна, схему расположения и нагрузки от технологического оборудования, оборачиваемость продукта (изменение уровня налива продукта во времени), уровень подтоварной воды, скапливающейся внизу корпуса и имеющей повышенную степень агрессивности.

Проектирование, изготовление, монтаж и испытание вертикальных цилиндрических резервуаров наземного расположения для нефти и нефтепродуктов производится в соответствии с «Правилами устройства вертикальных цилиндрических стальных резервуаров для нефти и нефтепродуктов» (ПБ 03-381-00), утвержденными Госгортехнадзором РФ в 2000 г. В зависимости от объема и места расположения эти резервуары подразделяются на три класса:

класс I — особо опасные объемом $V \geq 10\,000$ м^3, а также объемом $V \geq 5000$ м^3, расположенные непосредственно по берегам рек, крупных водоемов и в черте городской застройки;

класс II — резервуары повышенной опасности объемом $V = 5000 - 10\,000$ м^3;

класс III — опасные резервуары объемом $V = 100 - 5000$ м^3.

Степень опасности резервуаров учитывается при проектировании специальными требованиями к материалам, а также коэффициентом надежности по назначению:

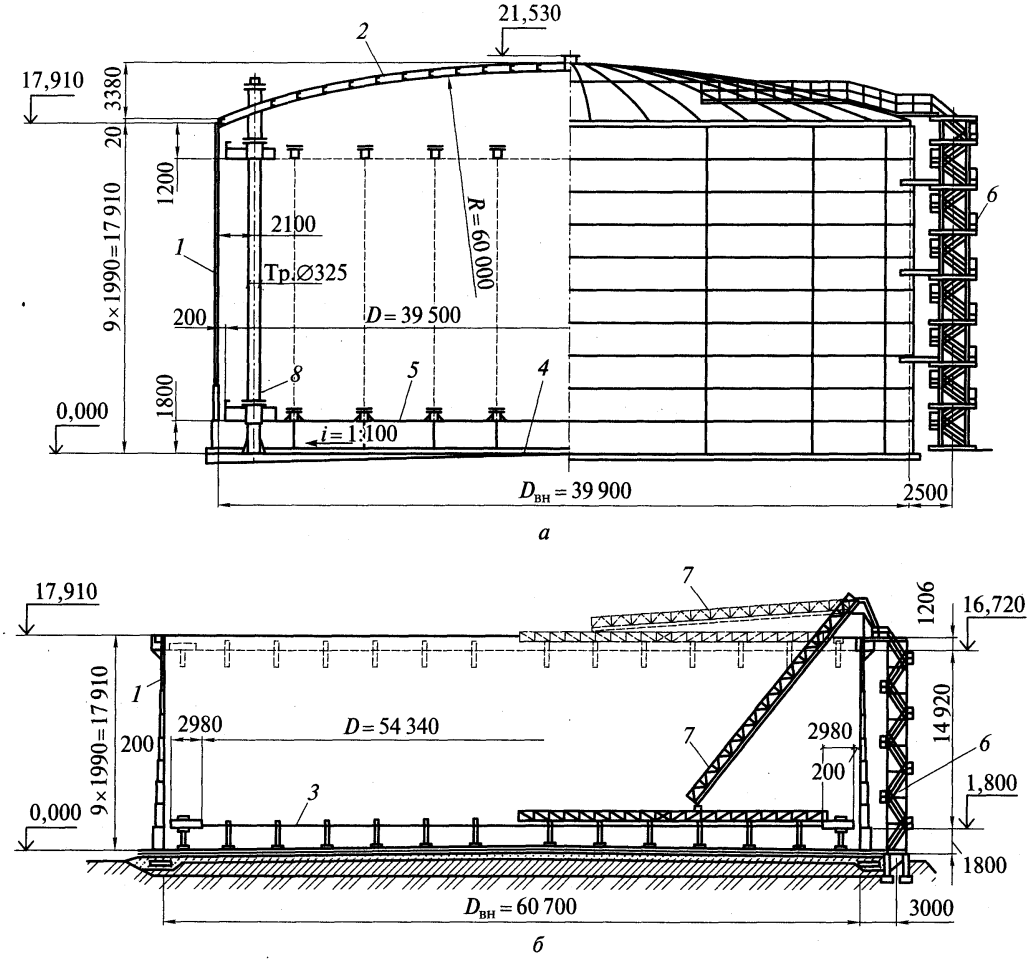


Рис. 23.3. Вертикальные цилиндрические резервуары:

а — со стационарной крышей объемом 20 000 м³; *б* — с плавающей крышей объемом 50 000 м³; *1* — корпус; *2* — стационарная крыша; *3* — плавающая крыша; *4* — днище; *5* — понтон; *6* — шахтная лестница; *7* — катучая лестница; *8* — направляющая стойка

класс I — $\gamma_n = 1{,}1$;
класс II — $\gamma_n = 1{,}05$;
класс III — $\gamma_n = 1{,}0$.

Конструкции вертикальных цилиндрических резервуаров изготавливаются на заводах методом рулонирования полотнищ и методом полистовой сборки.

Полотнища стенок, днищ резервуаров, понтонов и плавающих крыш собираются из отдельных листов с предварительно простроганными кромками, свариваются автоматической сваркой с двух сторон, контролируются и сворачиваются в рулоны на специальных установках для рулонирования (рис. 23.4). Ширина полотнищ стенки может быть не более 18 м с учетом максимально допустимой в настоящее время высоты резервуара исходя из условий пожаротушения, а ширина полотнищ днищ, понтонов и плавающих крыш — до 12 м. Максимальная толщина листов, образующих полотнище стенки, может достигать 16 мм. При бóльших толщинах в них появляются существенные остаточные деформации от сворачивания.

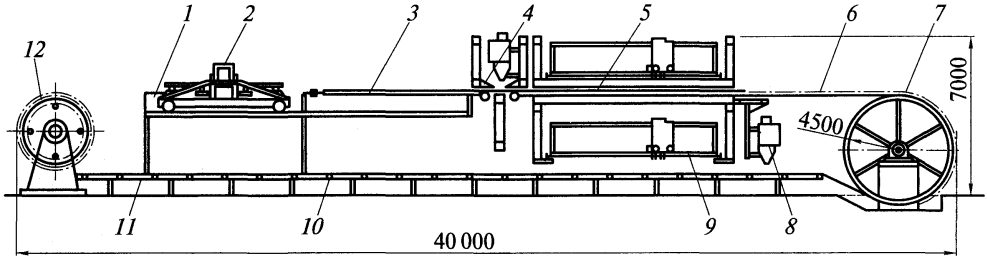


Рис. 23.4. Стан для изготовления рулонных конструкций:

1 — магазин заготовок листов; *2* — самоходная тележка с пневмозахватами; *3* — участок сборки секций; *4* — сварка поперечного шва; *5* — сварка продольных швов; *6* — участок внешнего осмотра швов; *7* — кантовочный барабан; *8* — подварка поперечного шва; *9* — подварка продольных швов; *10* — участок контроля и исправления швов; *11* — участок грунтовки полотнища; *12* — сворачивающее устройство

Ограничением длины рулона служит его масса: по условиям перевозки железнодорожным транспортом она вместе с каркасом для наворачивания должна быть не более 60 т. Диаметр рулона по тем же соображениям не может превышать 3,0 м. На монтаже рулоны разворачиваются и стыкуются между собой.

В настоящее время построены и эксплуатируются резервуары с рулонированной стенкой объемом до 50 000 м^3 из стали С440.

Полистовой метод монтажа стенки применяется во всех случаях, когда толщина ее превышает 16 мм. Он используется и в резервуарах меньшего объема от 10 000 м^3 и более (класс I), так как специфика выполнения монтажных стыков рулонов стенки создает предпосылки для появления в этой зоне дефектов и повреждений стенки, приводящих к авариям резервуаров.

Все резервуары перед началом эксплуатации заполняют водой на проектный уровень налива продукта для прочностных испытаний и выявления мест течи. Резервуары со стационарной крышей после залива воды подвергают пневматическим испытаниям избыточным давлением и вакуумом для выявления дефектов в настиле крыши и в зоне примыкания крыши к стенке.

23.2.1. Конструкция днищ. До начала монтажа днищ резервуаров на площадке строительства выполняются все работы по устройству и выравниванию песчаных оснований, на которых располагается гидроизолирующий слой, обычно из смеси песка с битумом. Отметка низа днища принимается примерно на 500 мм выше уровня планировочной отметки земли. Одновременно с этим организуется уклон поверхности основания от центра или к центру i = 1:100 для последующего стока и удаления остатков продуктов и подтоварной воды.

Для резервуаров объемом более 10 000 м^3 по периметру устраивают железобетонное кольцо, обеспечивающее долговечность основания. Вокруг резервуаров обычно делают ограждения из грунтовых валов или железобетонных стенок для того, чтобы удержать хранимый продукт при вытекании его из резервуара в случаях аварий.

Металлические днища резервуаров (рис. 23.5), за исключением небольших крайних зон, испытывают незначительные напряжения от давления продукта, поэтому их толщину назначают по соображениям долговечности и надежности выполнения сварных соединений и принимают равной 5 мм при объемах до 10 000 м^3 и 6 мм при бóльших объемах.

Крайние зоны днища, или кольцевые окрайки, к которым приварен нижний пояс стенки корпуса резервуара, имеют значительные напряжения от краевого эффекта. Поэтому начиная с объема 2000 м^3 их делают утолщенными, и толщина их обычно составляет (0,6...0,7)t, где t — толщина нижнего пояса стенки. Ширина окрайки дол-

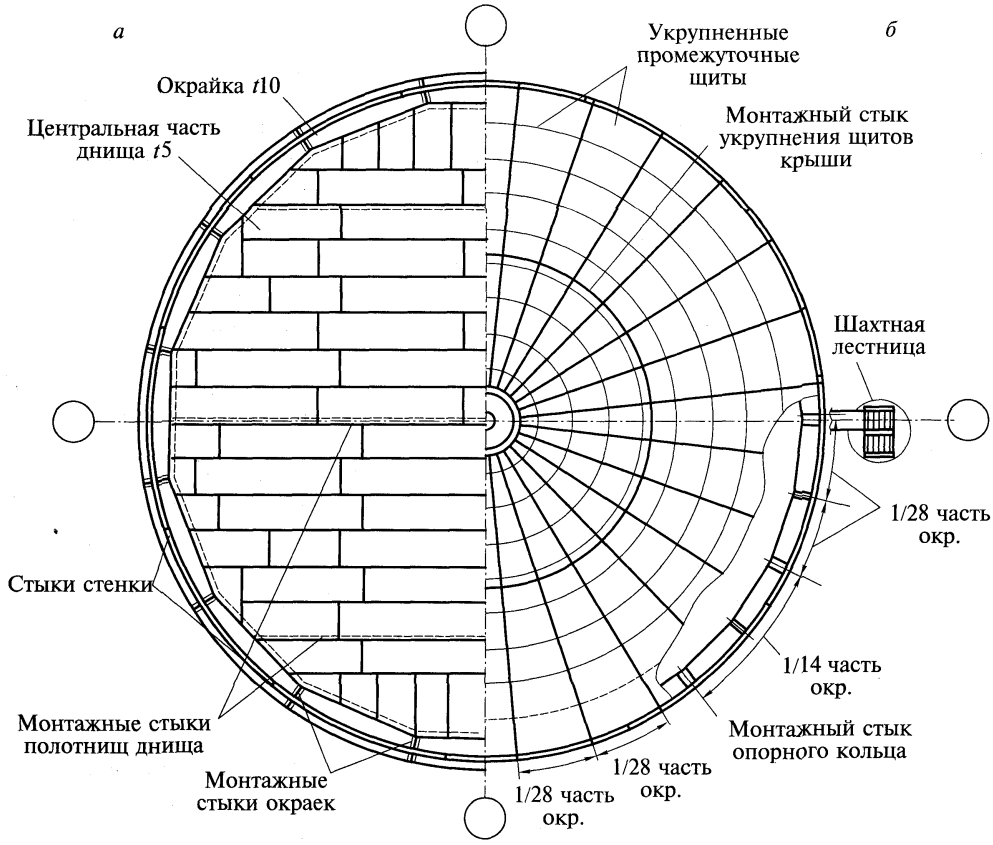


Рис. 23.5. План днища (*а*) и стационарной крыши (*б*) вертикального цилиндрического резервуара

жна быть не менее 300 мм. По условиям изготовления она чаще всего составляет 1000—1500 мм. Окрайки имеют выпуск за пределы корпуса не менее 50 мм.

Кольцевые окрайки собираются на месте монтажа и свариваются между собой односторонними стыковыми швами на подкладках.

Центральная часть днища собирается из четного числа рулонированных полотнищ для создания нужного уклона. Полотнища сваривают, как правило, из листов размером 1500×6000 мм. Их ширина обычно не превышает 12 м. Листы между собой соединяются встык двусторонней автоматической сваркой.

На монтаже полотнища между собой соединяются внахлест с верхним угловым швом. Минимальная величина нахлестки составляет 30 мм. Центральная часть днища также внахлест соединяется с окрайками.

В случае полистовой сборки днища все листы соединяют между собой внахлест односторонними швами. Размер нахлестки принимается не менее 30 мм.

23.2.2. Конструкция стенок. Стенки вертикальных цилиндрических резервуаров могут выполняться из рулонных полотнищ или полистовым методом. В настоящее время по рекомендациям[1] все корпуса резервуаров для нефти и нефтепродуктов объемом

[1] ПБ 03-381-00. Правила устройства вертикальных цилиндрических стальных резервуаров для нефти и нефтепродуктов. — М.: Госгортехнадзор России, 2001.

$V \geq 10\,000$ м^3 делают полистовым методом для обеспечения их надежности и долговечности.

Для стенок применяются листы стали толщиной 5—40 мм, шириной 1500—2000 мм и длиной 6000—8000 мм с обрезными кромками. Высота стенки, или ширина полотнища рулона принимается кратной ширине принятого размера листов с учетом строжки кромок (рис. 23.3). Длина окружности корпуса должна быть кратна длине листа с возможной добавкой $^1/_2$ или $^1/_4$ длины листа. При рулонном методе монтажа нужно учесть нахлестку в каждом вертикальном монтажном стыке полотнищ, принимаемую равной 200 мм. Например, стенка резервуаров объемом до 5000 м^3 поставляется в одном рулоне, а для стенок резервуаров объемом 50 000 м^3 необходимо шесть рулонов.

В табл. 23.1 даны геометрические объемы вертикальных цилиндрических резервуаров при предпочтительных размерах их с точки зрения удобства изготовления и, что более важно, монтажа. Из этой таблицы следует, что резервуары объемом до 3000 м^3 имеют размеры, удовлетворяющие требованиям оптимальности по критериям В.Г.Шухова, т.е. соотношение размеров высоты и диаметра резервуара принято таким, чтобы удельный расход металла оказался минимальным.

Резервуары большего объема имеют не совсем оптимальные размеры по В.Г. Шухову: у них высота корпуса принята меньше оптимальной, а диаметр соответственно большим. В этом основную роль играют ограниченные возможности средств пожаротушения и максимальные параметры станов для сборки рулонов. Кроме этого увеличение высоты резервуара ведет к утолщению стенки корпуса, что не всегда может быть выполнимо.

По требованиям рулонирования максимальная толщина листов из сталей повышенной и высокой прочности не может превышать 16 мм. Чтобы использовать этот метод

Таблица 23.1

Геометрический объем резервуара, м^3, при предпочтительных размерах для изготовления и монтажа

Высота стенки, м	Диаметр стенки, м								
	6,63	7,58	8,53	10,43	12,33	15,18	18,98	20,92	22,80
6,0	207								
7,5		338	429						
9,0				769	1075				
12,0				1025	1433	2172	3395	4125	4899
15,0						2715	4244	5156	6124
18,0								6187	7349

Окончание табл. 23.1

Высота стенки, м	Диаметр стенки, м						
	28,50	34,20	39,90	45,60	50,70	55,80	60,70
6,0							
7,5							
9,0							
12,0	7655	11 024	15 004	19 598	24 226	29 345	34 726
15,0	9569	13 779	18 755	24 497	30 283	36 682	43 407
18,0	11 483	16 535	22 507	29 396	36 339	44 018	52 088

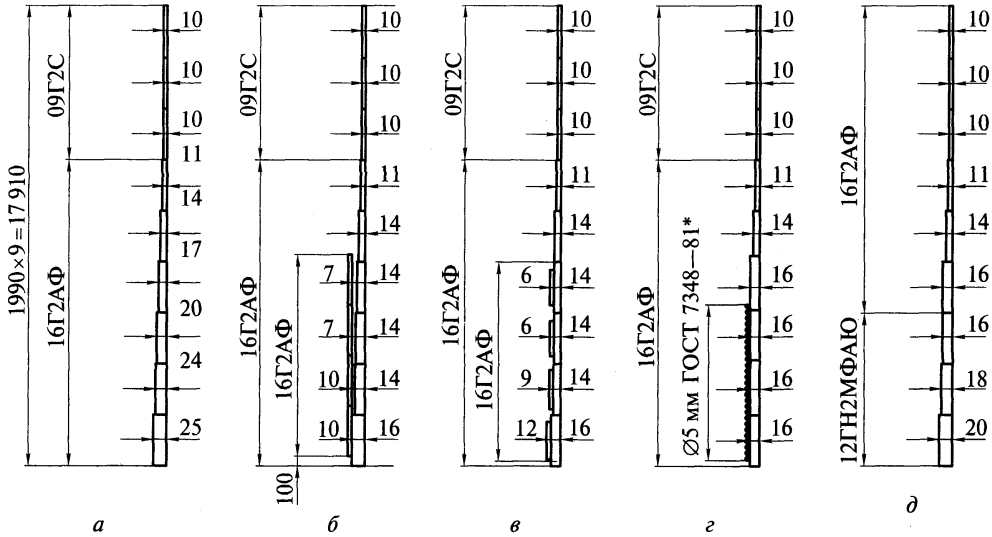


Рис. 23.6. Варианты стенки резервуаров объемом 100 000 м^3:

а — комбинированная; *б* — двухслойная; *в* — усиленная бандажами; *г* — с предварительно напряженной обмоткой; *д* — однослойная рулонированная

для резервуаров больших объемов (свыше 50 000 м^3), нижние пояса стенок можно усилить бандажами или навивкой предварительно напряженной проволоки, а также сделать стенку двухслойной (рис. 23.6). Несколько экспериментальных резервуаров объемом до 30 000 м^3 с такими стенками были построены.

Стенки резервуаров объемом 800 м^3 и более имеют переменную толщину: максимальную внизу, где гидростатическое давление хранимого продукта является наибольшим, и постепенно уменьшающуюся к верху корпуса. Минимальная толщина стенки принимается равной 4—5 мм по соображениям долговечности и выполнения сварочных работ.

Смежные пояса стенки толщиной от 5 до 20 мм могут иметь разницу толщин не более 2 мм, толщиной от 22 до 30 мм — не более 3 мм.

Вертикальные и горизонтальные сварные соединения листов стенки делаются стыковыми двусторонними с полным проваром по толщине листов. Вертикальные соединения листов в смежных поясах стенки смещаются друг относительно друга на расстояние не менее $8t$, где t — толщина более толстого пояса. При изготовлении стенки из рулонных полотнищ допускаются вертикальные заводские и монтажные стыковые соединения без смещения (см. рис. 23.3, *а*).

Для сопряжения стенки с днищем применяются тавровые соединения (рис. 23.7, *в*). При толщине нижнего пояса стенки до 20 мм разделка кромок не производится, при большей толщине выполняется К-образная разделка кромок. Сварной шов делается двусторонним с полным проваром. Вертикальные швы нижнего пояса стенки должны располагаться на расстоянии не менее 100 мм от стыков окраек днища.

Перед сборкой монтажного стыка полотнищ стенки производится формообразование начального и конечного участков, получивших остаточные деформации от рулонирования при толщинах листов 8 мм и более, для придания им проектного радиуса кривизны.

Вверху стенки резервуара изнутри корпуса устанавливается кольцо жесткости (рис. 23.7, *а*), которое служит для опирания элементов крыши и обеспечения проектной кривизны стенки, ее жесткости и устойчивости. Типы сечений и размеры колец зависят от диаметра резервуара. На том же рисунке показаны различные варианты сечений

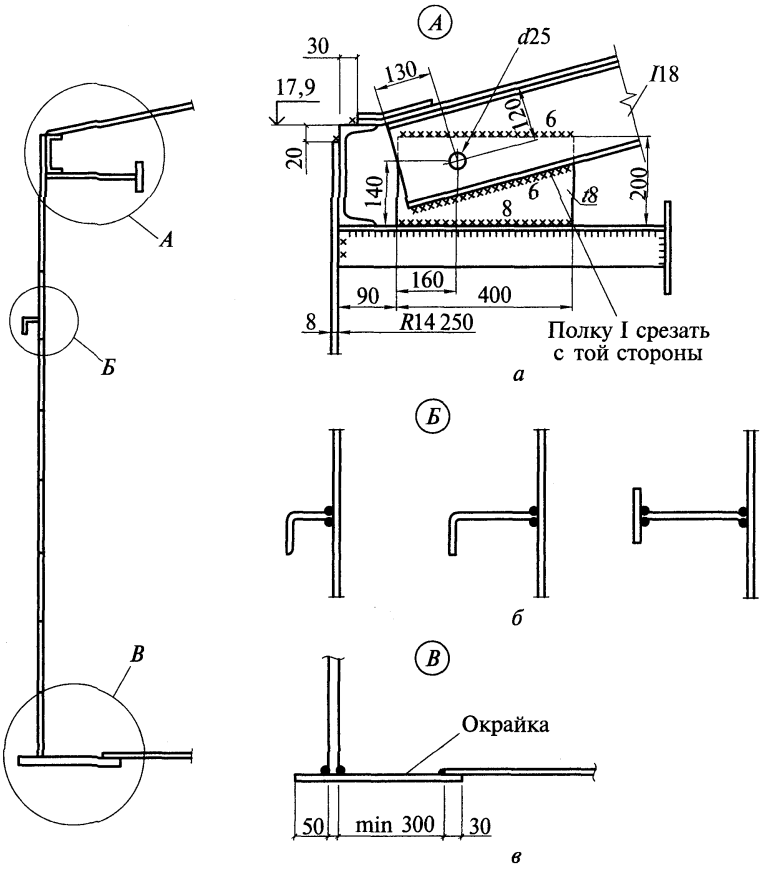


Рис. 23.7. Основные узлы корпуса резервуара:

а — узел сопряжения стенки с крышей; *б* — варианты сечений промежуточных колец жесткости; *в* — узел сопряжения стенки с днищем

промежуточных колец жесткости, располагаемых снаружи корпуса. Необходимость их установки и количество определяются расчетом стенки на устойчивость.

В резервуарах с плавающей крышей аналогичные кольца используются в качестве обслуживающих площадок и потому имеют ширину не менее 800 мм и внешнее ограждение. Они опираются на подкосы, приваренные к стенке (см. рис. 23.1).

В стенках всех резервуаров устраиваются люки-лазы и патрубки для присоединения технологических трубопроводов (рис. 23.8). Все отверстия для них усиливаются накладками (воротниками). Для проникновения внутрь резервуара при его монтаже, осмотре и проведении ремонтных работ каждый резервуар имеет не менее двух люков в нижнем поясе стенки, а резервуары с плавающей крышей кроме того оборудованы люком на высоте, обеспечивающей выход на нее. Люки-лазы имеют проход диаметром не менее 600 мм.

23.2.3. Конструкция крыши. В зависимости от диаметра резервуара, вида хранящегося продукта, климатического района строительства вертикальные цилиндрические резервуары имеют стационарную или плавающую крышу (см. рис. 23.3). В резервуарах со стационарной крышей может быть установлен понтон для сокращения потерь продукта от испа-

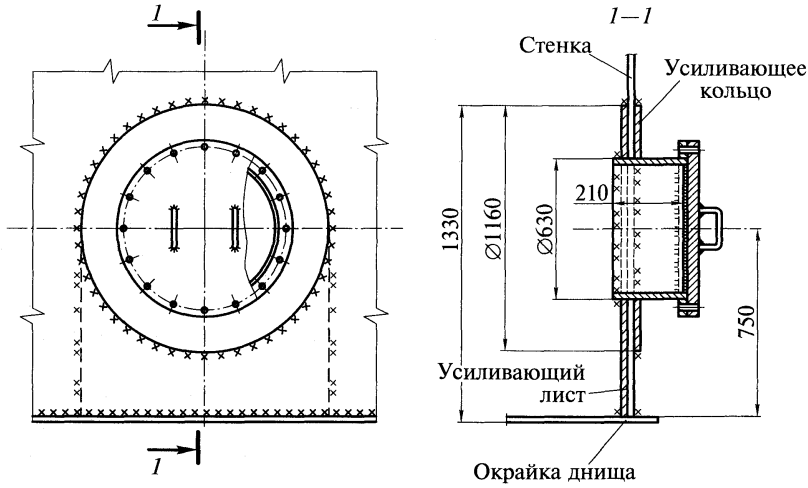


Рис. 23.8. Люк-лаз в стенке резервуара

рения. Максимальный объем резервуаров со стационарной крышей принят 50 000 м^3 из-за большого расхода стали на крышу.

Современные стационарные крыши бывают трех типов: ребристая коническая, ребристая сферическая и купольная сетчатая.

Все крыши состоят из каркаса, выполняемого из двутавров, швеллеров или уголков, и приваренного к нему настила. Они по периметру опираются на стенку резервуара через кольцо жесткости (см. рис. 23.7, *а*). Минимальная номинальная толщина настила составляет 4 мм, а величина прибавки для компенсации коррозии, которая в настоящее время учитывается в реальных проектах, принимается с учетом условий эксплуатации, срока службы резервуара и скорости коррозии. Соединения листов крыши делаются нахлесточными с верхним непрерывным угловым швом.

Каркас конических крыш состоит из основных несущих радиальных прямолинейных ребер и кольцевых прямолинейных ребер, шаг которых определяется шириной листов настила. Крыши собирают из плоских секторных щитов заводского изготовления (рис. 23.9, *а*). Уклон крыши к горизонтальной поверхности составляет от $^1/_{12}$ до $^1/_6$.

Сферические крыши экономически целесообразны при объемах 5000 м^3 и более. Они также состоят из сборных секторных щитов заводского изготовления, у которых основные несущие радиальные ребра изогнуты по радиусу (рис. 23.9, *б*), а кольцевые ребра являются прямолинейными. Поэтому поверхность крыши близка к сферической.

Радиус сферической поверхности принимается обычно от $0{,}8D$ до $1{,}5D$, где D — диаметр резервуара. Минимальная толщина настила в этих крышах составляет 5 мм.

Монтаж каркасных конических и сферических крыш производится с временной центральной стойкой. На ней устанавливается центральное кольцо, к которому жестко крепятся все щиты кровли (см. рис. 23.9). Щиты между собой свариваются внахлест.

Купольные сетчатые крыши существенно экономичнее ребристых по расходу стали и трудоемкости изготовления.

Сферические сетчатые купола по схеме, разработанной ВНИИМонтажспецстроем, собирают из элементов - унифицированных щитов пяти размеров (рис. 23.10). Из них можно собрать укрупненные секторные монтажные блоки покрытия для резервуаров объемом от 1000 до 50 000 м^3. Каждый элемент состоит из плоского стального листа толщиной 4 мм, подкрепленного по двум радиальным кромкам ребрами из гнутого швеллера, расположенными с разных сторон листа. При укрупнении в секторные блоки щиты соединяются между собой внахлест, а промежутки между ними заполняются

листовыми вставками. Укрупненные блоки в середине резервуара опираются на центральное кольцо, установленное во время монтажа на опоре, и на опорное кольцо по периметру стенки резервуара.

В ЦНИИПроектстальконструкция им. Н. П. Мельникова разработана и осуществлена конструкция алюминиевых куполов стальных резервуаров для хранения нефти объемом 20 000 м^3. Такой же купол может быть выполнен из стали (рис. 23.11).

Несущий сетчатый каркас купола имеет звездчатую схему и состоит из прямолинейных стержней, выполненных из прессованных двутавров. Все элементы каркаса соединяются на парных узловых круглых накладках с помощью высокопрочных болтов. Обшивка купола выполнена из листов алюминиевого сплава толщиной 1,5 мм и крепится к элементам каркаса внахлест самонарезающими винтами. Полная сборка купола осуществляется на земле, после чего он поднимается на проектную отметку.

Гарантийный срок службы такого алюминиевого купола в среднеагрессивной среде составляет около 25 лет без капитального ремонта, что значительно превышает срок службы стальных крыш над резервуарами аналогичного типа. Кроме того, масса алюминиевого купола примерно в 5 раз меньше массы стального тех же параметров, что значительно уменьшает нагрузку на стенку резервуара.

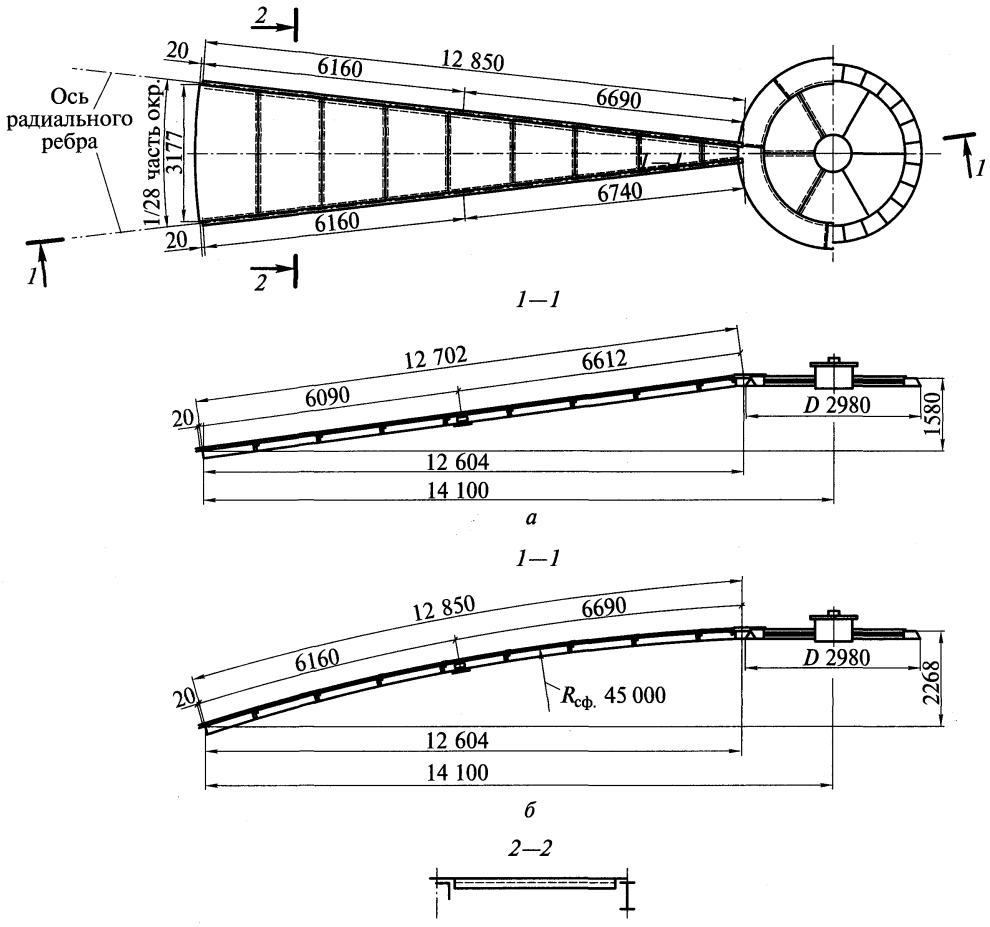


Рис. 23.9. Секторный и центральный щит крыши резервуара объемом 5000 м^3:
а — для конической крыши; *б* — для сферической крыши

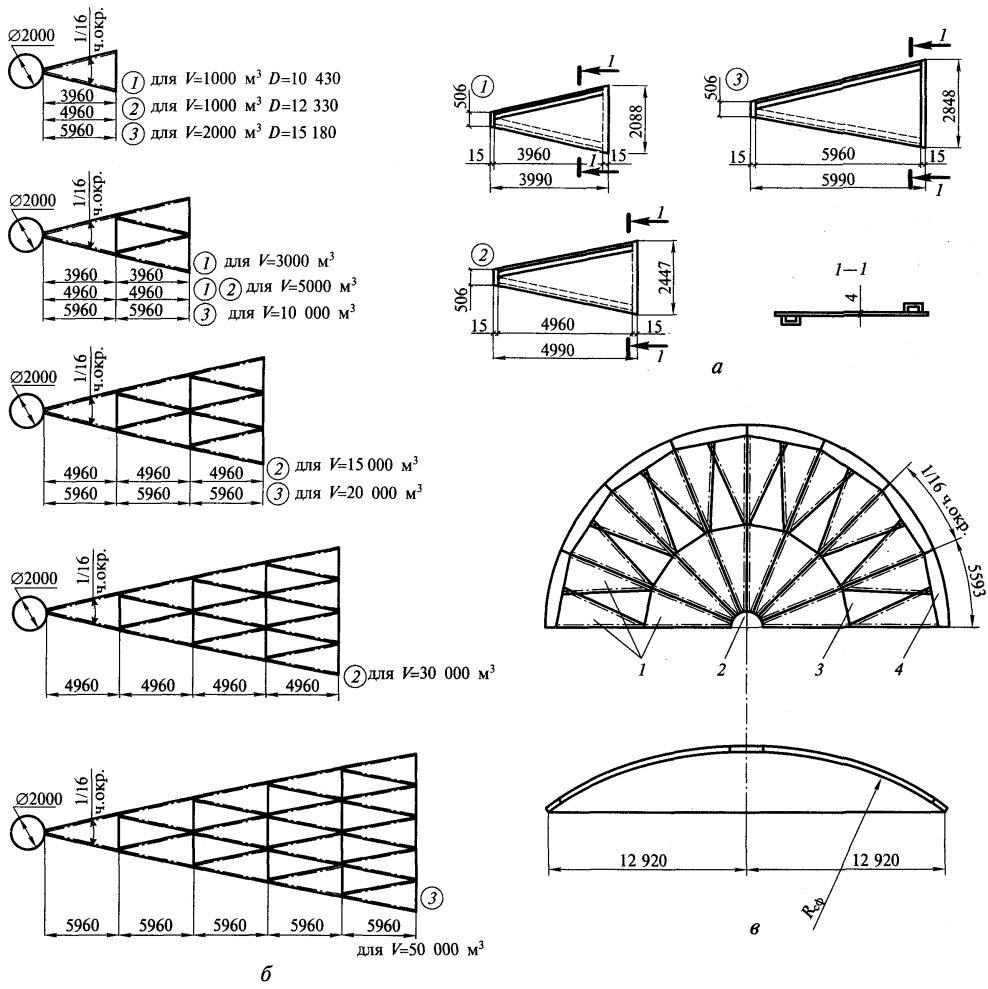


Рис. 23.10. Сферический купол резервуара из унифицированных элементов:

а — унифицированные щиты; *б* — укрупненные секторные монтажные блоки куполов резервуаров объемом от 1000 до 50 000 м³; *в* — схема купола резервуара объемом 10 000 м³; *1* — унифицированные щиты; *2* — центральное кольцо; *3* — листовая вставка; *4* — опорное кольцо

Плавающие крыши применяются в резервуарах, эксплуатирующихся в районах с расчетным весом снегового покрова до 1,8 кПа (см. рис. 23.3). Они могут иметь следующие типы конструкции: однодечные с герметичными коробами по периметру крыши и двухдечные с герметичными коробами по всей поверхности крыши. Первые проще в изготовлении, но менее надежны в работе.

Плавучесть плавающих крыш рассчитывается с запасом с учетом плотности хранимого продукта и нагрузки от конденсата таким образом, чтобы при заполнении и опорожнении резервуара не происходило потопление крыши, перекос ее или повреждение конструктивных элементов и технологических приспособлений.

Плавающая крыша должна по всей поверхности контактировать с продуктом, чтобы исключить наличие под ней паро-воздушной смеси. В этом случае потери от испарения могут происходить только в неплотном прилегании крыши к стенке.

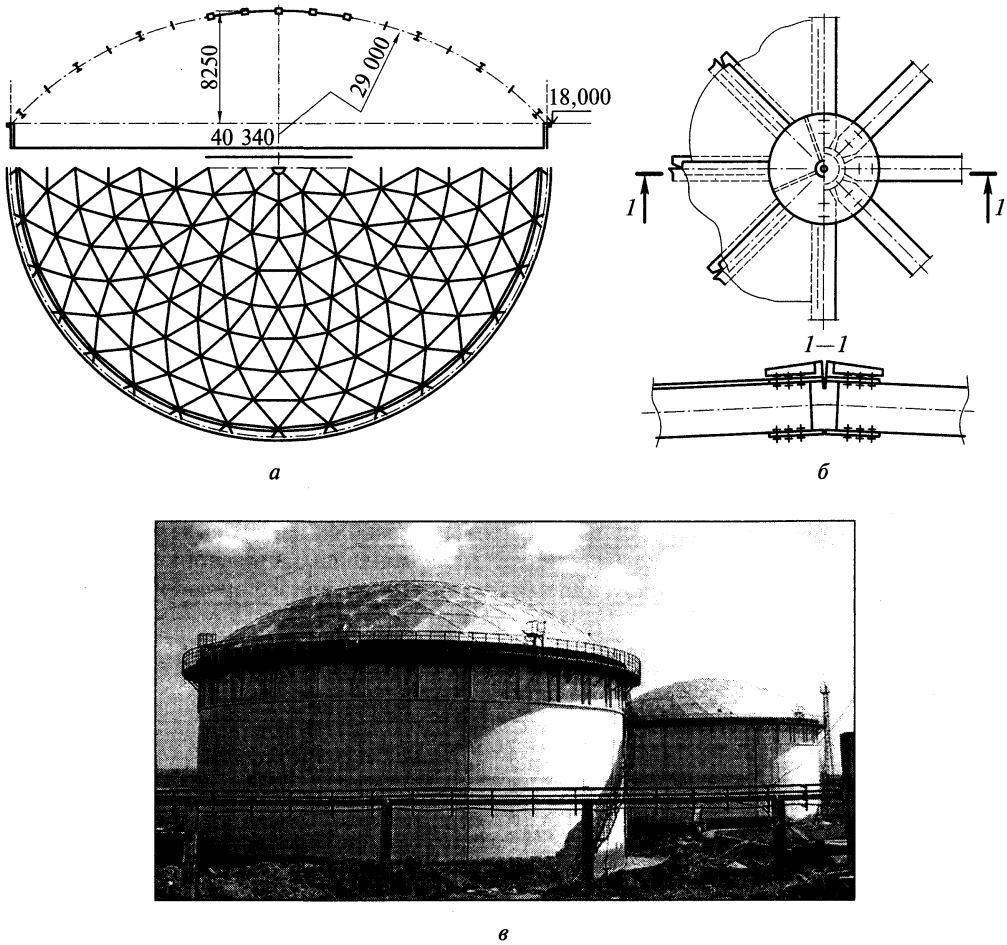


Рис. 23.11. Сетчатый каркас купола:

а — схема каркаса; *б* — центральный узел соединения элементов каркаса; *в* — внешний вид

Поэтому центральная часть однодечной крыши представляет собой тонкую стальную мембрану, лежащую на поверхности продукта и состоящую из четного числа полотнищ заводского изготовления шириной до 12 м, сваренных между собой внахлест (рис. 23.12). Толщина листов назначается с учетом их коррозионной стойкости в конкретных условиях эксплуатации и не бывает менее 5 мм. Все сварные соединения должны быть плотными и проконтролированы на герметичность.

Для обеспечения большей жесткости мембрану иногда укрепляют радиальными ребрами, выполненными из гнутых листов.

Элементы замкнутых кольцевых коробов изготавливают в кондукторе на заводе и перевозят на монтажную площадку. Они имеют сплошные радиальные ребра, делящие кольцо короба на изолированные отсеки.

Зазор между внешним краем короба крыши и стенкой резервуара, номинально равный 200 мм, для уменьшения потерь продукта уплотняется специальными затворами. Затворы могут быть двух типов: с механическими прижимными устройствами и с мягкими уплотнителями и разными заполнениями (рис. 23.13). Затворы первого типа снаб-

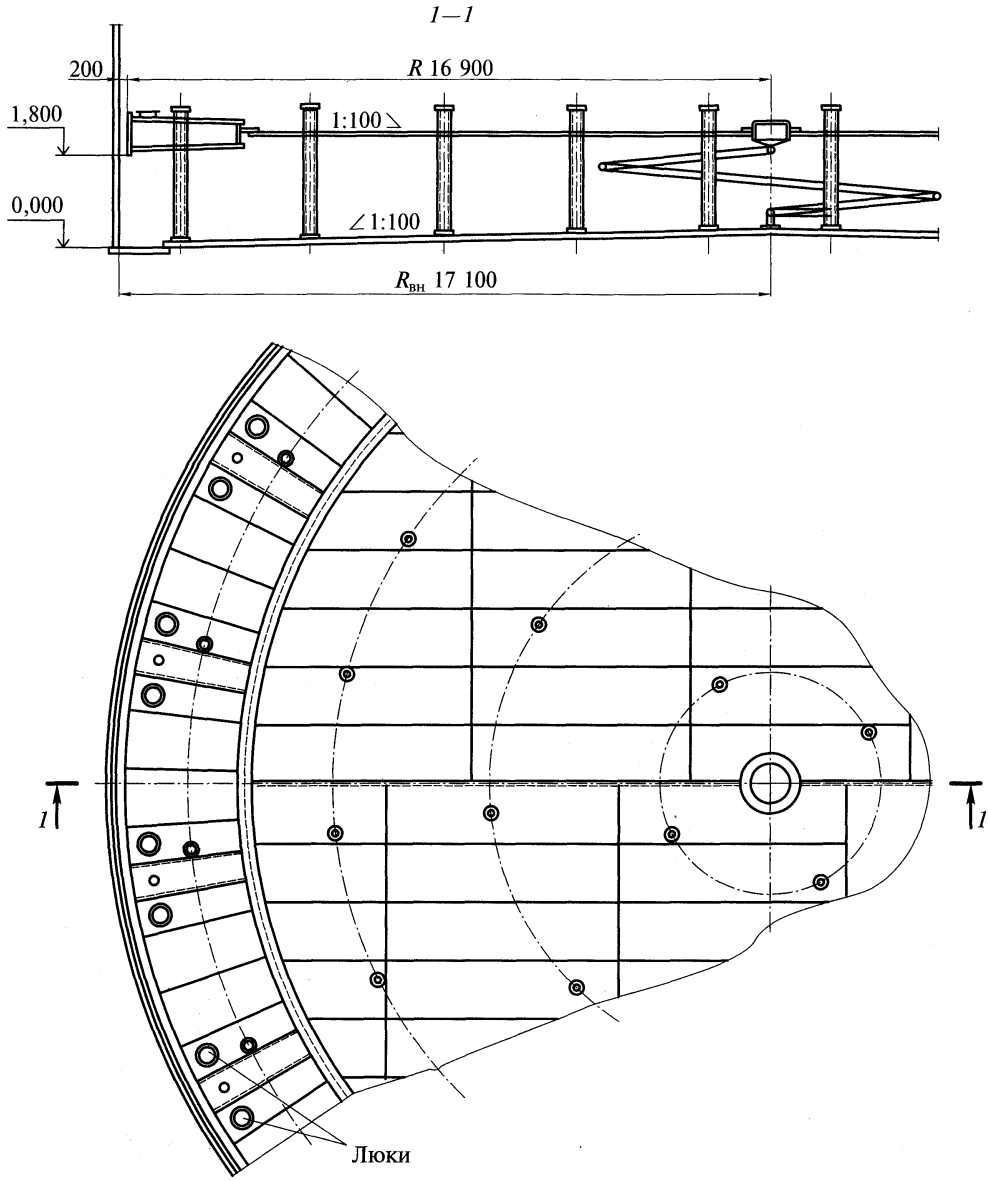


Рис. 23.12. Плавающая крыша резервуара объемом 10 000 м^3

жены элементом, который скользит по вертикальной поверхности стенки резервуара, оказывая поверхностное давление, необходимое для создания уплотнения.

Затворы второго типа имеют мягкий уплотнитель из бензостойкой резины, полимеров, плотной синтетической ткани, полиуретана, эластичной пористой пластмассы и др. Материал их выбирается с учетом совместимости с хранимым продуктом, плотности, старения, прочности на истирание, температуры и других факторов.

Для обеспечения стока дождевых вод мембраны плавающих крыш имеют уклон к центру. Удаление воды за пределы резервуара производится через гибкие шланги или

систему шарнирно соединенных труб диаметром 75—150 мм в зависимости от диаметра резервуара (см. рис. 23.12).

Доступ на любую крышу резервуара для обслуживания оборудования и осмотра конструкций осуществляется по шахтной лестнице. Попасть на плавающую крышу можно по катучей лестнице (см. рис. 23.3, *б*), которая имеет верхнее шарнирное крепление к стенке резервуара и нижние ролики, перемещающиеся по направляющим рельсам, установленным на плавающей крыше. Таким образом, лестница автоматически следует любому положению крыши по высоте. Катучая лестница имеет ограждения с двух сторон и самовыравнивающиеся ступени.

Для придания свободному верхнему краю стенки резервуара необходимой жесткости устанавливают внешнее кольцо, которое одновременно служит ходовой площадкой.

Плавающие крыши имеют опорные стойки для фиксирования крыши в таком положении, при котором под ней возможен свободный проход человека (см. рис. 23.12). Высота их около 2000 мм, и делают их из труб. Стойки размещают равномерно по всей площади крыши на концентрических окружностях.

Для распределения нагрузок, передаваемых опорными стойками плавающей крыши на днище резервуара, под ними укладывают стальные пластинки и приваривают их к днищу.

Для исключения вращения плавающей крыши используются две направляющие стойки из труб, установленные на одном диаметре резервуара в периферийной зоне крыши. В этих трубах обычно располагаются устройства для отбора проб или измерения уровня продукта.

Плавающие крыши имеют люк-лаз для вентиляции и входа под плавающую крышу, когда из резервуара удален продукт, а также предохранительные и другие клапаны.

В резервуарах со стационарной крышей для сокращения потерь продуктов от испарения часто устанавливаются понтоны. Конструкция понтона может быть аналогична конструкции плавающей крыши. В последние годы в мире появились варианты резервуаров со стационарной крышей, имеющие пластмассовое плавающее покрытие на поверхности жидкости в виде стеганого одеяла. В других случаях в резервуары вводят искусственную пену, которая осаждается на поверхности продукта и создает плавающее покрытие. В нашей стране разработан и применяется понтон, состоящий из алюминиевой мембраны, поддерживаемой поплавками из пенопласта.

Все резервуары с понтонами и плавающими крышами эксплуатируются без внутреннего избыточного давления и вакуума.

Для подогреваемых нефтепродуктов с температурой хранения от 20 до 60 °С на стенке и стационарной крыше резервуара устраивается теплоизоляция. Для нее применяются в основном плиты из минеральной ваты плотностью не менее 50 кг/м^3 и толщиной не менее 100 мм. Теплоизоляция стен снаружи покрывается обшивкой из алюминиевых листов толщиной не ме-

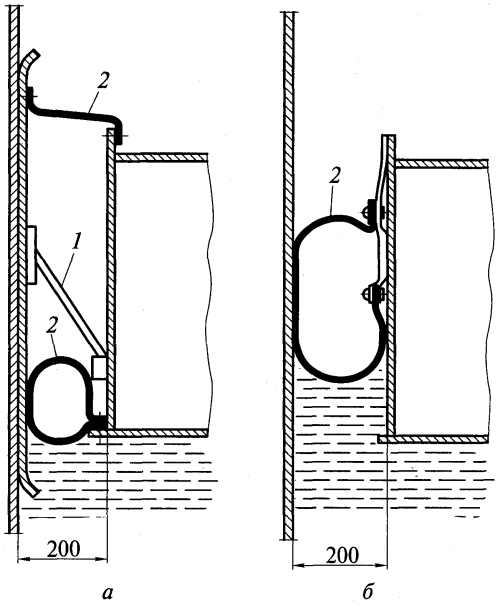


Рис. 23.13. Уплотняющие затворы плавающей крыши:

а — жесткий; *б* — мягкий; *1* — рычажно-пружинный механизм; *2* — резинотканевое уплотнение

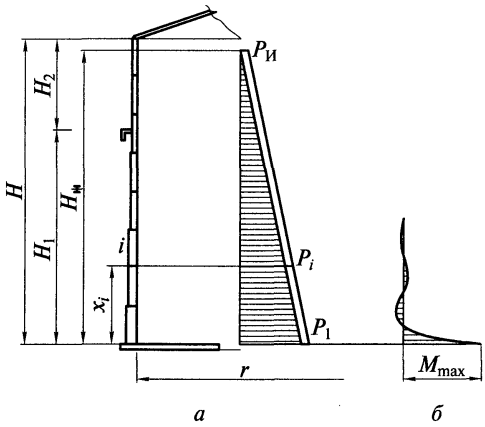


Рис. 23.14. Расчетная схема стенки вертикального цилиндрического резервуара:

а — гидростатическое и избыточное давление на стенку; *б* — краевой эффект в узле сопряжения стенки с днищем

нее 0,7 мм. Для защиты теплоизоляции крыши используется алюминиевый лист толщиной не менее 1,2 мм.

При температуре хранения нефтепродуктов от 60 до 90 °С резервуары дополнительно оборудуются устройствами для подогрева.

23.2.4. Расчет стенки. Стенка является основным несущим элементом резервуара и рассчитывается по методике предельных состояний в соответствии с [7], за исключением резервуаров специального назначения и резервуаров для нефти и нефтепродуктов с избыточным давлением выше 0,7 кг/см^2 = 70 кПа.

Нагрузки для расчета стенки, коэффициенты надежности по нагрузкам и коэффициенты условий работы принимаются по [6] и соответствующим ГОСТам.

Стенки в вертикальных цилиндрических резервуарах объемом более 800 м^3 имеют переменную по высоте корпуса толщину, что соответствует эпюре гидростатического давления хранимого продукта. Расчетные толщины листов стенки определяются исходя из проектного уровня налива продукта или воды при гидравлических испытаниях. Номинальные толщины листов назначаются с учетом минусового допуска на прокат и могут включать припуск на коррозию. Таким образом, толщина нижних поясов стенки определяется расчетом на прочность. Толщина верхних поясов получается из расчета на устойчивость.

Стенка резервуара практически на всей высоте находится в безмоментном напряженном состоянии, работая в кольцевом направлении на растяжение от действия гидростатического давления продукта (или воды) и избыточного давления в газовоздушном пространстве под стационарной крышей (рис. 23.14, *а*).

Условие прочности стенки i-го пояса в кольцевом направлении по вертикальным стыковым швам в соответствии с (22.3):

$$\sigma_2 = \frac{P_i r}{t} \le R_{wy} \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \qquad (23.1)$$

где P_i — внутреннее давление на i-м уровне от хранимой жидкости и избыточного давления паров; $R_{wy} = R_y$ — расчетное сопротивление сварного шва при физических методах контроля; γ_c — коэффициент условий работы, равный 0,7 для нижнего пояса и 0,8 для всех остальных поясов; $\gamma_n = 1 \ldots 1{,}1$ — коэффициент надежности по назначению для резервуаров I—III класса (см. подразд. 23.2).

Отсюда можно определить требуемую толщину стенки в каждом поясе.

Минимальная конструктивно необходимая толщина поясов определяется по табл. 23.2.

Проверка прочности верхних наиболее тонких поясов стенки с учетом работы их в вертикальном направлении при наличии стационарной крыши и всех связанных с ней нагрузок (массы крыши, оборудования, утеплителя, снега, избыточного давления) производится по формуле

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2} \le R_{wy} \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \qquad (23.2)$$

где σ_1 — продольное (вертикальное) сжимающее напряжение от указанных расчетных нагрузок; σ_2 — кольцевое растягивающее напряжение от гидравлического и избыточного давления продукта.

Верхние пояса стенки проверяют на устойчивость при действии сжимающих кольцевых и продольных вертикальных напряжений по формуле

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr1}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}} \le 1. \qquad (23.3)$$

При этом рассматривается пустой резервуар с внутренним вакуумом. Сжатие стенки в продольном направлении возникает при учете массы выше расположенной стенки, а также массы стационарной крыши с установленным на ней оборудованием и утеплителем, нагрузки от снега и вакуума.

Здесь σ_1 и σ_2 — напряжения в оболочке, соответственно, в вертикальном и кольцевом направлении от постоянной и снеговой нагрузки, а также от вакуума и ветра; σ_{cr1} и σ_{cr2} — соответствующие критические напряжения. Они определяются в соответствии с нормативными документами [6], [7].

Если условие (23.3) оказалось невыполненным, то для обеспечения устойчивости стенки можно увеличить толщину верхних поясов, что является более предпочтительным с точки зрения дальнейшей эксплуатации резервуара. В других случаях устанавливается одно или несколько промежуточных колец жесткости (см. рис. 23.7).

В зоне сопряжения стенки резервуара с днищем за счет стесненности свободных радиальных перемещений стенки возникает изгибающий момент, быстро затухающий по мере удаления от узла (рис. 23.14, *б*). Максимальная величина его на единицу длины окружности резервуара определяется по приближенной формуле:

$$M_{\max} \approx 0{,}1 P_1 r t_1, \qquad (23.4),$$

где P_1 — величина гидростатического и избыточного давления на уровне днища резервуара; t_1 — толщина нижнего пояса стенки.

23.2.5. Расчет стационарных крыш. Стационарные крыши вертикальных цилиндрических резервуаров воспринимают нагрузки от собственной массы и массы установленного на них технологического оборудования, утеплителя, если он необходим, снеговую и ветровую нагрузки, а также нагрузку от избыточного давления и вакуума.

В настоящее время конструкции крыш всех типов: и ребристо-кольцевых, и сетчатых — рассчитываются с помощью соответствующих компьютерных программ, в основе которых лежит метод конечных элементов. Эти программы постоянно совершенствуются и позволяют проводить расчеты при любой схеме несущих стержней каркаса на нагрузки, распределенные по поверхности крыши по любому закону, учитывать совместную работу крыши и стенки резервуара, жесткость узлов каркаса, а также то, что стальной настил может участвовать в работе каркаса и воспринимать некоторую долю нагрузок. С их помощью в расчетах можно учитывать различные фактические дефекты и отклонения от начальной геометрической формы.

Таблица 23.2

Минимальная толщина стенки

Диаметр резервуара D, м	Рулонное исполнение		Полистовое исполнение
	Стационарная крыша	Плавающая крыша	
$D < 16$	4	4	5
$16 \le D < 25$	6	5	7
$25 \le D < 35$	8	6	9
$D \ge 35$	10	8	10

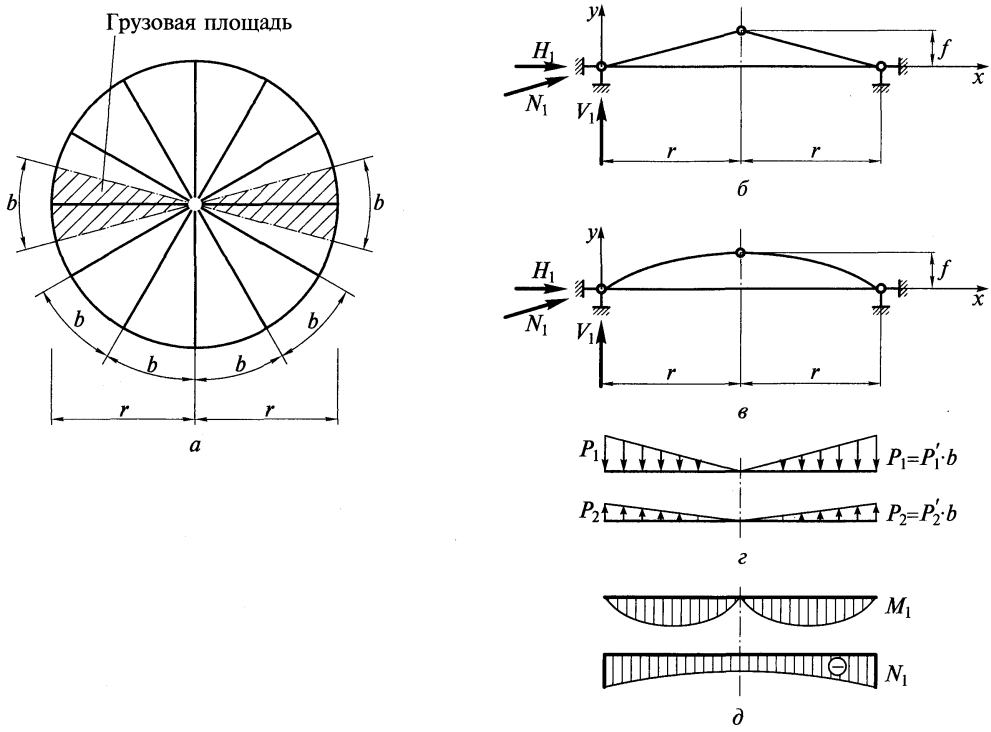


Рис. 23.15. Расчетная схема ребристой крыши:

а — план ребер; *б* — расчетная схема ребер конической крыши; *в* — расчетная схема ребер сферической крыши; *г* — расчетные погонные нагрузки на арку; *д* — эпюры M_1 и N_1 в ребрах от нагрузки P_1

В простейших случаях, а также для предварительного определения геометрических характеристик сечений элементов каркаса при ребристой схеме можно воспользоваться и ручными способами расчета.

Основной расчет производится с учетом следующих равномерно распределенных по площади крыши нагрузок и их сочетаний:

$$P_1 = 1,05g_{кр} + 1,2g_у + \psi(s + 1,2P_{вак}). \qquad (23.5)$$

Дополнительно составляется сочетание нагрузок противоположного направления, т. е. действующих снизу вверх:

$$P_2' = 0,9g_{кр} - \psi(1,2P_и + 1,4w_0kc_{e2}). \qquad (23.6)$$

Оно учитывается только в том случае, если $p_2' < 0$.

В этих формулах введены следующие обозначения:

$g_{кр}$ — нагрузка на 1 м^2 от массы крыши и оборудования на ней; $g_у$ — нагрузка на 1 м^2 от массы утеплителя; s — расчетное значение массы снегового покрова для района строительства, принимаемое по [6]; $P_{вак}$ — нормативная нагрузка от вакуума; $P_и$ — нормативное избыточное давление; w_0 — нормативное значение ветрового давления для района строительства, принимаемое по [6]; k — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте [6]; c_{e2} — аэродинамический коэффициент; ψ — коэффициент сочетания нагрузок.

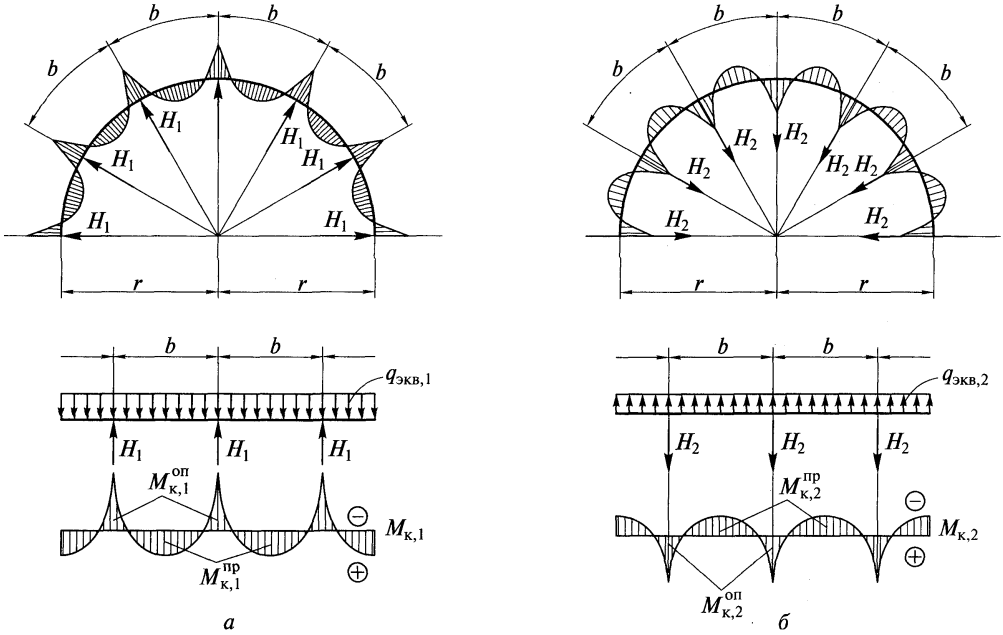


Рис. 23.16. Расчетная схема опорного кольца:

а — при основном сочетании нагрузок; *б* — при дополнительном сочетании нагрузок

План ребристого конического и сферического каркаса крыши показан на рис. 23.15, *а*. В них основными несущими элементами являются радиальные ребра, установленные с шагом по окружности корпуса резервуара b, определяемым провозным габаритом кровельного щита. Ребра шарнирно опираются на опорное кольцо, установленное наверху стенки резервуара, и условно шарнирно соединяются между собой в центре. Кольцевые ребра в расчете не учитываются.

В качестве расчетных схем для упрощенного определения усилий приняты радиальные трехшарнирные арки, состоящие из двух ребер, расположенных на одном диаметре резервуара, с нагрузкой, распределенной по двум треугольникам в соответствии с грузовой площадью (рис. 23.15, *б*, *в*, *г*). Арки являются распорными системами. В рассматриваемом случае распор воспринимается опорным кольцом на стенке резервуара.

Опорное кольцо резервуара под действием распоров H_1 от основного сочетания нагрузок растянуто и испытывает изгиб между узлами крепления радиальных ребер (рис. 23.16, *а*). Усилие растяжения кольца

$$N_{к,1} = H_1 \frac{r}{b}. \tag{23.7}$$

Максимально изгибающие моменты в кольце могут быть определены упрощенно как для многопролетной неразрезной балки, нагруженной силами H_1 с шагом b, которые уравновешены равномерно распределенной погонной нагрузкой $q_{экв,1}$:

$$M_{к,1}^{оп} = -\frac{q_{экв,1} b^2}{12} = -\frac{H_1 b}{12}. \tag{23.8}$$

Проверка прочности кольца производится по формуле

$$\sigma = \frac{N_{к,1}}{A_к} + \frac{M_{к,1}^{оп}}{W_к} \le R_y \gamma_c, \tag{23.9}$$

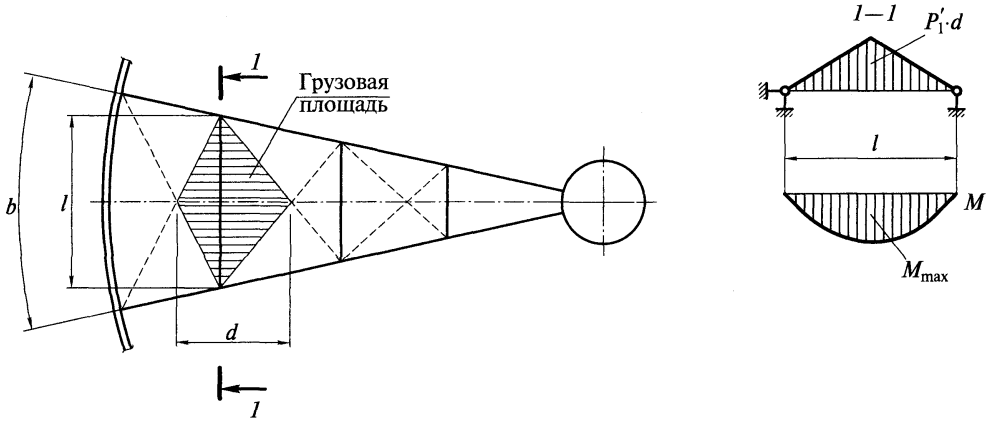


Рис. 23.17. Расчетная схема кольцевых ребер

где $A_к$ — расчетная площадь сечения кольца, определяемая конструкцией кольца и включающая в себя площадь поперечного сечения самого кольца, а также примыкающего к нему участка верхнего пояса стенки резервуара шириной, равной, $0,65t\sqrt{\frac{E}{R_y}}$, t — толщина верхнего пояса стенки; $W_к$ — момент сопротивления сечения кольца.

При расчете крыши на дополнительное сочетание нагрузок P_2', т.е. на нагрузки, направленные снизу вверх, все расчетные усилия изменяют знак на противоположный, а их абсолютные величины могут быть получены умножением на коэффициент, равный P_2'/P_1'.

Опорное кольцо при такой нагрузке сжато силой $N_{к,2}$ и имеет расчетные изгибающие моменты в узлах крепления радиальных ребер $M_{к,2}^{оп}$ (см. рис. 23.16, *б*). Поэтому оно проверяется на устойчивость в радиальном направлении по формуле

$$\sigma = \frac{N_{к,2}}{\varphi_e A_к} \le R_y \gamma_c, \tag{23.10}$$

где φ_e — коэффициент устойчивости при внецентренном сжатии.

Геометрические характеристики сечения устанавливаются в соответствии с конструкцией опорного узла, а расчетной длиной кольца является расстояние между радиальными ребрами b.

Расчет кольцевых ребер конической и сферической крыши, состоящих из прямолинейных элементов и выполняемых как правило из швеллеров или уголков, можно производить на местный изгиб по расчетной схеме, показанной на рис. 23.17, от основного сочетания нагрузок P_1' в кН/м^2 с учетом размеров грузовых площадей.

Максимальный изгибающий момент в ребре определяется по формуле

$$M_{max} = \frac{P_1' d l^2}{12}. \tag{23.11}$$

23.3. Вертикальные цилиндрические резервуары повышенного давления

Резервуары повышенного давления применяются для хранения легкоиспаряющихся нефтепродуктов, например бензина, и рассчитываются на избыточное давление 10—

70 кПа и вакуум 1,5—3 кПа. В связи с этим они имеют некоторые конструктивные особенности.

Плоское днище и стенка выполняются так же, как для резервуаров низкого давления. Для обеспечения устойчивости при вакууме стенка усиливается кольцевыми ребрами жесткости из неравнополочных уголков.

Крыша резервуара выполняется в виде сфероцилиндрической оболочки. Она не имеет жесткого каркаса и состоит из центрального круга и цилиндрических секторных лепестков, имеющих кривизну только в меридиональном направлении и очерченных двумя сопряженными радиусами: в середине $r_c = 2r$ и по краям резервуара $r'_c = 0{,}1r_c$, создающими плавный переход к стенке, уменьшая возможность возникновения краевого эффекта, и приближающими многогранную поверхность крыши к поверхности вращения (рис. 23.18). Такое решение значительно проще и дешевле сферической крыши, требующей вальцовки в двух направлениях. Так как нижняя кромка крыши в плане образует многоугольник, то сопряжение ее со стенкой выполняется с помощью сварного тавра, служащего одновременно верхним кольцом жесткости.

При небольшом слое жидкости в резервуаре и внутреннем избыточном давлении края днища могут отрываться от песчаного основания. Чтобы этого не происходило, нижний пояс стенки у сопряжения с днищем прикрепляют анкерными болтами к железобетонному фундаменту, являющемуся вместе с уплотненным над ним грунтом противовесом. Анкерные болты располагаются по периметру стенки на расстоянии 1,5—

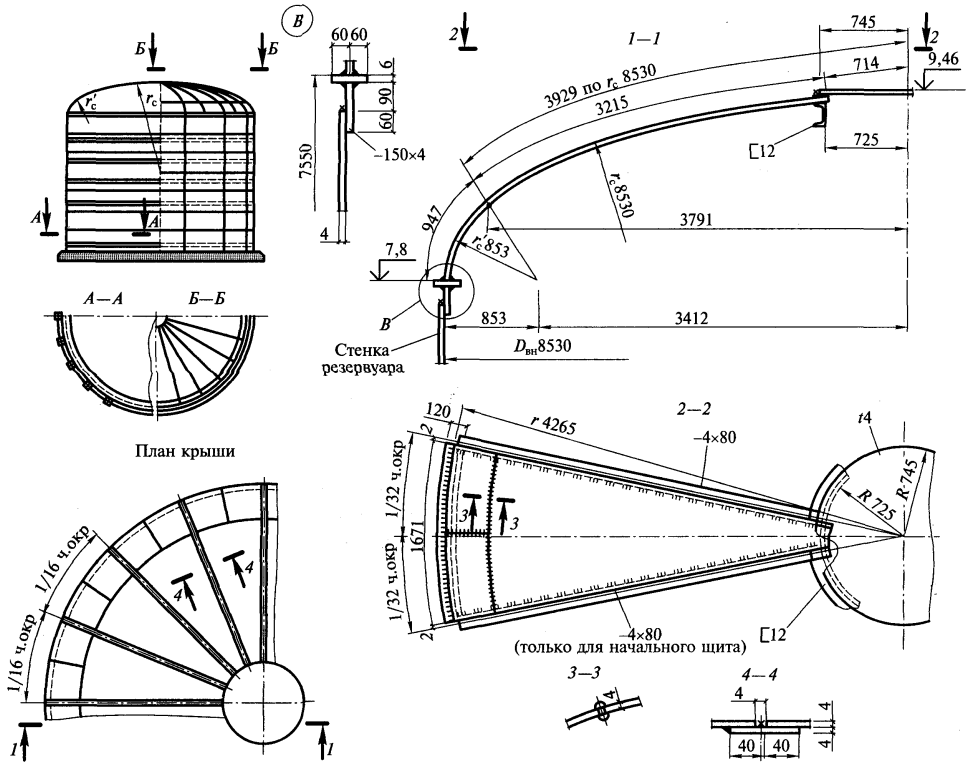


Рис. 23.18. Вертикальный цилиндрический резервуар повышенного давления со сфероцилиндрической крышей

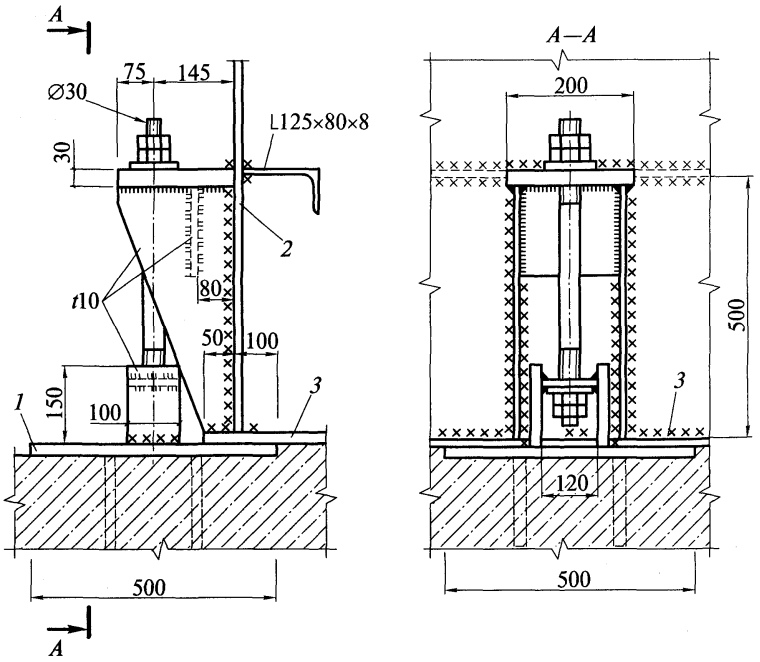


Рис. 23.19. Анкерное крепление стенки резервуара повышенного давления к фундаменту: *1* — закладная плита; *2* — стенка; *3* — днище

2,5 м один от другого и представляют собой стальные стержни диаметром не менее 30 мм. К стенке они крепятся с помощью консольных столиков (рис. 23.19).

Усилия в анкерных болтах можно определить по формуле

$$N_a = \left(1,2P_и \pi r^2 - 0,9G\right)/n, \qquad (23.12)$$

где $P_и$ — нормативное избыточное давление; G — масса кровли, стенки и части днища шириной полосы 0,5—1,0 м; 0,9 — коэффициент недогрузки; n — число болтов по периметру резервуара.

По этому усилию определяется сечение болта и рассчитывается анкерный столик.

23.4. Изотермические резервуары

Хранение больших объемов сжиженных газов (метан, пропан, бутан, аммиак, азот, кислород, водород и др.) наиболее целесообразно с экономической точки зрения и более безопасно в изотермических резервуарах при низком внутреннем давлении от 3 до 7 кПа и температуре до –252 °С. Для этого используются в основном наземные металлические вертикальные цилиндрические резервуары объемом до 120 тыс. м^3. Сооружают также горизонтальные цилиндрические и сферические резервуары небольших объемов.

Конструкции вертикальных цилиндрических изотермических резервуаров бывают двустенчатыми и одностенчатыми. Наибольшее распространение получили двустенчатые резервуары (рис. 23.20). Они состоят из внутреннего и внешнего корпусов, зазор между которыми заполняют термоизоляцией. Толщина ее определяется температурой хранимого продукта. Для нее используется чаще всего перлитная засыпка и минераловатные плиты.

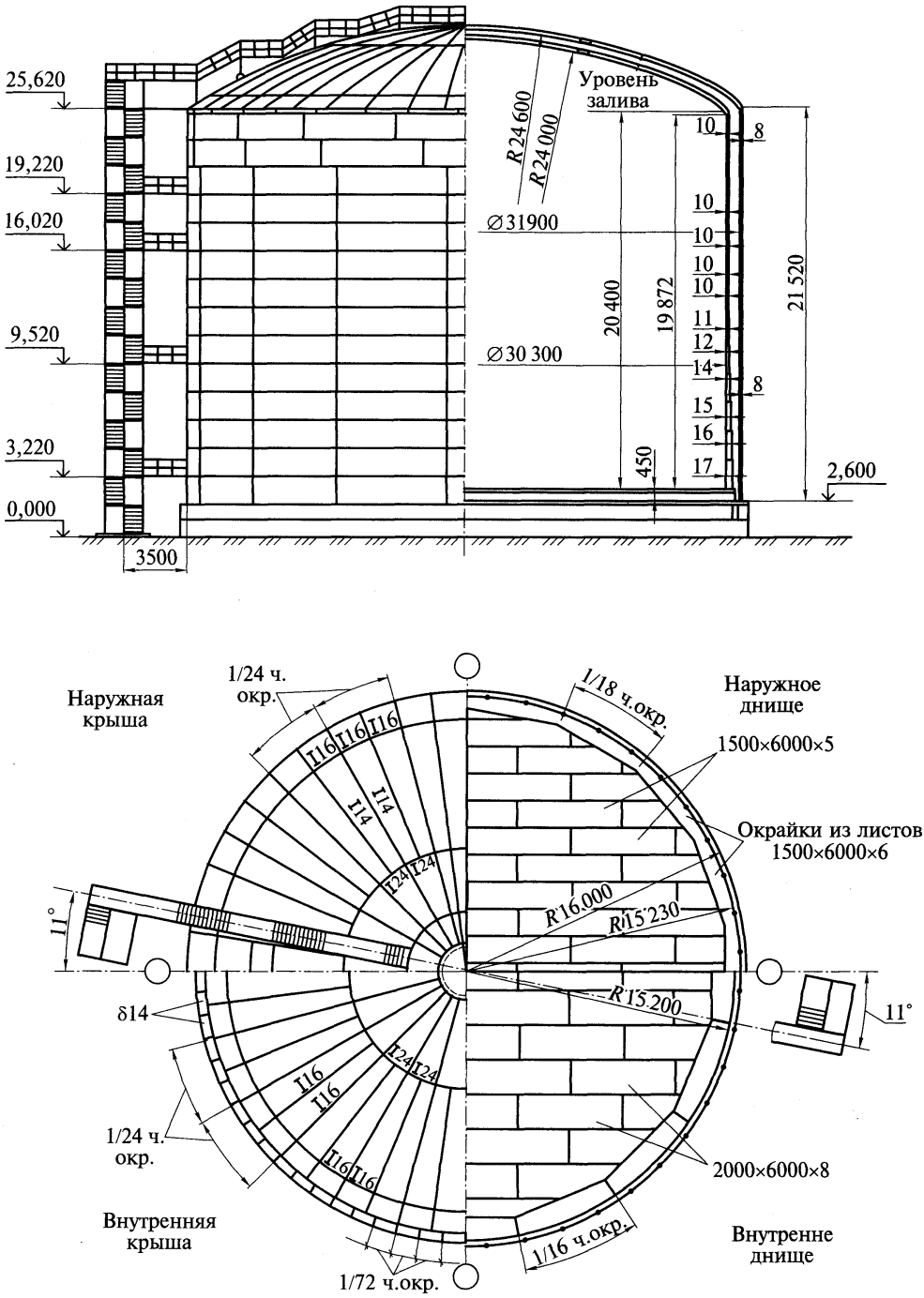


Рис. 23.20. Изотермический резервуар объемом 15 000 м^3 для хранения жидкого аммиака (−34 °С)

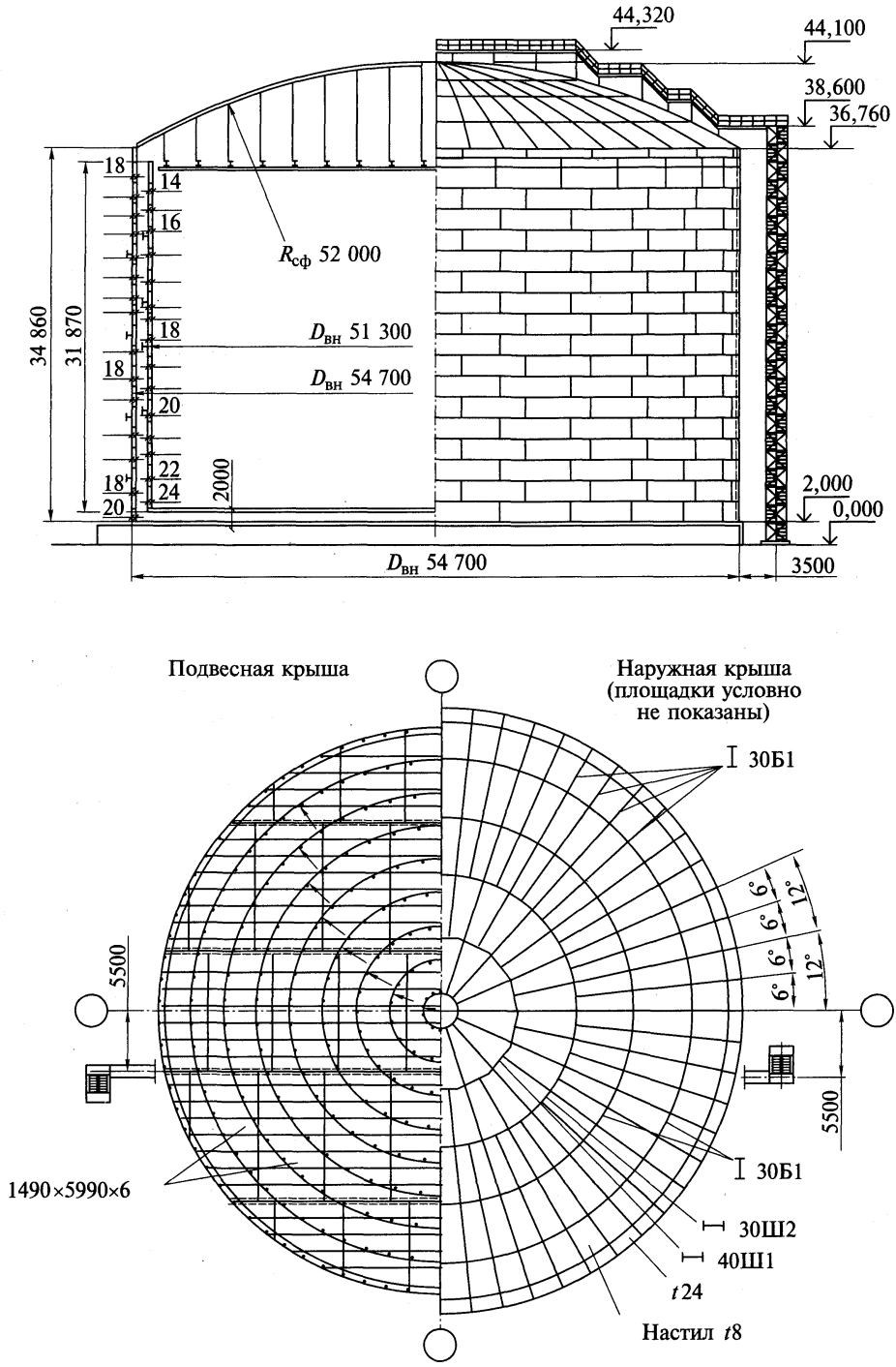


Рис. 23.21. Изотермический резервуар объемом 60 000 м^3 для хранения сжиженного природного газа (температура −162 °С)

Во внутреннем резервуаре находится сжиженный газ, а внешний предохраняет термоизоляцию от повреждений и попадания влаги и воспринимает внешние атмосферные нагрузки — снег и ветер. Каждый корпус состоит из цилиндрической оболочки, плоского днища и кровли.

Днище резервуара лежит на специальном основании, обеспечивающем изоляцию грунта от промерзания. Оно представляет собой монолитную железобетонную плиту, лежащую на песчаной подготовке или опирающуюся на сваи таким образом, что между плитой и грунтом образуется воздушный промежуток высотой 1—1,5 м.

Внешняя крыша резервуара представляет собой самонесущую сферическую оболочку, опирающуюся на внешний корпус. Внутренняя крыша может быть двух типов. Первый тип — самонесущий внутренний сферический купол с торовой вставкой в узле сопряжения с внутренним корпусом. Его применяют в резервуарах относительно небольшой емкости (см. рис. 23.20). Пространство между двумя крышами заполняется перлитом.

Второй тип — крыша в виде плоской мембраны, подвешиваемой к внешнему куполу (рис. 23.21). На мембране лежит слой термоизоляции.

Обычно в межстенном пространстве поддерживают давление до 1 кПа, а вакуум может достигать 0,25 кПа.

Для внутренних корпусов изотермических резервуаров, эксплуатирующихся при температуре ниже –50 °С, применяют никелевые и нержавеющие стали, а также алюминиевые сплавы. Материал для внешнего корпуса выбирают в зависимости от минимальной температуры окружающей среды и часто применяют обычные малоуглеродистые стали.

Одностенчатые резервуары имеют один несущий корпус, состоящий из плоского днища, цилиндрической оболочки и сферической крыши. Корпус покрыт снаружи термоизоляцией из пенополиуретана, которая защищается от атмосферных воздействий жестью, тонкими алюминиевыми листами или другими материалами. Такие резервуары дешевле двустенчатых, но более чувствительны к климатическим условиям.

Расчет стенок и крыш изотермических резервуаров производится по формулам, аналогичным тем, что применяются для резервуаров низкого давления.

Внутренняя стенка двустенчатого резервуара рассчитывается на нагрузку от гидростатического и избыточного внутреннего давления, а также проверяется на устойчивость в пустом резервуаре при избыточном давлении в межстенном пространстве и давлении от засыпки термоизоляции.

Наружная стенка рассчитывается на избыточное давление в межстенном пространстве и давление засыпки термоизоляции и проверяется на устойчивость от действия ветровой и снеговой нагрузки, вакуума в межстенном пространстве и массы одной или двух крыш с термоизоляцией и оборудованием. Если необходимо, то на обеих стенках устанавливаются кольца жесткости.

Наружное днище может быть изготовлено из рулонов или из отдельных листов, сваренных внахлест. Внутреннее днище выполняется только полистовым способом. Толщина средней части днищ принимается конструктивно. Между днищами укладывается слой жесткого термоизоляционного материала — перлитобетона.

Для предотвращения отрыва корпуса пустого резервуара от фундамента под воздействием избыточного внутреннего давления его крепят анкерами. Анкера внутреннего корпуса выполняются в виде стальной полосы, вверху привариваемой к нижнему поясу стенки, а внизу заделываемой в бетон фундамента. Анкера наружного корпуса делают из круглой стали подобно изображенному на рис. 23.19.

Стенки внутреннего и наружного корпусов свариваются из вальцованных листов встык на монтаже. Наружную стенку иногда выполняют из рулонных заготовок.

Крыша резервуара может монтироваться на проектной отметке или собираться полностью на днище резервуара и затем в готовом виде подниматься с помощью временных монтажных стрел или сжатым воздухом.

Строительство изотермических резервуаров во всем мире идет достаточно интенсивно благодаря высокой экономической эффективности изотермического хранения газов и в дальнейшем будет развиваться.

23.5. Горизонтальные цилиндрические резервуары

23.5.1. Конструктивные особенности. Горизонтальные цилиндрические резервуары рационально применять для хранения небольших объемов жидкостей при сравнительно высоких избыточных давлениях. Нефтепродукты хранят под давлением 40—70 кПа, а сжиженные газы — под давлением до 2000 кПа. В них возможен вакуум до 100 кПа.

Преимущества горизонтальных цилиндрических резервуаров перед другими типами резервуаров заключаются в возможности почти полного устранения потерь легкоиспаряющихся жидкостей при хранении под высоким внутренним давлением, а также в их поточном изготовлении на специализированных заводах, доставке в готовом виде на строительную площадку и быстроте монтажа. Резервуары обычно изготавливаются це-

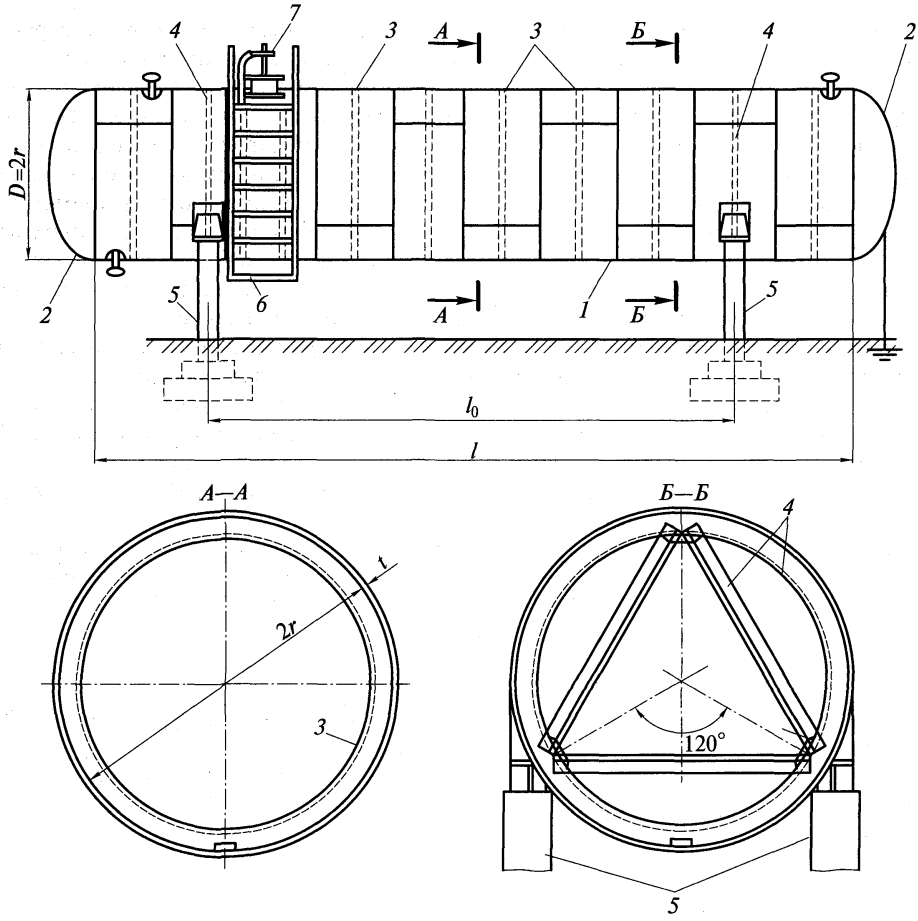


Рис. 23.22. Горизонтальный цилиндрический резервуар:

1 — корпус; *2* — днище; *3* — кольца жесткости; *4* — опорные диафрагмы; *5* — опорные стойки; *6* — лестница; *7* — люк-лаз

ликом или при больших объемах в виде двух отправочных элементов с одним монтажным стыком.

Объем резервуаров может достигать 300 м^3 при условии, что размеры их не превосходят железнодорожные габариты: диаметр резервуаров не должен превышать 3,25 м, а длина отправочного элемента — 15—18 м. Толщина стенки t может быть от 5 до 36 мм.

По расходу стали горизонтальные резервуары уступают вертикальным.

Горизонтальный резервуар состоит из цилиндрического корпуса и двух днищ (рис. 23.22).

Корпус резервуара выполняется из нескольких обечаек (колец), свальцованных из одного-двух листов шириной 1,5—2,0 м и длиной 6—8 м. Продольные и кольцевые соединения листов делают встык. При толщинах стенки до 12 мм корпус может быть изготовлен из рулонной заготовки с соединением листов в рулоне автоматической сваркой по длинной стороне листа встык или внахлест, а по короткой — встык с выполнением продольного замыкающего шва внахлест со сплошными швами с обеих сторон.

Для восприятия вакуума, а также для обеспечения жесткости корпуса резервуара при транспортировке и монтаже, если $r/t \geq 200$, в каждой обечайке делают кольца жесткости из неравнополочных уголков, свальцованных на обушок и приваренных пером к стенке.

Днища горизонтальных цилиндрических резервуаров имеют разную конструктивную форму в зависимости от внутреннего давления и диаметра и показаны на рис. 23.23.

Плоские мембранные днища весьма деформативны, поэтому их применяют для резервуаров небольших диаметров (до 1,8 м) при избыточном давлении до 40 кПа. Пологие конические и сферические днища используют при диаметрах резервуара до 3,25 м и давлении до 70 кПа. В резервуарах объемом до 150 м^3 и избыточном давлении до 150 кПа возможны цилиндрические вальцованные днища с диаметром, равным диаметру резервуара. При высоких внутренних давлениях (до 2000 кПа) днища делают полусферическими или эллипсоидальными, получаемыми горячей штамповкой листов. Их преимущество перед другими видами днищ состоит в том, что они создают плавный переход к стенке и тем самым минимизируют краевой эффект в этой зоне.

Наземные резервуары опираются на две седловые или стоечные опоры, а заглубленные и подземные устанавливают на сплошное спрофилированное основание. Опоры могут быть металлические или железобетонные. Угол охвата опор составляет от 90 до 120°. Расстояние между двумя опорами принимают оптимальным и равным $l_0 = 0{,}586 l_p$, где l_p — расчетная длина корпуса как условной балки, $l_p = V/(\pi r^2)$ (рис. 23.24). Они должны располагаться на расстоянии не меньше 300 мм от кольцевого шва. Стоечные опоры значительно дешевле седловых.

В плоскости опор внутри резервуара устанавливаются опорные диафрагмы, каждая из которых состоит из кольца жесткости, усиленного треугольной стержневой системой из уголков.

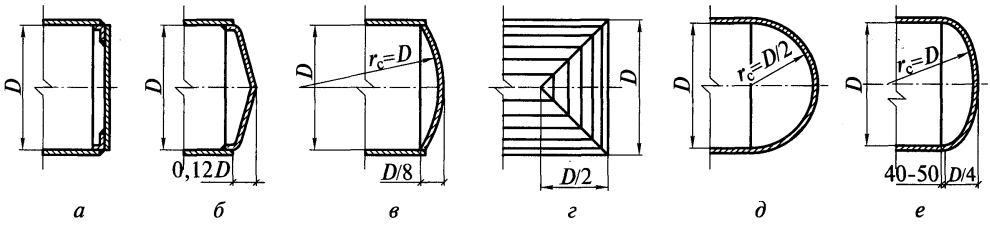


Рис. 23.23. Типы днищ горизонтальных цилиндрических резервуаров:

а — плоское; *б* — коническое; *в* — пологое сферическое; *г* — цилиндрическое; *д* — полусферическое; *е* — эллипсоидальное

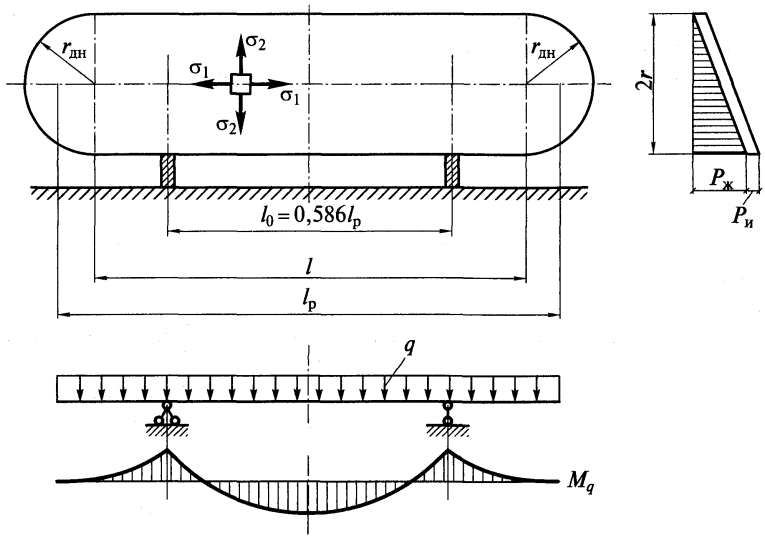


Рис. 23.24. Расчетная схема горизонтального цилиндрического резервуара

Резервуар оборудуется наружной лестницей, люком-лазом и необходимой технологической аппаратурой, позволяющей наполнять и опорожнять его, а также поддерживать и контролировать расчетное давление.

Размеры резервуара заданного объема V устанавливаются исходя из минимального расхода металла. Оптимальный диаметр определяется по формуле

$$D_{опт} = 0{,}6\sqrt[3]{V} \le 3{,}25 \text{ м}. \tag{23.13}$$

Длина цилиндрической части корпуса определяется с учетом выбора типа днищ:

$$l = \frac{V - k_1 r^3}{\pi r^2}, \tag{23.14}$$

где $k_1 = 4{,}189$ для полусферических днищ, $k_1 = 2{,}094$ для эллипсоидальных днищ, $k_1 \approx 0$ для остальных типов днищ.

Выбор длины исходных листов увязывается с принятым диаметром резервуара D, причем возможно небольшое изменение его для того, чтобы обечайки состояли из целого листа с добавлением $^1/_2$, $^1/_3$ или $^1/_4$ длины листа.

Выбор ширины листов согласуется с длиной цилиндрической части корпуса l, которая в связи с этим может несколько измениться. Нужно отметить, что размеры листов берутся с учетом строжки кромок.

23.5.2. Расчет резервуара. Расчет резервуаров высокого давления (более 70 кПа) в соответствии с ГОСТ 14249—80 должен производиться по методике допускаемых напряжений. Однако нормы проектирования сооружений промышленных предприятий допускают вести все расчеты по [7], т.е. по методике предельных состояний. Получающаяся при этом разница в результатах расчета компенсируется введением коэффициента условий работы γ_c.

В стенках корпусов горизонтальных цилиндрических резервуаров возникают растягивающие продольные и кольцевые напряжения, вызванные в основном внутренним избыточным давлением в газовом пространстве, гидростатическим давлением продукта и собственным весом (см. рис. 23.24). Определяющими являются кольцевые напряжения от внутреннего давления. Расчет толщины стенки t ведется по формуле, аналогичной (23.1).

Прочность стенки при двухосном напряженном состоянии с учетом кольцевых σ_2 и продольных σ_1 напряжений, возникающих от давления продукта на днище, а также от изгиба корпуса как двухопорной балки кольцевого сечения с консолями, проверяют по формуле

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2 + 3\tau^2} \le R_{wy}\gamma_c. \qquad (23.15)$$

Толщину полусферических днищ назначают $t_{дн} \approx 0{,}6t$, эллипсоидальных — $t_{дн} \approx 1{,}2t$, но в любом случае не менее 8 мм.

Устойчивость стенки резервуара проверяется при действии вакуума в пустом резервуаре по формуле типа (23.3) [7].

При невыполнении неравенства (23.3) устойчивость стенки можно обеспечить более частой постановкой кольцевых ребер жесткости, увеличивающих σ_{cr2}, или увеличением толщины стенки.

Расчет промежуточных колец жесткости на устойчивость от действия вакуума производится так же, как для вертикальных цилиндрических резервуаров.

23.6. Сферические резервуары

23.6.1. Конструктивные особенности. Сферические резервуары экономичнее цилиндрических, поэтому они используются для хранения жидкостей и сжиженных газов под высоким избыточным внутренним давлением от 250 до 1800 кПа. После опорожнения резервуаров и при понижении температуры в них возможен вакуум. Сферические резервуары также могут служить технологическими аппаратами в некоторых производствах.

Резервуар представляет собой сферическую оболочку, установленную на стальных опорах (рис. 23.25). Объем резервуаров обычно не превышает 4000 м^3. Чаще всего используются резервуары объемом 600 и 2000 м^3, имеющие диаметр соответственно 10,5 и 16 м. Есть отдельные примеры возведения резервуаров объемом до 20—25 тыс. м^3 (ФРГ).

Резервуары оборудуют приемо-раздаточными патрубками, предохранительными клапанами и приборами для замера уровня и давления продукта. Вверху и внизу корпуса размещают люки-лазы диаметром 500 мм, а оболочку в этих местах усиливают накладками. Обслуживание резервуара осуществляется с площадки, расположенной вверху резервуара. Для прохода на нее устраивается наружная шахтная или поворотная лестница. Последняя служит также для наружного осмотра резервуара большого диаметра. Внутри резервуара для осмотра стенок также предусматривается поворотная лестница.

Оболочки резервуаров изготавливают из сталей классов С345—С440. Толщина их может достигать 36 мм.

Корпус резервуара собирают и сваривают на монтаже из отдельных лепестков, изготавливаемых на заводе. Число и размеры лепестков зависят от схемы раскроя оболочки, которая определяется размерами корпуса и типом опорной конструкции и влияет на количество отходов металла и на протяженность сварных швов. Наиболее распространенные схемы раскроя оболочки показаны на рис. 23.26.

Размеры лепестков увязываются с размерами стандартных листов, а их количество в экваториальном сечении — с длиной окружности резервуара и обычно принимается кратным 4. Контуры лепестков вырезают из плоских заготовок, состоящих из одного или нескольких предварительно состыкованных листов с учетом вытяжки металла (рис. 23.27).

Для придания лепесткам требуемой двоякой кривизны их на заводе подвергают штамповке или вальцовке. При горячей или холодной штамповке (в зависимости от толщины листов) образуются лепестки параллельно-меридионального или экваториально-меридионального раскроя (рис. 23.26, *а* и *б*). При холодной вальцовке на многовалковых вальцах при толщинах до 30 мм получают лепестки меридионального раскроя (рис. 23.26, *в*). После этого лепестки упаковываются в специальные контейнеры, ис-

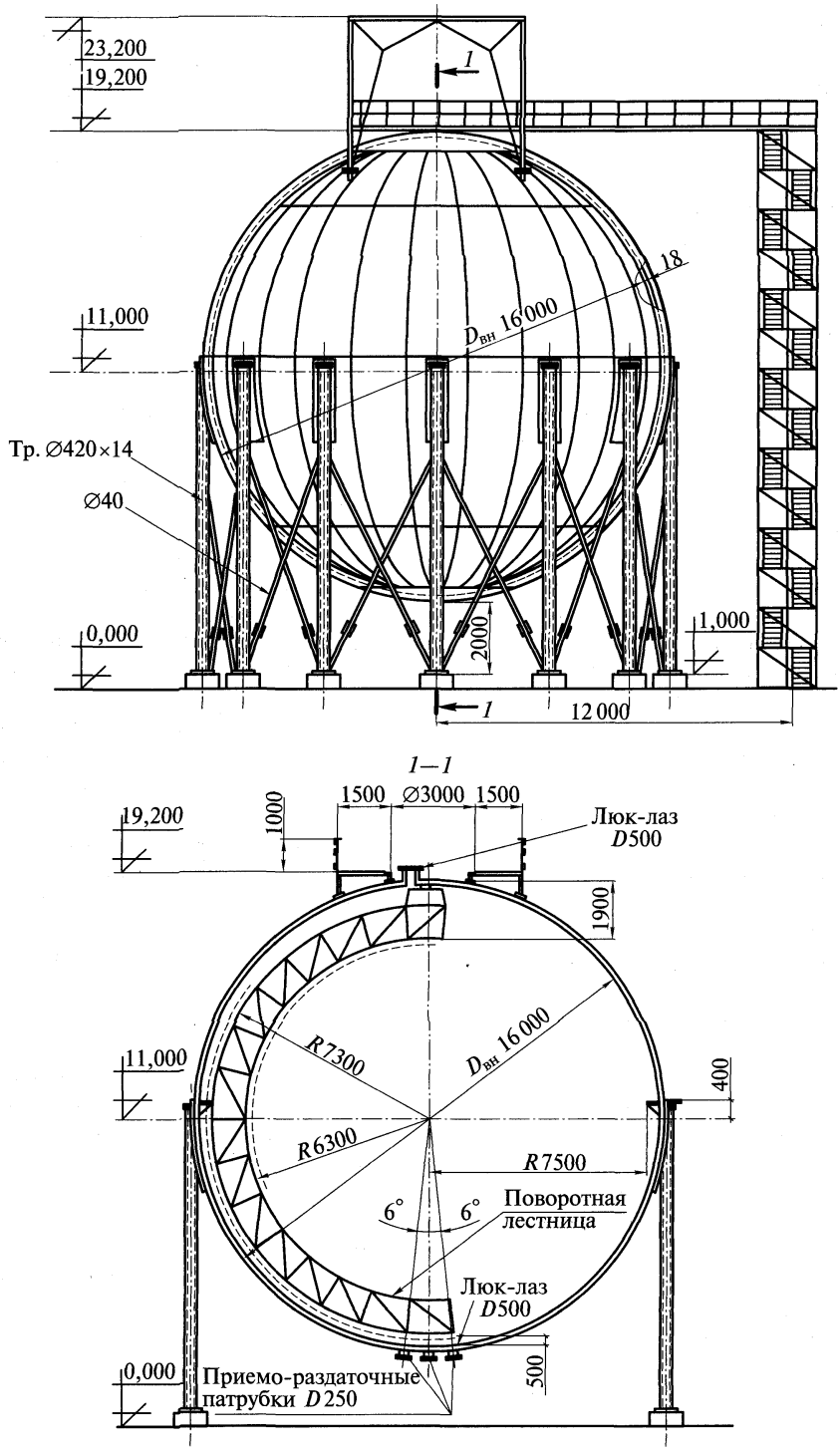


Рис. 23.25. Сферический резервуар объемом 2000 м^3

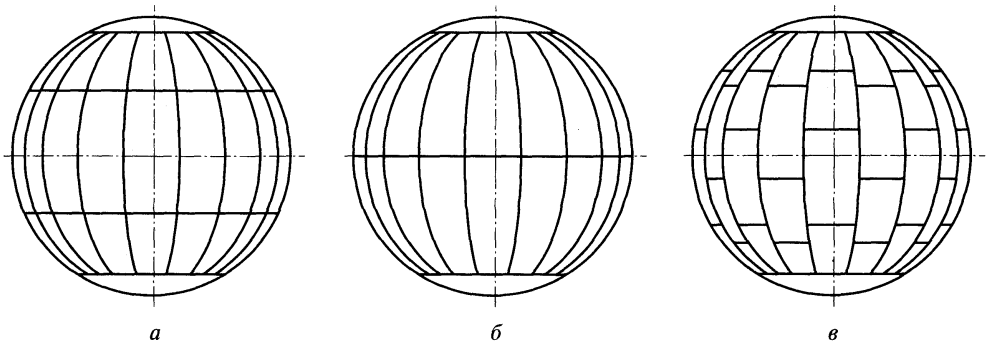


Рис. 23.26. Схемы раскроя оболочки:

а — параллельно-меридиональная (трехпоясная); *б* — экваториально-меридиональная (двухпоясная); *в* — меридиональная

ключающие их деформирование, и перевозятся на железнодорожных платформах на место монтажа. При этом должны быть соблюдены необходимые провозные габариты.

Форма разделки кромок лепестков зависит от толщины листов, способа сварки, положения стыка в пространстве при сварке с вращением или без вращения сферы.

Метод сварки лепестков зависит от способа их монтажа, определяющего пространственное положение стыка во время выполнения сварного шва.

Существуют три основных способа монтажа.

1. Изготовление оболочки при вращении на манипуляторе с автоматической сваркой под флюсом. При этом возможна горизонтальная или вертикальная ориентация меридиональных лепестков или укрупненных блоков. Сварка производится снаружи и внутри корпуса только в нижнем положении.

Способ дорогостоящий, ограничивающий условия сборки резервуара и приводящий к большой продолжительности сроков монтажа. Он экономически целесообразен для сборки оболочек емкостью до 2000 м^3 и массой до 150 т из-за сложности конструкции манипуляторов.

2. Изготовление оболочки с периодическим поворотом при сборке и полуавтоматической сваркой горизонтальных швов на вертикальной плоскости. Способ предполагает горизонтальную ориентацию меридиональных лепестков оболочки и поворот ее вокруг горизонтальной оси по мере установки лепестков или блоков из них.

Такой метод изготовления дает возможность рассосредоточить сварочные работы и ускорить процесс сборки. Он имеет ряд достоинств: используется серийное сварочное оборудование, не нужны специальные манипуляторы, сварные соединения располагаются в одном и том же пространственном положении, и сварку могут выполнять одновременно несколько сварщиков. Но производительность сварочных работ в этом случае ниже, чем при автоматической сварке под флюсом.

В обоих случаях условия сварки определяют и ограничивают условия сборки оболочки.

3. Сборка и сварка оболочки в проектном положении. При этом монтируемая оболочка опирается непосредственно на опорные стойки или опорное кольцо, а сварка производится в различных пространственных положениях. Таким способом удобно собирать оболочки с многопоясным раскроем из блоков, состоящих из двух-трех лепестков. Монтаж начинают с установки нижнего днища, затем собирают сначала нижнюю полусферу из блоков лепестков, а после выполнения сварочных работ — верхнюю полусферу. Внутри и снаружи резервуара устанавливают поворотные лестницы. Сварка может быть ручная, полуавтоматическая, а также автоматическая с принудительным формированием шва.

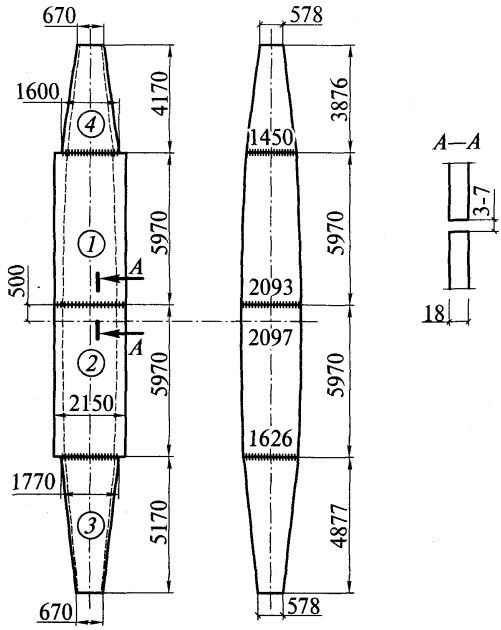


Рис. 23.27. Раскрой лепестка оболочки резервуара объемом 2000 м^3 для холодной вальцовки

Этот способ имеет ряд преимуществ по сравнению с первыми двумя. Оболочка с начала монтажа опирается на собственные опорные стойки или кольцо. Не требуется дорогостоящий манипулятор. Часть сварочных работ по формированию блоков проводится в укрытии автоматической сваркой под флюсом. Сборка блоков в проектном положении с применением новейших технологий сварки позволяет рассосредоточить сварочные работы и существенно сократить продолжительность монтажа.

Надежность работы оболочки в значительной степени зависит от обеспечения ее правильной геометрической формы и качества сварных соединений. Поэтому особое внимание обращают на точность сборки, на сохранение постоянной кривизны в двух направлениях и тщательное соблюдение технологии сварки. При отклонениях геометрической формы сверх допустимых внутреннее давление вызывает появление изгибающих моментов и дополнительных напряжений. Нарушение технологии сварки может изменить геометрическую форму и снизить качество и прочность сварных соединений.

Опорные конструкции сферических резервуаров бывают разного типа: отдельно стоящие вертикальные или наклонные стойки, расположенные по окружности корпуса и примыкающие к нему по касательной (рис. 23.28, *а*, *б*, *в*); опорное кольцо, размещаемое ниже экватора сферы и установленное на стойках (рис. 23.28, *г*); одна вертикальная стойка, проходящая внутри корпуса резервуара (рис. 23.28, *д*).

Основным способом опирания является первый.

Вертикальные стойки используются при трехпоясном и меридиональном раскрое. При двухпоясном раскрое применяются наклонные в радиальном направлении стойки с углом наклона 7°. Это связано с тем, что узлы опирания стоек не должны пересекать кольцевых швов оболочки. Корпус резервуара в местах опирания усиливается листовыми гнутыми накладками для восприятия локальных напряжений от опорных реакций стоек.

Стойки обычно крепятся к лепестку в середине его ширины, а число их принимается равным половине числа лепестков в экваториальном сечении.

Между стойками устанавливаются диагональные связи для обеспечения устойчивости и жесткости, а также для восприятия ветровых нагрузок.

Иногда стойки располагаются наклонно в тангенциальной плоскости. Это делается для сокращения количества фундаментных блоков и не требует постановки связей.

23.6.2. Расчет резервуара. Расчет стенки оболочки на прочность производится на действие внутреннего избыточного давления и гидростатического давления продукта в полностью заполненном резервуаре. Собственной массой корпуса, а также снеговой и ветровой нагрузками из-за их незначительного влияния пренебрегают.

Минимальную расчетную толщину стенки в нижней точке корпуса определяют из условия прочности сварных стыковых швов по формуле

$$t_{\min} = \frac{Pr}{2R_{wy}\gamma_c}, \qquad (23.16)$$

где P — давление на стенку от хранимой жидкости и избыточного давления; R_{wy} — расчетное сопротивление сварных стыковых швов, при физическом контроле их качества $R_{wy} = R_y$; $\gamma_c = 0{,}6$ — коэффициент условий работы корпусов резервуаров высокого давления при расчете на прочность и устойчивость.

Устойчивость стенки сферической оболочки проверяется при действии вакуума в пустом резервуаре по формуле [7]:

$$\sigma \le \sigma_{cr}\gamma_c, \qquad (23.17)$$

где σ — действующее сжимающее напряжение от вакуума; σ_{cr} — соответствующее критическое напряжение.

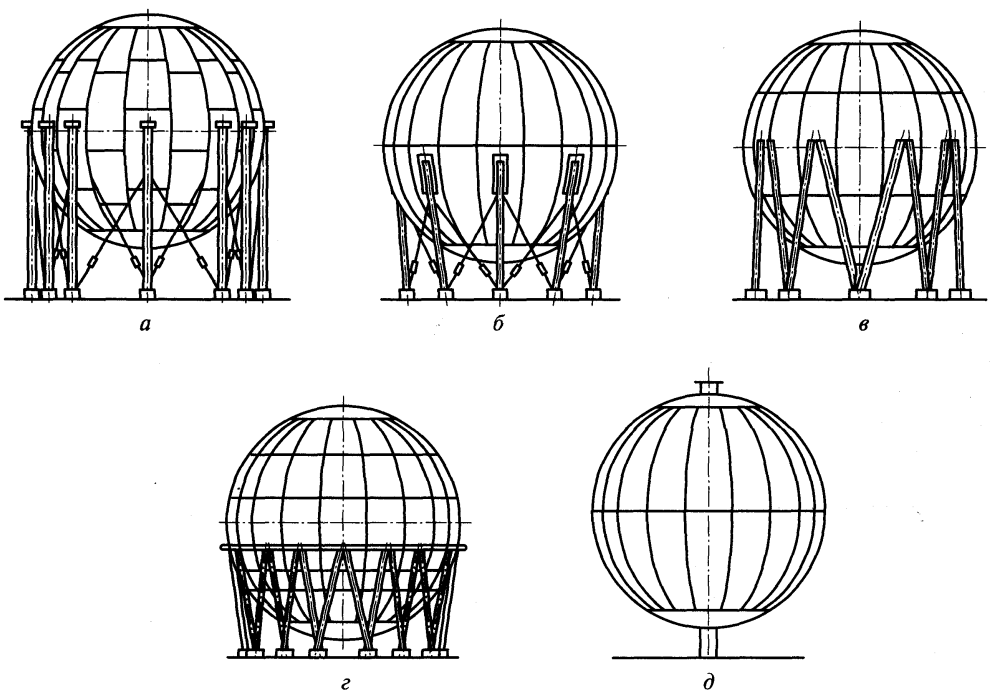


Рис. 23.28. Схемы опирания сферического резервуара:
а — с вертикальными стойками; *б* и *в* — с наклонными стойками; *г* — с опорным кольцом; *д* — на центральной опоре

Опорные стойки рассчитывают на нагрузку от собственной массы резервуара и размещенного на нем оборудования, массы продукта или воды при гидроиспытаниях, а также на снеговую и ветровую нагрузки с учетом возможной просадки основания под одной из стоек.

Стойки резервуара выполняют из труб и проверяют на устойчивость как внецентренно сжатые стержни с учетом возможного конструктивного эксцентриситета в узле сопряжения со сферой. Узлы крепления стоек принимаются шарнирными. Расчетная длина стоек равна их геометрической длине.

Диагональные связи между стойками работают только на растяжение. Их выполняют из круглых стержней диаметром 30—40 мм. Они оснащаются фаркопфами для создания натяжения и исключения провисания.

ГЛАВА 24

ГАЗГОЛЬДЕРЫ

24.1. Мокрые газгольдеры переменного объема

Газгольдеры предназначены для хранения, смешивания и регулирования расхода и давления газов. Их включают в газовую сеть между источником получения газа и его потребителями. Они применяются для хранения природного и искусственного газа на металлургических, коксохимических и газовых заводах, в химической и нефтяной промышленности, в городском хозяйстве.

По технологическим особенностям и требованиям газгольдеры делят на два типа: переменного объема (постоянного давления) и постоянного объема (переменного давления). Газгольдеры первого типа эксплуатируются при низком избыточном давлении

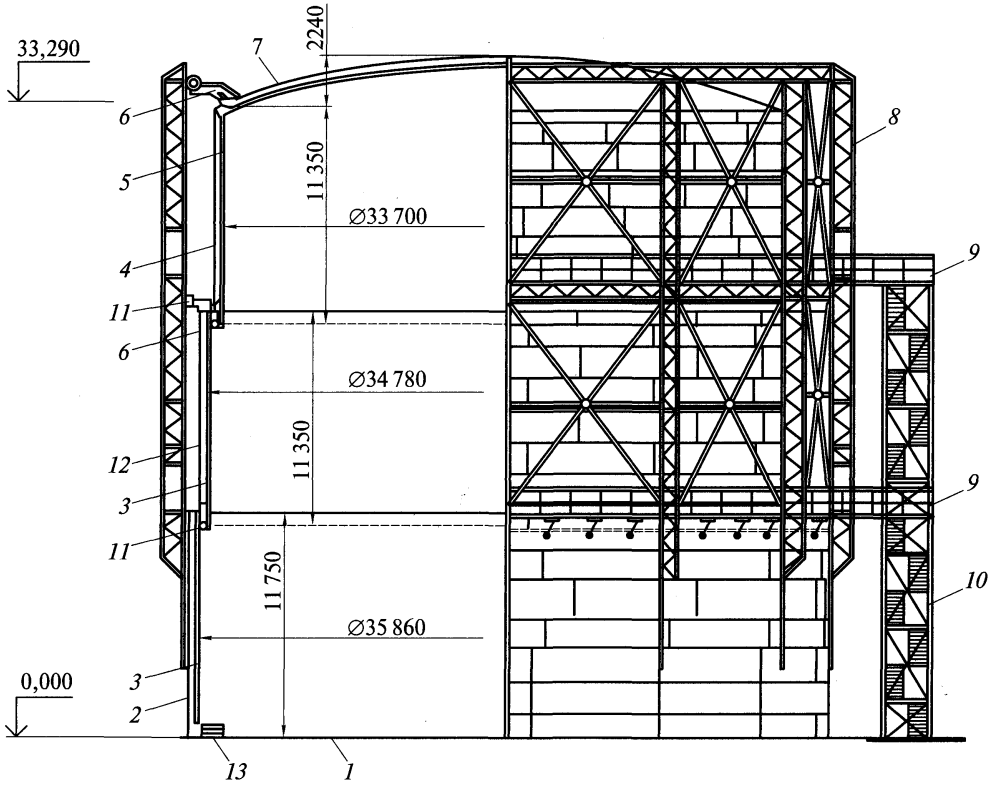


Рис. 24.1. Мокрый газгольдер низкого давления с вертикальными направляющими объемом 20 000 м^3:

1 — днище; *2* — корпус резервуара; *3* — внутренние направляющие; *4* — корпус колокола; *5* — стойки колокола; *6* — нижний и верхний ролики колокола; *7* — покрытие колокола; *8* — внешние направляющие; *9* — обслуживающие площадки; *10* — лестница; *11* — нижний и верхний ролики телескопа; *12* — корпус телескопа; *13* — опорные подкладки

(до 4 кПа), а газгольдеры второго типа — при более высоком, от 70 кПа и более, иногда до 2000 кПа.

В газгольдерах переменного объема постоянное давление поддерживается за счет опускания или подъема его верхней части. По функциональным признакам такие газгольдеры разделяют на мокрые и сухие. Газгольдеры постоянного объема имеют цилиндрическую или сферическую форму.

Мокрые газгольдеры применяются для хранения газов, допускающих увлажнение из-за испарения воды, но не вызывающих интенсивной коррозии стали. Они имеют объемы в основном до 50 000 м^3, хотя построены газгольдеры объемом 200 000 м^3 (ФРГ) и 400 000 м^3 (Англия).

Газгольдеры состоят из вертикального цилиндрического резервуара, заполненного водой, одной или нескольких обечаек (телескопов), колокола, представляющего собой открытую снизу цилиндрическую оболочку с пологой сферической кровлей, и направляющих (рис. 24.1). Через дно резервуара под колокол подводят трубопроводы для подачи и расходования газа. Как только давление газа на крышу колокола превысит его массу, колокол начинает подниматься, увлекая за собой телескопы. В зависимости от числа подвижных частей (колокола и телескопов) газгольдер бывает однозвенным, двухзвенным и т.д.

Непроницаемость соединения движущихся частей газгольдера обеспечивается гидравлическими затворами, представляющими собой два кольцевых желоба, входящих один в другой (рис. 24.2). При заполнении порожнего газгольдера газом колокол поднимается, зачерпывает воду нижним желобом и захватывает им верхний желоб телескопа. Таким образом колокол вместе с телескопами поднимается до верхнего положения.

Плавность движения колокола и телескопов обеспечивается вертикальными направляющими и роликами (см. рис. 24.1). Верхние ролики каждого звена крепятся к консолям и двигаются по наружным направляющим стойкам каркаса, а нижние скользят по внутренним направляющим стойкам, приваренным к оболочке нижерасположенного звена. Наружные направляющие крепят к стенке резервуара и соединяют между собой ригелями с переходными площадками и диагональными связями.

Построены также мокрые газгольдеры с винтовыми направляющими объемом до 100 000 м^3 (Великобритания, рис. 24.3). В них на наружной стороне колокола и телескопа установлены спиралеобразные направляющие под углом 45°, а по периметру верхнего края резервуара и телескопа равномерно располагаются кронштейны с парными роликами. Направляющие вышерасположенного звена скользят между роликами нижнего звена. Звенья перемещаются вверх или вниз с одновременным поворотом вокруг вертикальной оси.

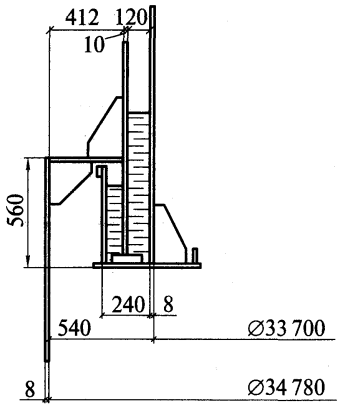


Рис. 24.2. Гидравлический затвор между телескопом и колоколом

В газгольдерах с вертикальными направляющими жесткость сооружения обеспечивается пространственным каркасом из направляющих, ригелей и связями между ними. В винтовых газгольдерах для этого используется жесткость оболочек резервуара и телескопических звеньев.

Наивыгоднейшими размерами мокрого газгольдера средних объемов с вертикальными направляющими с точки зрения расхода стали являются такие, когда отношение диаметра резервуара к полной высоте корпуса при наивысшем положении колокола находится в пределах от 0,8 до 1,3. Для винтовых газгольдеров это отношение больше и составляет в среднем 1,2—1,75.

Высота цилиндрической оболочки всех подвижных звеньев принимается одинаковой, а зазор между стенками смежных звеньев составляет 540 мм для размещения гидравлических затворов, колец жесткости вверху и внизу каждого звена и внутренних направляющих.

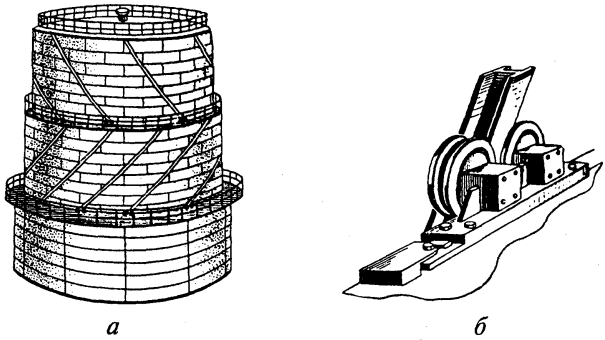


Рис. 24.3. Схема винтового мокрого газгольдера:
а — общий вид; *б* — винтовая направляющая и ролики

Винтовые газгольдеры более выгодны по расходу стали, чем газгольдеры с вертикальными направляющими, так как в них исключаются металлоемкие внешние направляющие со связями и уменьшается масса площадок и лестниц с ограждениями.

К недостаткам мокрых газгольдеров относятся существенные колебания давления газа, а также трудность их обслуживания при отрицательной температуре. В этом случае приходится подогревать воду в резервуаре и затворах минимум до +5 °С или сооружать вокруг резервуаров утепляющую кирпичную стенку на расстоянии 1000 мм от корпуса.

Стенка водного резервуара газгольдера рассчитывается на гидростатическое давление аналогично описанному в гл. 23, а стенки телескопов и колокола — на расчетное давление газа, определяемое массой колокола и телескопов с затворами, заполненными водой, весом снега на крыше колокола и массой пригрузов из бетонных или чугунных блоков. Их устанавливают, если собственной массы конструкций оказывается недостаточно для создания в газовом пространстве заданного давления. Из-за небольшого давления толщина стенок обычно принимается конструктивно в пределах 4—5 мм.

Стенка резервуара выполняется из рулонных заготовок или полистовым способом, а стенки телескопов и колокола, как правило, из рулонных заготовок.

Сферическая крыша колокола имеет стрелу подъема, равную примерно $^1/_{15}$ ее диаметра и состоит из тонколистовой оболочки и каркаса в виде радиально расположенных арок, опирающихся на вертикальные стойки стенки и соединенных между собой кольцевыми ребрами и диагональными связями.

Оболочка из кровельного настила толщиной 3—4 мм свободно лежит на каркасе и приваривается только к уторному кольцу. Таким образом, под действием внутреннего давления газа оболочка может свободно подниматься, и каркас кровли в работу не включается. Каркас рассчитывают на нагрузку от собственной массы крыши и снега на ней.

Все элементы конструкции мокрого газгольдера вместе с системой вертикальных направляющих проверяются на устойчивость от собственной массы, снеговой и ветровой нагрузок, а также полезной нагрузки на площадках и лестницах.

24.2. Сухие газгольдеры переменного объема

Сухие газгольдеры низкого давления применяются в химических производствах, в которых не допускается контакт хранимого газа с водой. Они экономичнее мокрых газгольдеров, поэтому имеют большие объемы, доходящие до 100 000 м^3, а в отдельных случаях до 600 000 м^3.

Такие газгольдеры состоят из цилиндрического корпуса, плоского днища, сферической крыши и подвижной части — шайбы (поршня) внутри корпуса (рис. 24.4). В зазоре между стенкой корпуса и шайбой располагается затвор, обеспечивающий герметичность объема под поршнем.

При наполнении газгольдера давление газа достигает определенной величины и поднимает шайбу. Масса шайбы и силы трения в затворе должны соответствовать расчетному давлению газа. В случае необходимости шайба может быть пригружена бетонными блоками. При расходовании газа шайба опускается, выдавливая своей массой газ из газгольдера. Равномерность движения шайбы обеспечивается системой роликов и направляющих тросов.

Важной деталью конструкции сухих газгольдеров является затвор, закрывающий зазор между шайбой и корпусом, так как от его надежности зависят потери газа и безопасность работы обслуживающего персонала.

В жидкостных затворах уплотнение осуществляется с помощью гибкой полосы стали, прижимаемой к стенке рычажным механизмом, и специальной масляной смесью. Но трудность обеспечения надежной работы затвора при перекосах шайбы и возможность утечки газа ограничивают их применение, особенно в суровых климатических условиях.

Сухие газгольдеры с гибкой герметичной секцией из эластичной прорезиненной ткани лишены недостатков газгольдеров с жидкостным затвором. Такая секция закрепляется внутри корпуса одной стороной у днища, а другой — на подвижной шайбе. При заполнении газгольдера газом она поднимается вместе с шайбой и опускается при его опорожнении. В таких газгольдерах хранят газы высокой чистоты.

Стенка газгольдера состоит из наружного каркаса, выполненного из двутавровых стоек и колец из швеллеров, и обшивки толщиной 5 мм. При высоте корпуса до 18 м она выполняется из рулонной заготовки. На каркасе располагаются кольцевые площадки.

Днище имеет толщину 6 мм и монтируется также из рулонных заготовок.

Крыша газгольдера состоит из листового настила толщиной 3 мм и радиально расположенных гнутых двутавров, связанных между собой горизонтальными кольцевыми элементами и опирающихся на кольцо жесткости. Кровля может выполняться из щитов заводского изготовления.

Шайба представляет собой ребристо-кольцевой купол с обшивкой толщиной 5 мм и решетчатой конструкцией по периметру, служащей для повышения ее жесткости и для установки на ней уплотняющего устройства и роликов, скользящих по стенке вдоль стоек наружного каркаса.

Газгольдер имеет вертикальный подъемник и цепную лестницу для спуска на шайбу и осмотра внутренних поверхностей.

Стенку корпуса сухого газгольдера рассчитывают как цилиндрическую оболочку на избыточное внутреннее давление. Рас-

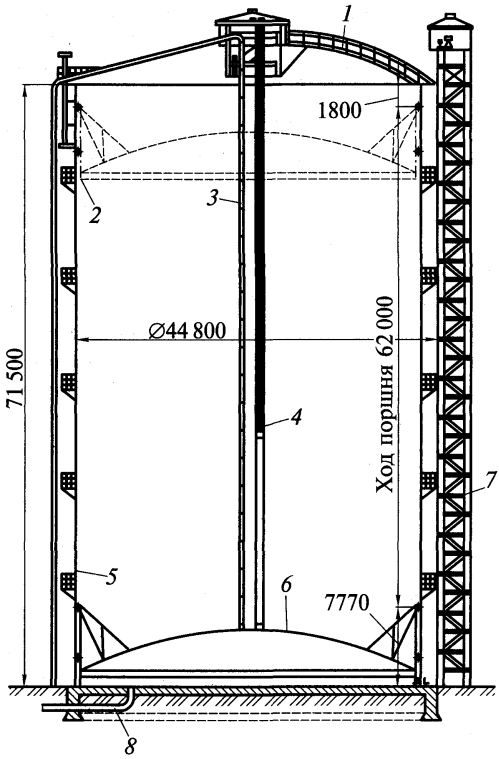


Рис. 24.4. Сухой газгольдер объемом 100 000 м^3 с жидкостным затвором:

1 — кровля; *2* — верхнее положение шайбы (поршня); *3* — цепная стремянка; *4* — подъемная клеть; *5* — стенка газгольдера; *6* — шайба; *7* — наружный подъемник; *8* — газоввод

четная толщина ее обычно оказывается незначительной и поэтому принимается конструктивно равной 5 мм. Устойчивость стенки от действия вакуума, а также от массы корпуса с установленным на нем оборудованием, нагрузок от снега и ветра обеспечивается наружным каркасом корпуса.

24.3. Газгольдеры постоянного объема

Наиболее рациональными конструкциями газгольдеров при хранении газа под высоким давлением являются газгольдеры постоянного объема, не имеющие подвижных частей. По сравнению с газгольдерами низкого давления эти хранилища требуют меньшего расхода стали на 1 м^3 свободного газа, более компактны, не нуждаются в обогреве и просты в эксплуатации, но требуют больших затрат на оборудование для сжатия газа. Газгольдеры постоянного объема имеют рабочее давление от 400 до 2000 кПа, поэтому их проектируют с учетом требований правил устройства и безопасной эксплуатации сосудов, работающих под давлением.

Газгольдеры постоянного объема могут быть цилиндрическими и сферическими. Первые имеют цилиндрический корпус и полусферические днища и могут устанавливаться как горизонтально, так и вертикально. Диаметр цилиндрических газгольдеров не превышает 3,25 м, а объем их колеблется от 50 до 300 м^3. Они изготавливаются на заводе, так как габаритные размеры позволяют перевозить их железнодорожным транспортом на площадку монтажа.

Цилиндрические газгольдеры, расположенные горизонтально, опираются на две седловые или стоечные опоры (рис. 24.5). В местах опирания оболочка усиливается внутренними кольцами жесткости из сварного тавра. Конструкция корпусов аналогична конструкциям горизонтальных цилиндрических резервуаров.

Вертикально установленные цилиндрические газгольдеры опираются на фундаменты. Их устойчивость обеспечивается постановкой нескольких опор-стоек, объединенных диагональными связями (рис. 24.6). Газгольдеры располагаются обычно группами (батареями) и объединяются горизонтальными площадками на верхнем уровне, которые служат дополнительными связями.

Сферическая форма газгольдеров для хранения газов при высоком давлении по расходу стали является наиболее выгодной, при этом экономия стали по сравнению с цилиндрическими газгольдерами может достигать 15 %. Но они сложнее в изготовлении и монтаже и поэтому имеют более высокую стоимость.

Объемы сферических газгольдеров могут достигать 4000 м^3. Конструкция и способы изготовления их такие же, как сферических резервуаров для сжиженных газов. Они опираются на вертикальные или наклонные стойки, присоединяемые к оболочке по касательной. Число стоек обычно принимается кратным 4. Иногда опора выполняется в виде кольца меньшего диаметра, устанавливаемого на стойках или железобетонном стакане. Сферические газгольдеры также оборудуются лестницами и площадками.

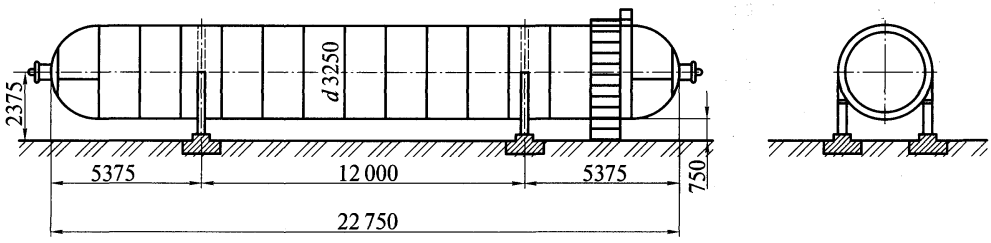


Рис. 24.5. Горизонтальный цилиндрический газгольдер постоянного объема

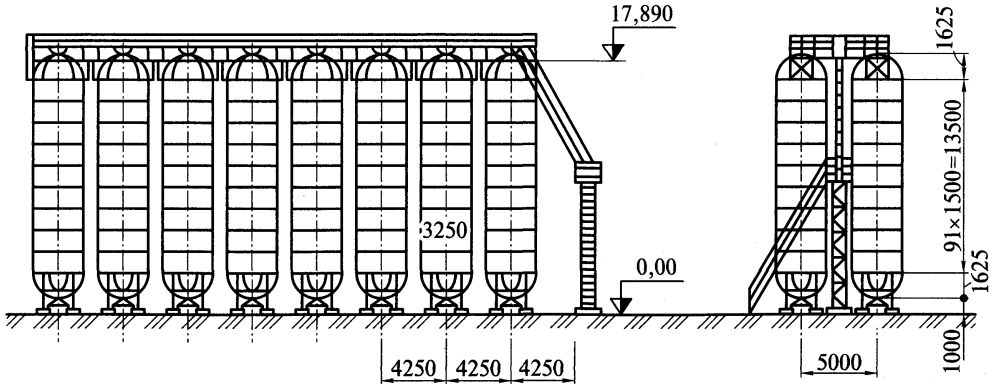


Рис. 24.6. Общий вид батареи вертикальных цилиндрических газгольдеров

Основной нагрузкой, определяющей толщину оболочки газгольдеров постоянного объема всех типов, является внутреннее давление газа. Оболочки обычно выполняются из сталей классов С245—С375, и толщина их может достигать 36 мм.

Для расчета опорных конструкций надо учитывать собственную массу корпуса и массу воды при гидравлических испытаниях, полезные нагрузки на площадках, а также нагрузки от снега и ветра. Расчеты газгольдеров и их элементов аналогичны расчетам резервуаров для сжиженных газов.

ГЛАВА 25

БУНКЕРА И СИЛОСЫ

25.1. Общие сведения

Бункера и силосы представляют собой емкости для хранения и перегрузки сыпучих материалов. В плане они могут быть прямоугольными (в частном случае квадратными) или круглыми и состоят из призматической или цилиндрической верхней части и суживающейся книзу воронкой с отверстием для выпуска материала.

К бункерам относятся емкости, наименьший размер которых в плане больше высоты призматической части (рис. 25.1, *а*). Силосы — это относительно высокие и узкие сосуды, у которых высота призматического или цилиндрического корпуса превосходит в 1,5 и более раза наименьший размер в плане (рис. 25.1, *б*).

Бункера и силосы могут быть отдельно стоящими или объединенными в группы. Их устанавливают в помещениях или на открытом воздухе.

В зависимости от расположения выпускных отверстий воронки могут быть симметричными и несимметричными. Разгрузка емкостей происходит под действием собственной массы сыпучего материала при открывании выпускных отверстий. В некоторых случаях они дополнительно оборудуются скребковыми или лопастными механизмами.

Для предохранения стенок бункеров и силосов от образования вмятин и истирания движущимися крупноразмерными твердыми материалами применяется стальная, чугунная, железобетонная или деревянная футеровка. Иногда вместо устройства футеровки увеличивают толщину стенки по сравнению с расчетной. В случае хранения сыпучих материалов, нуждающихся в искусственном разрыхлении при выгрузке (например, цемента), воронка футеруется специальными пористыми плитками, через поры которых подается сжатый воздух.

Основными геометрическими параметрами бункера и силоса кроме заданного объема являются угол наклона стенки воронки к горизонту и размер выпускного отверстия, которые определяются характеристиками сыпучих материалов. Наименьший угол наклона стенки должен быть больше угла естественного откоса хранимого материала на 5—7°. Размеры выпускных отверстий зависят от габаритов кусков и могут быть от 300 до 1500 мм.

Для основных несущих конструкций бункеров и силосов применяются малоуглеродистые стали обычной прочности классов С245—С285, в отдельных случаях с дополнительными гарантиями по ударной

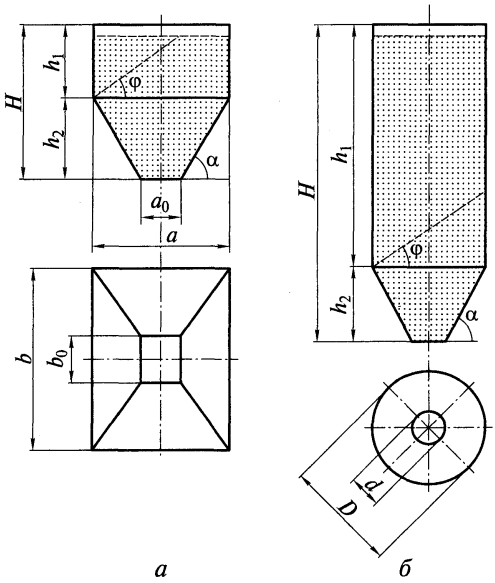


Рис. 25.1. Емкости для хранения и перегрузки сыпучих материалов:

а — бункер; *б* — силос

вязкости и углу загиба в холодном состоянии. При эксплуатации в условиях низких температур (–40 °С и ниже) предусматривается применение низколегированных сталей.

Конструкции бункеров и силосов выполняются сварными с соединением элементов встык. Они делаются обычно в заводских условиях с применением автоматической сварки. Соединения внахлест допускаются иногда только как монтажные. Применять стыковые накладки не рекомендуется из-за появления больших краевых напряжений.

Внутренняя поверхность стенок бункеров и силосов не должна иметь выступающих частей (полок, ребер и т.д.), способствующих образованию сводов и зависаний сыпучего материала, которые затрудняют опорожнение и вызывают дополнительное давление и удары при обрушении.

Бункера и силосы рассчитываются на нагрузки от давления сыпучих материалов и от собственной массы конструкций, а также на нагрузки от снега и ветра и временные нагрузки на надбункерном перекрытии.

25.2. Бункера с плоскими стенками

Верхняя призматическая часть бункеров, прямоугольных или квадратных в плане, образуется несущими бункерными балками, шарнирно опирающимися на колонны (рис. 25.2, *а*). Снизу к балкам крепятся пирамидальные воронки. Таким образом, обшивка на гранях бункеров является плоской и представляет собой стенки бункерных балок в призматической части и наклонные грани воронок в пирамидальной части.

Расчет обшивки воронки ведется лишь на нагрузки от засыпки. Влиянием собственной массы конструкций и атмосферными нагрузками пренебрегают. Трение засыпки о стенки обшивки в запас не учитывается. Засыпка создает вертикальную нагрузку и распор от нормального к наклонной плоскости грани давления.

Плоские стенки воронки рассчитывают на поперечный изгиб от давления засыпки как однопролетные пластинки большого прогиба, шарнирно опертые на горизонтальные ребра жесткости, с учетом цепных продольных растягивающих напряжений. Прогиб обшивки не должен превышать $^1/_{50}$ расчетного пролета пластинки.

Стенки воронок усиливаются горизонтальными ребрами жесткости. Для них применяются уголки, швеллеры, двутавры и другие жесткие профили. Ребра располагаются с наружной стороны обшивки и могут быть ориентированы нормально к обшивке или горизонтально. Последнее решение лучше, так как в этом случае ребра образуют плоскую жесткую замкнутую раму, воспринимающую в углах изгибающие моменты. Оно применяется в бункерах большой емкости для тяжелых сыпучих материалов.

Ребра рассчитываются на изгиб как однопролетные шарнирно опертые балки от нормального к грани воронки равномерного давления от засыпки и на продольные растягивающие усилия от поперечных граней. В расчетное сечение ребра дополнительно включается прилегающая к

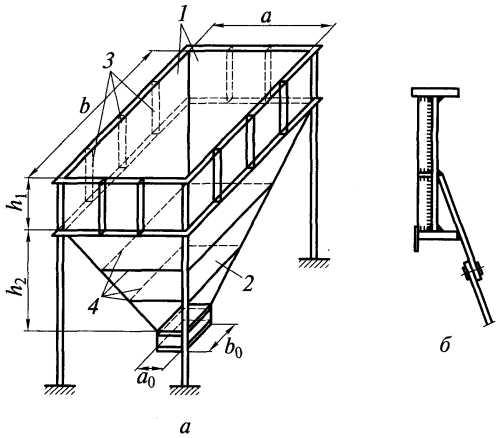


Рис. 25.2. Бункер с плоскими стенками:
а — пространственная схема; *б* — узел крепления воронки к бункерной балке; *1* — бункерные балки; *2* — воронка; *3* — ребра жесткости балки; *4* — ребра жесткости воронки

нему часть обшивки. Прогиб ребер должен быть не более $^1/_{250}$ их длины. Шаг их обычно принимается равным 1,5—2 м.

Бункерные балки рассчитывают как однопролетные шарнирно опертые на равномерно распределенные нагрузки, определенные для середины пролета. Нагрузками в этом случае являются собственная масса конструкции, временные нагрузки на надбункерное перекрытие, масса заполнения и горизонтальный распор от него, воспринимаемый только поясами балок. Кроме этого в поясах возникают продольные растягивающие усилия от опорных реакций поперечных бункерных балок.

Напряжения в стенке балок от вертикальных нагрузок суммируются с напряжениями в стенке, работающей на изгиб от горизонтального распора засыпки как пластинка, шарнирно опертая на пояса и вертикальные ребра жесткости. Эти ребра устанавливаются снаружи корпуса для обеспечения устойчивости стенок.

Обшивка воронки в работе бункерных балок не учитывается, а узел крепления ее к балке показан на рис. 25.2, *б*.

Колонны бункера рассчитываются на нагрузки, передаваемые бункерными балками при максимальном заполнении бункера, а также на снеговые и ветровые нагрузки и нагрузки на надбункерном перекрытии. Опирание бункерных балок на колонны осуществляется через горизонтальные фланцы. Устойчивость колонн и всей бункерной эстакады обеспечивается связями. Подбор сечения колонн производится на общих основаниях.

25.3. Гибкие бункера

Гибкий, или висячий бункер представляет собой длинную цилиндрическую незамкнутую оболочку с горизонтальной осью и направляющей — кубической параболой (рис. 25.3). Оболочка подвешена к двум продольным неразрезным несущим балкам, опирающимся на колонны, и работает преимущественно на растяжение от массы сыпучих материалов. В торцах бункеров устанавливают жесткие вертикальные стенки — диафрагмы.

Такой тип бункера является наиболее экономичным по расходу стали и рационален при больших емкостях и тяжелом материале заполнения. Поэтому он применяется в основном на обогатительных и дробильных фабриках, в доменном комплексе, на крупных теплоэлектростанциях.

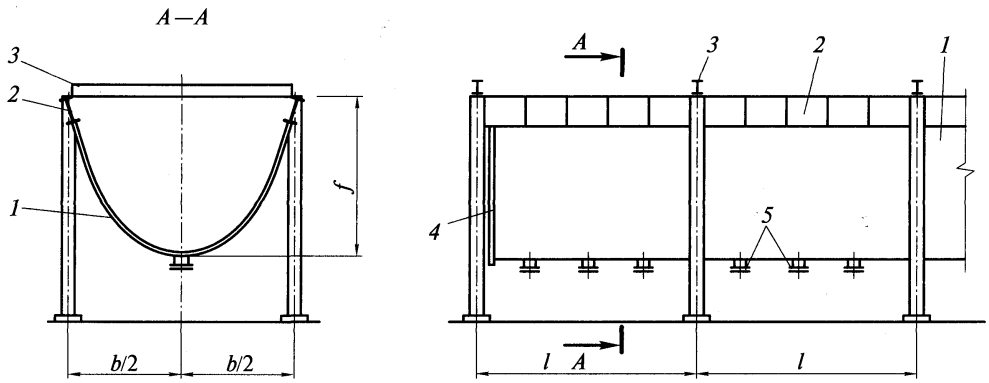


Рис. 25.3. Гибкий параболический бункер:

1 — оболочка; *2* — продольная балка; *3* — поперечная балка; *4* — торцевая стенка; *5* — выпускные отверстия

Минимальная толщина стенки оболочки бункера принимается равной 4 мм, а днища, к которому крепятся разгрузочные узлы, — не менее 6 мм.

Бункерные балки могут располагаться как в вертикальной плоскости, так и в плоскости стенки примыкающей к ней оболочки. Они рассчитываются на тяжение стенки оболочки от массы сыпучего материала и нагрузки от собственной массы конструкций. Стенки балок укрепляют вертикальными и горизонтальными ребрами жесткости из уголков, приваренных пером к наружной поверхности для обеспечения их устойчивости.

Расчет колонн производится так же, как колонн бункеров с плоскими стенками. Их устойчивость обеспечивается продольными и поперечными балками бункеров, а также связями между ними.

25.4. Круглые бункера и силосы

Круглые бункера и силосы существенно экономичнее бункеров с плоскими стенками, так как цилиндрические корпуса их работают почти исключительно на растяжение в кольцевом направлении, поэтому толщина их стенок получается значительно меньшей. Однако объединение цилиндрических бункеров и силосов в многоячейковые конструкции менее удобно, поэтому чаще встречаются одиночные емкости, особенно при больших диаметрах (свыше 12 м).

Они могут быть установлены на стойках и иметь коническую нижнюю часть — воронку с выпускным отверстием (см. рис. 22.3), или плоским днищем опираться на основание (преимущественно силосы сельскохозяйственного назначения). Высота их достигает 25 м и более.

Корпуса круглых бункеров и силосов выполняются из тонколистовой стали или алюминиевых сплавов. Монтаж их осуществляется одним из следующих способов:

полистовая сборка из большеразмерных гладких или волнистых вальцованных заготовок — «скорлуп»;

сборка из мембранных панелей, привариваемых к металлическому каркасу;

формирование корпуса спиральной навивкой стальной или алюминиевой полосы с фальцевым соединением кромок при помощи специальных механизмов;

разворачивание заводских рулонированных полотнищ.

Покрытия отдельно стоящих бункеров и силосов при отсутствии над ними перекрытий проектируются в зависимости от их диаметра в виде конических или сферических оболочек.

Цилиндрическая оболочка корпуса рассчитывается на прочность и устойчивость по безмоментной теории. Основной нагрузкой для нее является горизонтальное давление на стенку сыпучего материала. Кроме него в стенке возникает вертикальное сжимающее напряжение от массы сыпучего материала, передающееся через трение о стенки корпуса. В расчетах также учитываются собственная масса корпуса и крыши, масса технологического оборудования, снеговая и ветровая нагрузки, а также возможные температурные воздействия от суточного изменения температуры наружного воздуха. При расчете силосов учитывается дополнительный эффект, вызываемый образованием сводов в засыпке при их разгрузке.

Неизменяемость круговых сечений цилиндрических оболочек обеспечивается кольцами жесткости.

Аналогично рассчитывается коническая оболочка воронок.

В месте соединения конической и цилиндрической оболочек бункера или силоса проверяются местные напряжения, вызванные краевым эффектом. Конструкция узла соединения оболочек должна обеспечивать плавность перехода для снижения краевых напряжений. Возможные решения показаны на рис. 25.4, где имеется коническая или отбортованная вставка. Это лучше, чем устройство кольца жесткости, которое усиливает краевой эффект.

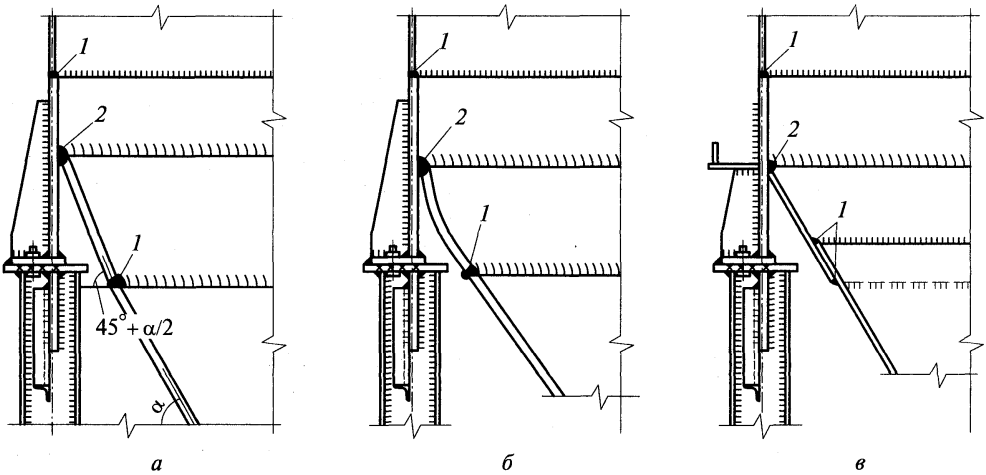


Рис. 25.4. Схемы узла соединения стенки и воронки круглого бункера:

а — пересечение с конической вставкой; *б* — пересечение с отбортовкой; *в* — пересечение с кольцом жесткости; *1* — монтажные сварные швы; *2* — заводские сварные швы

Опорные стойки круглых бункеров и силосов устанавливаются по окружности корпуса и рассчитываются на центральное сжатие. Количество стоек принимается равным от 4 до 8. Для обеспечения общей устойчивости корпуса между колоннами устанавливаются вертикальные связи, образующие в плане замкнутый контур. Они рассчитываются на нагрузку от ветра.

РАЗДЕЛ V

ВЫСОТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ И ЭКОНОМИКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

ГЛАВА 26

ОСОБЕННОСТИ ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ И ДЕЙСТВУЮЩИХ НА НИХ НАГРУЗОК

26.1. Общая характеристика высотных сооружений

Высотными принято называть сооружения, высота которых намного превышает размеры в поперечном сечении. К высотным сооружениям относятся опоры антенных сооружений связи (радио и телевидения), опоры воздушных линий электропередачи, вытяжные башни, вентиляционные и дымовые трубы, осветительные и метеорологические вышки, маяки и навигационные знаки, водонапорные башни и т.п. К высотным следует также отнести монументы большой высоты, среди которых памятник По-

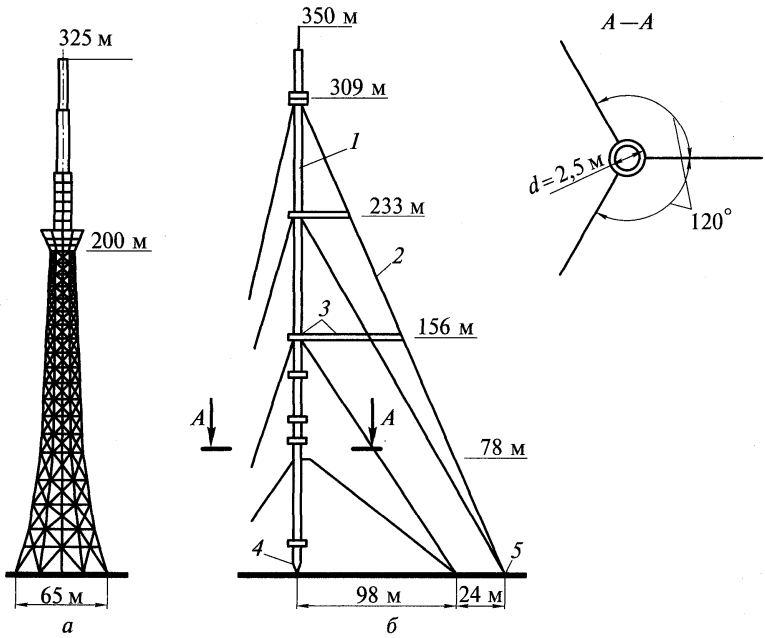


Рис. 26.1. Основные виды конструктивных схем высотных сооружений:

а — башня (С.-Петербург); *б* — мачта (г. Винница); *1* — ствол; *2* — оттяжка; *3* — рея; *4* — центральная опора; *5* — анкерная опора

беды на Поклонной горе (140 м), «Покорителям космоса» (92 м) в Москве, «Родина-мать» в Киеве (115 м), «Брестская крепость — герой» (100 м) и многие другие.

По расчетно-конструктивной схеме все высотные сооружения могут быть разделены на два основных типа: башни и мачты. *Башней* называют высотное сооружение, жестко закрепленное в основании, что достигается анкеровкой конструкций к фундаменту (рис. 26.1, *а*). *Мачтой* принято называть высотное сооружение, устойчивость положения которого обеспечивается системой оттяжек, раскрепляющих ствол в одном или нескольких уровнях (рис. 26.1, *б*). В практике находят также применение комбинированные системы, представляющие собой конструкцию со стволом, жестко закрепленным в основании в одном или двух направлениях, и раскрепленную оттяжками по высоте.

Высотные сооружения работают в основном на восприятие горизонтально действующих нагрузок, что и определяет основу их конструктивного решения.

Башни в большинстве случаев проектируют решетчатыми, в виде пространственных ферм трех- или четырехгранного, реже многогранного очертания. Для обеспечения необходимой жесткости и более равномерного распределения усилий по длине поясов башни проектируют уширенными книзу в соответствии с возрастанием изгибающих моментов от вершины к основанию.

С увеличением расстояния между поясами расход металла на них снижается, но при этом несколько возрастает расход на решетку и диафрагмы. Увеличение расстояния между поясами или подкосами в опорном сечении позволяет снизить давление на фундаменты и уменьшить усилия в анкерных болтах. Ширина верхней части башни должна быть по возможности небольшой, что обеспечивает снижение нагрузки на нее от ветра, а следовательно, приводит к уменьшению усилий в поясах и решетке по всей высоте башни.

В верхней узкой части башни целесообразно применять треугольную и раскосую системы решетки, а в нижней, при большой ширине грани, — ромбическую или полураскосную, со шпенгельным за-

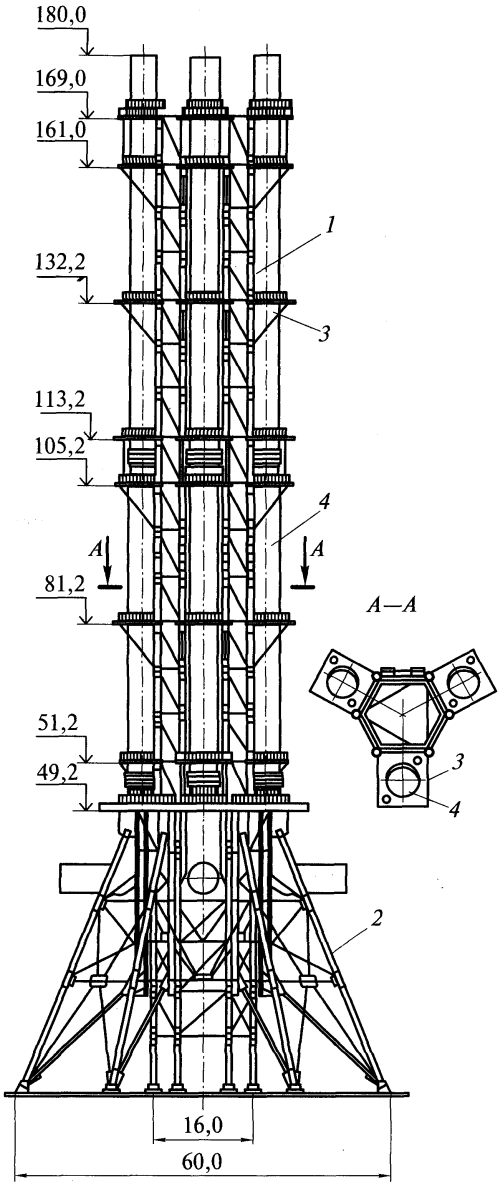


Рис. 26.2. Вытяжная башня Ново-Джамбульского фосфорного завода:

1 — ствол шестигранной призматической формы; *2* — подкрепляющий подкос; *3* — консольная площадка для укрепления газоотводящего ствола; *4* — стальной газоотводящий ствол $d = 5{,}2$

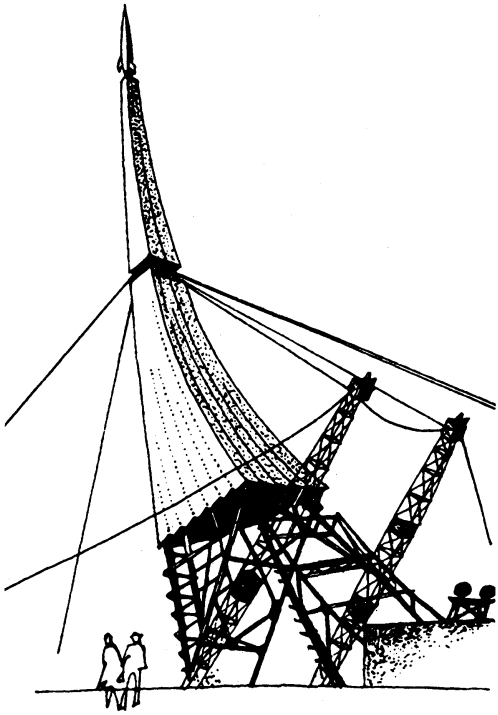


Рис. 26.3. Монумент «Покорителям космоса» в Москве (в процессе монтажа)

полнением, необходимым для обеспечения требуемой по гибкости расчетной длины пояса. Существенную экономию стали можно получить при применении крестовой решетки с гибкими предварительно напряженными раскосами.

Устройство переломов в поясах заметно усложняет конструкцию, поэтому лучшей для башни формой является усеченная пирамида или призма, подкрепленная подкосами. Так, конструкция вытяжной башни Ново-Джамбульского фосфорного завода высотой 169 м (рис. 26.2) запроектирована в виде шестигранной призмы, подкрепленной шестью подкосами на отметке 49,2 м.

В некоторых случаях башни с решетчатой несущей конструкцией имеют обшивку декоративного назначения; например, монумент «Покорителям космоса» в Москве (рис. 26.3), где стальной каркас облицован титановыми листами.

Если по архитектурным или каким-либо другим соображениям ширина ствола башни должна быть небольшой, то его делают сплошностенчатым. Примером могут служить осветительные вышки, установленные для освещения Большой спортивной арены Центрального стадиона в Лужниках в Москве (рис. 26.4).

Мачта состоит из ствола, опирающегося на центральный фундамент, и оттяжек, закрепленных к анкерным фундаментам. Число ярусов крепления оттяжек к стволу и расстояния между ними принимаются в зависимости от высоты и назначения сооружения.

Ствол мачты обычно проектируется решетчатым в виде трех- или четырехгранной призмы, размеры поперечного сечения которой находятся в пределах габаритов железнодорожного транспорта. Наряду с наиболее распространенной крестовой решеткой при небольшой ширине грани ствола

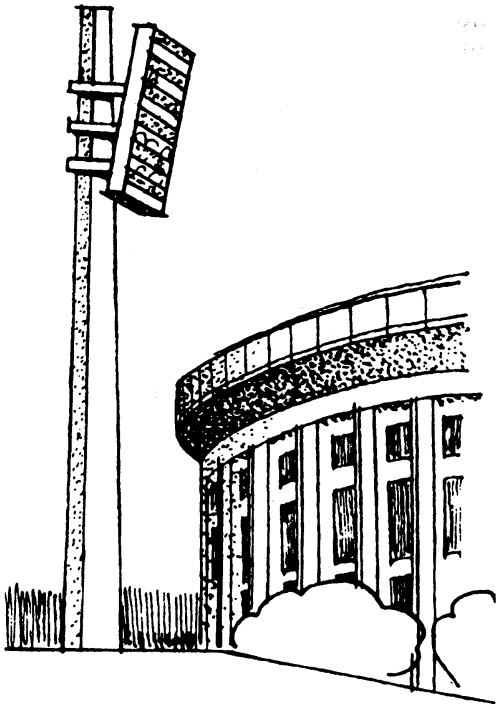


Рис. 26.4. Осветительная вышка Большой спортивной арены Центрального стадиона в Лужниках в Москве

широко применяют треугольную и раскосную системы решеток. В некоторых случаях ствол мачты делают сплошностенчатым цилиндрической формы (в виде трубы).

По расходу металла наиболее экономична мачта со стволом трехгранного очертания и тремя оттяжками в ярусе. Однако регулировка такой системы в каждом ярусе значительно сложнее, чем при наличии четырех оттяжек, расположенных в двух взаимно перпендикулярных плоскостях. Поэтому мачты со стволом четырехгранного очертания применяются наравне с трехгранными, особенно при использовании уголков.

По расходу металла и стоимости мачты выгоднее, чем башни. При высоте сооружения около 150 м стоимость мачты на 20—30 % ниже, чем башни. Этот разрыв возрастает с увеличением высоты сооружения. Однако сооружениям мачтового типа присущи и определенные недостатки. К ним, в первую очередь, относится необходимость постоянного контроля за натяжением оттяжек. Кроме того, наличие оттяжек требует значительно большей, чем для башни, площади застройки, поэтому мачты на территории городов и в непосредственной близости от них устанавливают крайне редко. Не строят мачты также вблизи аэродромов, поскольку оттяжки представляют опасность для полетов средств воздушного транспорта.

Из высотных сооружений различного назначения наиболее массовыми являются опоры антенных сооружений связи, на строительстве которых в нашей стране в период с 1955 по 1985 г. расходовалось от 20 до 30 тыс. т стали в год[1, 2, 3].

Вытяжная башня представляет собой высотное сооружение (см. рис. 26.2), к несущему каркасу которого закреплены один или несколько газоотводящих стволов, выполненных из материалов, обладающих необходимой коррозионной стойкостью в условиях воздействия агрессивных сред и высоких температур. Такими материалами могут быть нержавеющие и жаростойкие стали, титановые сплавы, синтетические материалы. Высота строящихся в настоящее время вытяжных башен достигает 300 м.

Вытяжные стальные трубы (дымовые и вентиляционные) несмотря на простоту конструкции (рис. 26.5) имеют не столь широкое распространение, поскольку высота стальных свободностоящих труб обычно не превышает 120 м. Трубы, предназначенные для отвода газов, имеющих температуру более 400 °С, необходимо защищать от нагрева.

В целях обеспечения аэродинамической устойчивости трубы высотой более 60 м, не имеющий футеровки, необходимо укреплять оттяжками или оборудовать специальными противорезонансными устройствами.

При конструктивной разработке высотных сооружений необходимо решать вопросы, связанные с выполнением монтажных работ. К настоящему времени накоплен большой опыт строительства высотных сооружений[4]. Для башен наиболее распространен монтаж методом наращивания конструкций с помощью специальных кранов (самоподъемного, подвесного, приставного и др.). Весьма эффективен способ монтажа методом подращивания, который был с успехом использован при строительстве телевизионной башни в Киеве (см. рис. В.17).

Выполнение основных монтажных соединений внизу позволяет лучше организовать контроль качества сварных швов и сократить сроки монтажа благодаря уменьшению объема верхолазных работ. В ряде случаев собранную на земле конструкцию можно установить в проектное положение способом «падающей стрелы». Этот прием был с успехом использован при возведении монумента «Покорителям космоса» в Москве (см. рис. 26.3).

---

[1] *Соколов А. Г.* Металлические конструкции антенных устройств. — М.: Стройиздат, 1971.

[2] *Соколов А. Г.* О моральном и физическом сроках службы инженерных конструкций антенных сооружений / Экспериментально-теоретические исследования антенных сооружений и глубоководных оснований // Сб. науч. тр. ЦНИИпроектстальконструкция им. Н. П. Мельникова. — М., 1988.

[3] *Солодарь М. Б., Кузнецова М. В., Плишкин Ю. С.* Металлические конструкции вытяжных башен. — Л.: Стройиздат, 1975.

[4] *Броверман Г. Б.* Строительство мачтовых и башенных сооружений. — М.: Стройиздат, 1984.

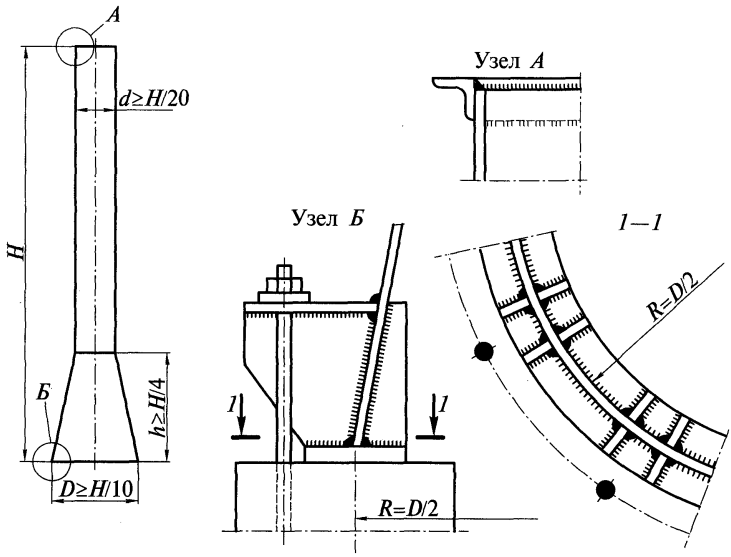


Рис. 26.5. Свободностоящая вытяжная труба

Монтаж мачт обычно производят с помощью специальных самоподъемных кранов. Для монтажа опор воздушных линий электропередачи, особенно в отдаленных труднодоступных районах, широко используют вертолеты.

26.2. Нагрузки и воздействия

Состав действующих на высотные сооружения нагрузок и их расчетные сочетания имеют свои характерные особенности. Собственная масса строительных конструкций предварительно принимается на основе данных по ранее выполненным проектам. Данные о массе и размещении технологического оборудования задаются технологом. Метеорологические воздействия — ветер, обледенение, температурные изменения — принимаются в соответствии с указаниями норм [6]. Для высотных сооружений характерны такие нагрузки, как усилия вертикальных составляющих тяжения вант в конструкциях мачтового типа, а также одностороннее тяжение подвесных антенн и проводов, возникающее при их обрыве или при изменении направления усилий тяжения проводов на угловых опорах линий электропередачи.

Для абсолютного большинства высотных сооружений доминирующей является ветровая нагрузка, к определению которой следует подходить особенно тщательно. Величина ветрового воздействия на сооружение зависит не только от скоростного напора, но и от формы и габаритов сооружения и отдельных его элементов. В соответствии с нормами [6] ветровая нагрузка определяется как сумма средней (статической) и пульсационной (динамической) составляющих: $w = w_m + w_p$.

Расчетное значение средней статической составляющей ветровой нагрузки на единицу площади i-го участка конструкции или элемента определяется по формуле

$$w_{mi} = w_0 k_{zi} c \gamma_f, \tag{26.1}$$

где w_0 — нормативное значение ветрового давления, установленное для определенного ветрового района страны (см. прил. 2); k_{zi} — коэффициент, характеризующий изменение скоростного напора ветра, значение которого зависит от положения i-го участка

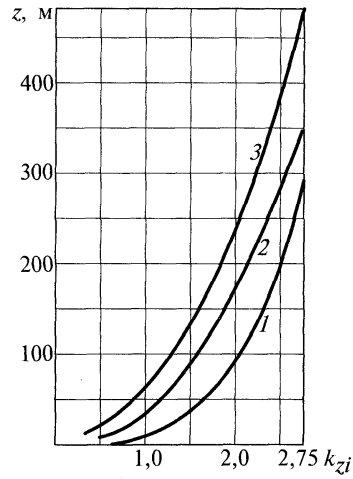


Рис. 26.6. Зависимость коэффициента изменения ветрового давления k_{zi} от высоты над уровнем земной поверхности z для разных типов местности:

1 — открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра; *2* — городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м; *3* — городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м

конструкции над уровнем земной поверхности и типа местности (рис. 26.6); γ_f — коэффициент надежности по ветровой нагрузке, равный 1,4; c — аэродинамический коэффициент, характеризующий взаимодействие ветрового потока с сооружением, значение которого зависит от скорости ветра, формы и размеров обдуваемых поверхностей; определяется по указаниям п. 6.6 норм [6]; для элементов сквозных конструкций имеющих в сечении форму двутавра, тавра, швеллера, уголка, $c_x = 1{,}4$; для проводов и тросов (в том числе покрытых гололедом) $c_x = 1{,}2$; для сооружений и их элементов с круговой цилиндрической поверхностью (дымовые и вентиляционные трубы, башни и т.п.), а также элементов сквозных конструкций из круглых труб

$$c_x = c_{x\infty}k, \tag{26.2}$$

где коэффициент $k = 0{,}6 - 1$ определяется по данным схемы 13 на с. 35 норм [6]; $c_{x\infty}$ — коэффициент, определяемый по рис. 26.7 в зависимости от числа Рейнольдса $\mathrm{Re} = vd/\nu$ и имеющий значения от 0,4 до 1,2; v — скорость ветра, м/с; d — диаметр сооружения или элемента, м; ν — кинематическая вязкость воздуха (при температуре 15 °С и атмосферном давлении 0,1013 МПа), равная $145 \cdot 10^{-7}$ м²/с.

В нормах [6] число Рейнольдса предлагается определять исходя из расчетной величины давления ветра на высоте z над поверхностью земли по формуле

$$\mathrm{Re} = 0{,}88d\sqrt{w_0 k_{zi}\gamma_f} \cdot 10^5, \tag{26.3}$$

где w_0 — нормативное значение ветрового давления, Па.

Использование круглых труб взамен прокатных профилей приводит к существенному снижению коэффициента $c_{x\infty}$, особенно при значениях числа Рейнольдса в интервале от $3 \cdot 10^{-5}$ до $12 \cdot 10^{-5}$.

Для плоских решетчатых конструкций с произвольной формой контура (при $\varphi = \sum_i A_i / A_к \le 0{,}8$)

$$c_x = \sum c_{xi} A_i / A_к, \tag{26.4}$$

где c_{xi} — аэродинамический коэффициент i-го элемента конструкции, определяемый для труб по формуле (26.2), а для элементов из профилей (уголок, тавр, швеллер,

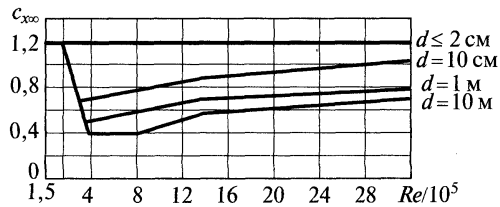


Рис. 26.7. Зависимость аэродинамического коэффициента $c_{x\infty}$ от числа Рейнольдса $\mathrm{Re}/10^5$ и диаметра d стальной конструкции (элемента) цилиндрической формы

двутавр и др.) равный 1,4; A_i — площадь проекции i-го элемента на плоскость конструкции; $A_к$ — площадь, ограниченная контуром конструкции.

Для решетчатых башен и пространственных ферм

$$c_t = c_x(1 + \eta)k_1, \tag{26.5}$$

где c_x — определяется как для плоской решетчатой конструкции по формуле (26.4); η — коэффициент, учитывающий ослабление давления ветра на вторую ферму; для элементов из труб при $Re \geq 4 \cdot 10^5$ $\eta = 0{,}95$; для элементов из профилей и труб при $Re < 4 \cdot 10^5$ и $b/h = 1$ (рис. 26.8, *а*)

$$\eta = 1{,}158 - 1{,}68\sum_i A_i / A_к. \tag{26.6}$$

Коэффициент k_1 в формуле (26.5) определяют по рис. 26.8, *б—г*.

Для вант и трубчатых элементов конструкции, расположенных под углом α к направлению ветра, вводится поправка

$$c_{x\alpha} = c_x \sin^2\alpha. \tag{26.7}$$

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p определяется в соответствии с п. 6.7 [6] отдельно для каждой формы колебания сооружения в виде системы инерционных сил, приложенных к середине каждого из участков, на которые условно разбивается сооружение. Динамическая составляющая, вызываемая пульсациями скоростного напора, должна учитываться при расчете высотных сооружений с периодом собственных колебаний более 0,25 с. При предварительном расчете динамическое воздействие ветровой нагрузки можно учесть путем умножения средней (статической) составляющей, определенной по формуле (26.1), на коэффициент β, принимаемый равным 1,4 для башен и 1,6 — для матч.

Гололедные нагрузки оказываются существенными при проектировании опор воздушных линий электропередачи, антенно-мачтовых устройств и подобных сооружений и определяются по указанию норм [6].

Температурные воздействия необходимо учитывать в тех случаях, когда они оказывают влияние на напряженное состояние отдельных элементов. Например, при изменении температуры воздуха изменяются усилия в оттяжках и стволе мачты, а при одностороннем нагреве солнечными лучами сплошных трубчатых стволов в них возникают изгибные напряжения.

Для высотных сооружений обычно решающее значение имеют следующие основные сочетания нагрузок: ураганный ветер, масса конструкций и оборудования, тяжение оттяжек, антенн и проводов; или ветер интенсивностью 25 % ураганного, масса конструкций и оборудования, тяжение оттяжек, антенн и проводов, гололедная нагрузка. На особые сочетания проверяют опоры антенных сооружений и воздушных линий электропередачи при строительстве в сейсмических районах, а также при одностороннем обрыве проводов, грозоза-

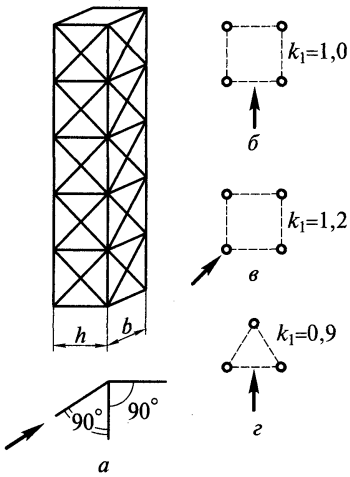


Рис. 26.8. Пояснения к определению коэффициента k_1 в формуле (26.5):

а — расчетная схема; *б*, *в* и *г* — поперечные сечения при различной ориентации ветра

щитных тросов и подвесных антенн. Подробные указания о расчетных сочетаниях нагрузок для различных видов высотных сооружений приводятся в литературе.

При проектировании высотных сооружений приходится решать вопросы обеспечения их общей устойчивости с учетом колебаний стволов, вибраций вант, проводов, тросов антенн, отдельных стержней конструкций и др.[1]. Для проверки конструкций высотных сооружений на резонанс от действия ветра следует проводить расчет на выносливость в соответствии с указаниями раздела 9 норм [7].

---

[1] *Савицкий Г.А.* Расчет антенных сооружений. — М.: Связь, 1978.

ГЛАВА 27

ОПОРЫ АНТЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ СВЯЗИ

27.1. Башни

Опоры антенных сооружений связи служат для установки или подвески антенн и другого радио- и телевизионного оборудования, весьма различного по форме, размерам и массе. При выборе основного типа опоры (башня или мачта) учитываются назначение сооружения, место и условия строительства, а также другие факторы.

В гл. 16 Норм [7] помещены дополнительные требования к проектированию конструкций антенных сооружений связи (АС) высотой до 500 м.

27.1.1. Общая характеристика. Первая в нашей стране радиобашня высотой 160 м построенная в Москве в 1921 г. по проекту В.Г.Шухова. Она выполнена в виде шести сопряженных гиперболоидов вращения (см. рис. В11).

Все ее элементы выполнены из швеллеров (других, более подходящих для этой цели профилей, в то время не оказалось).

Началом массового строительства радиобашен можно считать 1930-е годы. Для изготовления конструкций в то время применялись уголки. Позднее на основе результатов широко поставленных научных исследований была доказана целесообразность использования для высотных сооружений труб.

Первая башня из труб высотой 205 м была сооружена уже в 1942 г. Она имела форму усеченной трехгранной пирамиды с размером граней у основания 15,5 м. Применение для поясов и стоек труб оптимальных диаметров, соответствующих наименьшему лобовому давлению ветра, и крестовой решетки с раскосами из круглых предварительно напряженных стрежней позволило снизить расход стали по сравнению с ее расходом на четырехгранную башню из уголков более чем в два раза.

Несмотря на экономичность трехгранных башен по расходу стали опоры антенных сооружений связи чаще строят четырехгранными, так как такая форма обеспечивает удобство изготовления конструкций, особенно при применении уголков.

Потребность в массовом строительстве антенных сооружений связи привела к необходимости разработки типовых конструкций башен различной высоты для разных ветровых районов. Начиная с 1954 г. во многих городах СССР началось строительство телевизионных башен.

На рис. 27.1 показаны схемы типовых четырехгранных башен однопрограммных телецентров, в которых башни меньшей высоты получаются из более высоких путем отсечения нижней части. Пояса и распорки этих башен выполнены из труб, а раскосы, снабженные фаркопфами для создания в них предварительного напряжения, — из круглой стали.

Одновременно с разработкой и строительством типовых башен проводилось вариантное проектирование телебашен большой высоты для столиц союзных республик и отдельных крупных городов. Конструктивные решения прорабатывались с учетом не только технологических, но и архитектурных соображений. Из числа осуществленных решений следует отметить следующие.

Телевизионная башня в Петербурге (см. рис. 26.1, *а*) высотой 325 м, построенная в 1966 г., имеет форму шестигранной пирамиды. Все элементы изготовлены из труб диаметром 133—426 мм. Впервые в таком сооружении монтажные стыки были выполнены на сварке. Масса башни составляет 1160 т. Монтаж производился способом наращивания с помощью специального самоподъемного крана.

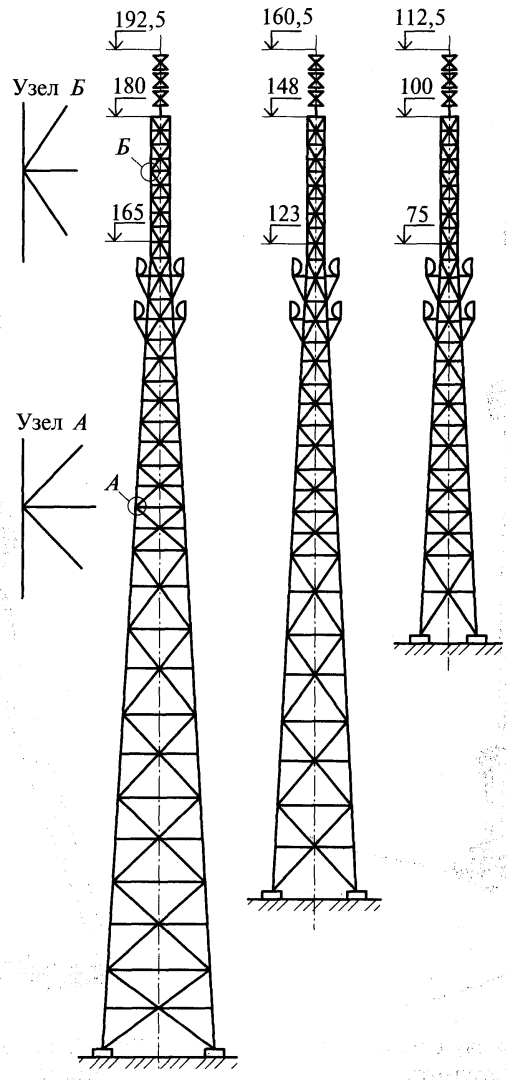


Рис. 27.1. Схемы типовых четырехгранных телевизионных башен

Самая высокая в Европе (392 м) металлическая телевизионная башня построена в Киеве в 1973 г. Ствол башни решетчатый, восьмигранного очертания, вписанного в окружность диаметром 20 м, опирается на четыре пространственные опоры (см. рис. В17). В конструкции башни применены трубы из высокопрочной стали с пределом текучести 600 МПа для наиболее нагруженных элементов. Все соединения, в том числе и монтажные, — сварные. Монтаж производился методом подращивания снизу, что позволило выполнять сварку и контроль качества швов внизу, на постоянных рабочих местах. Масса башни 2600 т.

Оригинальная конструкция цельносварной телевизионной башни высотой 275 м построена в Тбилиси в 1975 г. Вертикальный, цилиндрической формы ствол диаметром 4 м на отметке 151 м поддерживается двумя подкосами (рис. 27.2). Башня рассчитана на сейсмические воздействия 8 баллов. Расход стали 1273 т.

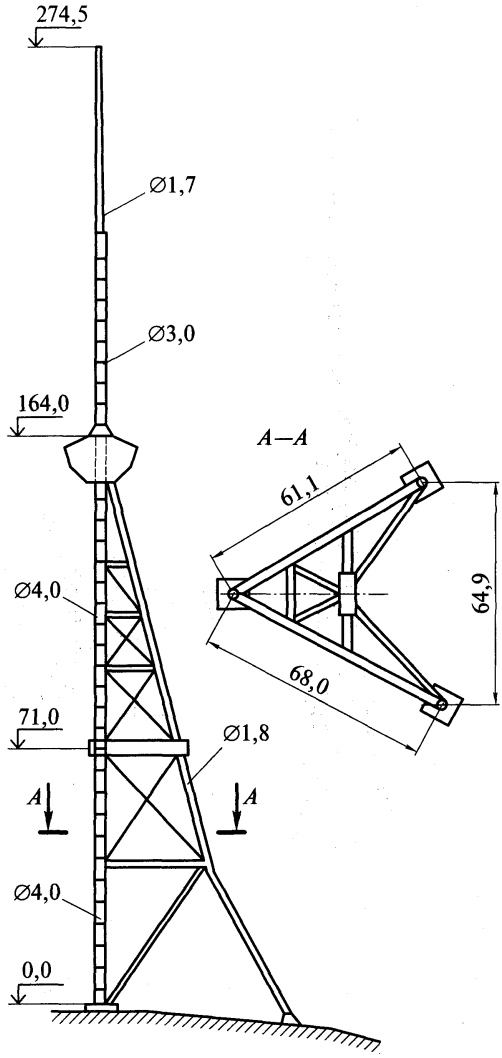


Рис. 27.2. Телевизионная башня высотой 275 м в Тбилиси

Интересное решение имеет телевизионная башня высотой 312 м в Ереване, построенная в 1978 г. (рис. 27.3). Нижняя ее часть, до отметки 130 м, решена в виде решетчатой, трехгранной пирамиды с поясами из трех труб, связанных по граням решеткой. Средняя по высоте часть (до отметки 173 м) представляет собой решетчатую шестигранную пирамиду из труб. Верхняя часть запроектирована в виде сплошной трубы переменного сечения. По вертикальной оси расположен цилиндрический ствол диаметром 4 м. Расход стали 1705 т.

Ствол телебашни высотой 360 м (рис. 27.4), сооруженной в 1982 г. в Алма-Ате, состоит из участков цилиндрической формы диаметром от 18,5 до 9 м. Конструкция ствола решена в виде решетчатых призм, выполненных из сварных двутавров. Материал — сталь с пределом текучести 440 МПа. Для уменьшения аэродинамического коэффициента решетчатый ствол облицован алюминиевыми листами. Расход стали 3700 т.

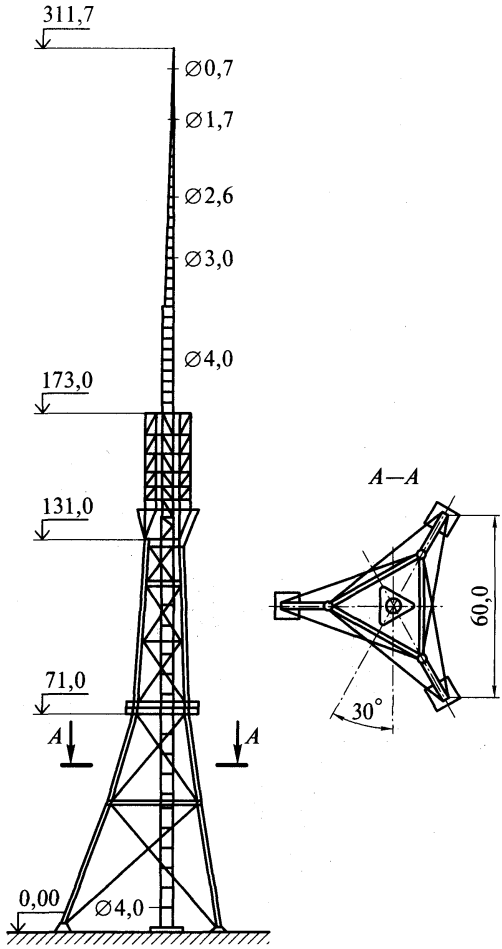


Рис. 27.3. Телевизионная башня высотой 312 м в Ереване

Весьма оригинальна конструкция телевизионной башни высотой 350 м в Ташкенте, введенной в строй в 1983 г. (рис. 27.5). Она имеет центральный решетчатый ствол из труб, поддерживаемый тремя сплошностенчатыми подкосами. Расход стали 2900 т.

Башни обладают большей, чем мачты, жесткостью на кручение, что важно, например, для опор, предназначенных для установки ретрансляционного оборудования. Башни также предпочтительнее для строительства в районах с большим гололедом.

27.1.2. Основы конструирования и расчета башен. Из рассмотренных примеров можно видеть, насколько разнообразны могут быть конструктивные решения опор антенных сооружений башенного типа.

В массовом строительстве наиболее распространены решетчатые четырехгранные башни пирамидальной формы. Трехгранные башни применяют в тех случаях, когда их высота и масса технологического оборудования невелики; многогранные, наоборот, при значительной высоте сооружения и большой нагрузке от оборудования.

В башнях с поясами из труб наиболее рациональной является крестовая решетка с предварительно напряженными раскосами из круглой стали. При применении для поясов уголков и других прокатных профилей широко используются треугольная и ром-

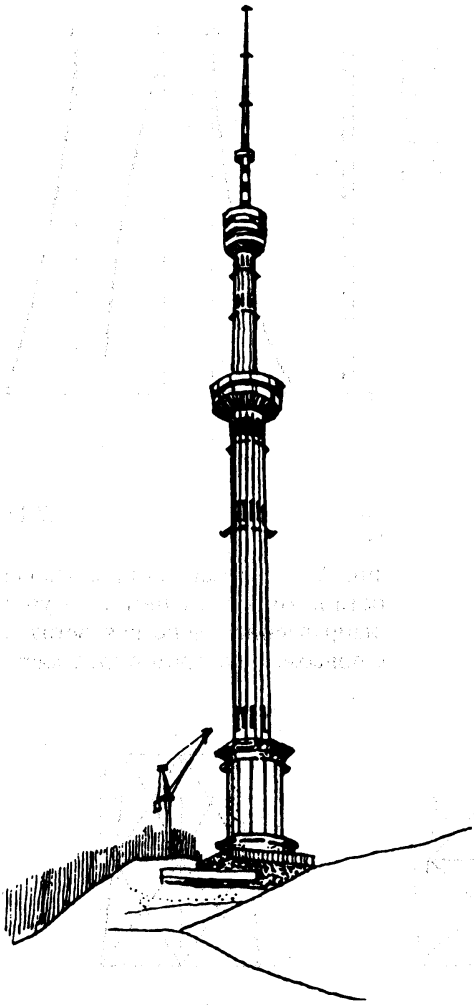


Рис. 27.4. Телевизионная башня высотой 360 м в Алма-Ате

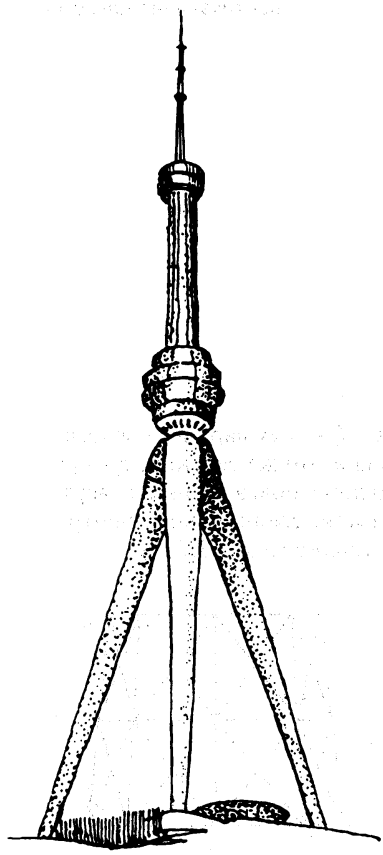


Рис. 27.5. Телевизионная башня высотой 350 м в Ташкенте

бическая решетки со шпренгельным заполнением, необходимым для уменьшения расчетной длины.

В конечном итоге при выборе конструктивной схемы башни, а также формы и размеров профилей ее элементов следует стремиться к снижению аэродинамического сопротивления всего сооружения в целом. Рекомендации по выбору рациональных параметров решетчатых башен можно найти в справочной литературе.

Приближенно усилия в башне определяются как в статически определимой системе. Внутренне статически неопределимыми являются системы с крестовой решеткой, при расчете которых необходимо учитывать силы предварительного натяжения раскосов.

Для упрощения расчета башня расчленяется по высоте на участки по 10—20 м. В основании каждого i-го участка определяют усилия M, N, Q (рис. 27.6) как в консольной балке от действия каждой из нагрузок.

Продольная сила сжатия N_c в любом из поясов башни, имеющей в сечении форму правильного n-угольника, определяется по формуле

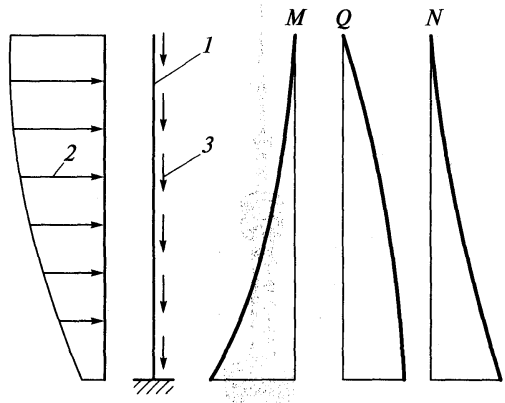


Рис. 27.6. Расчетные схемы к определению усилий в стволе башни (расчетная схема и эпюры):

1 — ствол башни; *2* — ветровая нагрузка; *3* — вертикальная нагрузка

$$N_c = \left[\frac{2M_i \cos\varphi}{nr_i} - \frac{N_i}{n}\right]\frac{1}{\cos\alpha_i}, \qquad (27.1)$$

где M_i — суммарный изгибающий момент в i-м сечении; N_i — суммарная продольная сила в том же сечении; r_i — радиус описанной окружности в том же сечении; α_i — угол наклона пояса башни к вертикали; φ — угол между направлением действия ветра и прямой, соединяющей центр тяжести сечения башни с поясом, в котором определяется усилие (рис. 27.7, *а*).

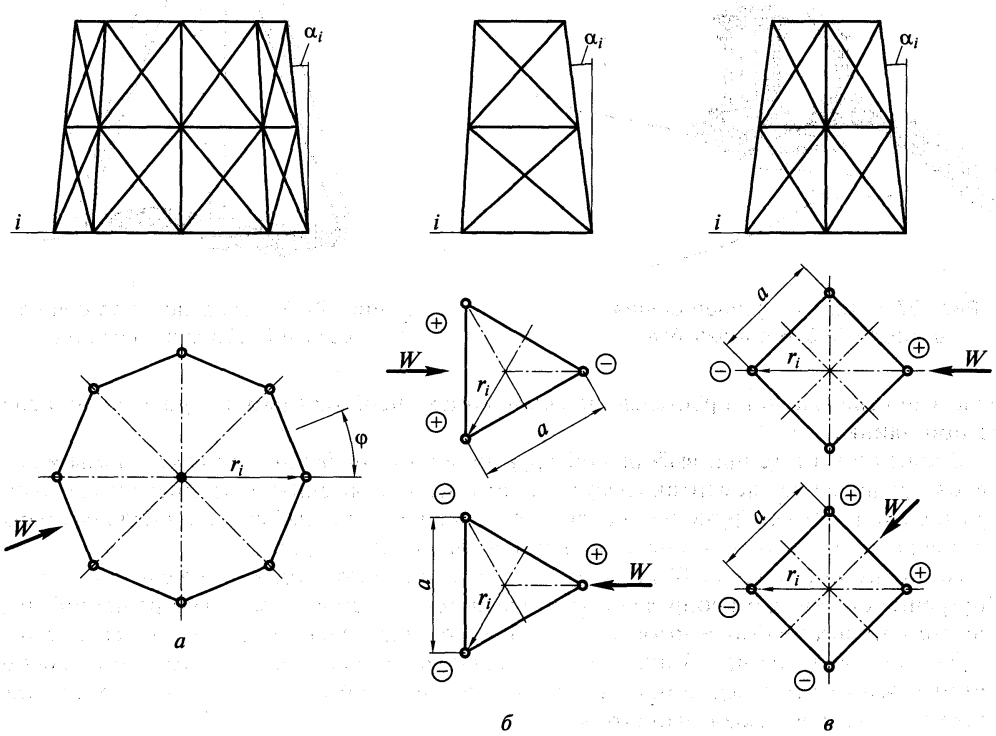


Рис. 27.7. Расчетные схемы к определению усилий в поясах многогранной (*а*), трехгранной (*б*) и четырехгранной (*в*) башен

При определении момента от ветровой нагрузки расчетным случаем для башен с четным числом граней является направление ветра на ребро, противолежащее наиболее сжатому поясу, для башен с нечетным числом граней — направление ветра на грань, противолежащую поясу, в котором находится усилие сжатия.

Таким образом, для башни со стволом трехгранного очертания (рис. 27.7, *б*) формула (27.1) для определения продольной силы сжатия примет вид

$$N_c = \left[-\frac{2M_i}{a\sqrt{3}} - \frac{N_i}{3} \right] \frac{1}{\cos\alpha_i}, \tag{27.2}$$

при четырехгранном очертании (рис. 27.7, *в*)

$$N_c = \left[-\frac{2M_i}{a\sqrt{2}} - \frac{N_i}{4} \right] \frac{1}{\cos\alpha_i}. \tag{27.3}$$

Для вычисления наибольшего растягивающего усилия в поясе башни изгибающий момент M_i следует определять при направлении ветра на пояс, в котором находится усилие; первый член в формулах (27.1)—(27.3) нужно принять со знаком «плюс», а значение продольной силы N_i для второго члена вычислить с коэффициентом надежности по нагрузке, меньшем единицы. В башнях с предварительным натяжением раскосов следует учитывать дополнительные сжимающие усилия, возникающие при этом в поясах.

Поперечная сила, действующая в плоскости любой грани башни, определяется по формуле

$$Q_{гр} = (2Q_i/n)\sin(\varphi - \pi/n). \tag{27.4}$$

Наибольшего значения поперечная сила в грани достигает при совпадении направления действия ветра с плоскостью грани.

При наличии крутящего момента M_{tor} в каждой грани возникает дополнительная поперечная сила

$$Q_{tor} = M_{tor}/[nr\cos(\pi/n)]. \tag{27.5}$$

Усилия в элементах решетки ствола башни определяются по сумме поперечных сил $Q_{гр} + Q_{tor}$, действующих в плоскости грани как в плоской консольной ферме. При этом предполагается, что вертикальная нагрузка вызывает только сжатие поясов, не вовлекая в работу решетку. Это допущение, справедливое для призматической башни, приемлемо и для пирамидальной, если тангенс угла наклона пояса к вертикали не превышает $^1/_8$.

При расчете башен по второму предельному состоянию прогибы в первом приближении могут быть определены как в консольной балке, момент инерции которой вычисляется с учетом деформативности решетки. Немаловажное значение имеет конструктивное решение узлов, особенно монтажных, поскольку из-за большой ширины ствола башни элементы ее поступают на строительную площадку в основном россыпью.

В типовых конструкциях башен наиболее широко используют соединения фланцевого типа на болтах. На рис. 27.8 показаны решения монтажных узлов, примененных в типовых телевизионных башнях. В узлах пирамидальной части башни (узел *А*) концевые фасонки *3* распорок *9* при монтаже конструкций зажимаются между фланцами *2*, заранее приваренными к трубчатым элементам пояса *1*. Раскосы *6* из круглой стали поступают с завода с приваренными по концам фасонками *7*, к которым в свою очередь приварены парные проушины *8*, имеющие отверстия под болт большого диаметра. Этим болтом раскос крепится к фасонке *5*, приваренной к поясу *1* и фланцу *2*. При монтаже концевые фасонки *3* соединяются между собой на болтах планками *4*.

Две из четырех граней верхней призматической части башни, имеющей ширину грани в пределах габаритов железнодорожного транспорта, поставляются с завода в

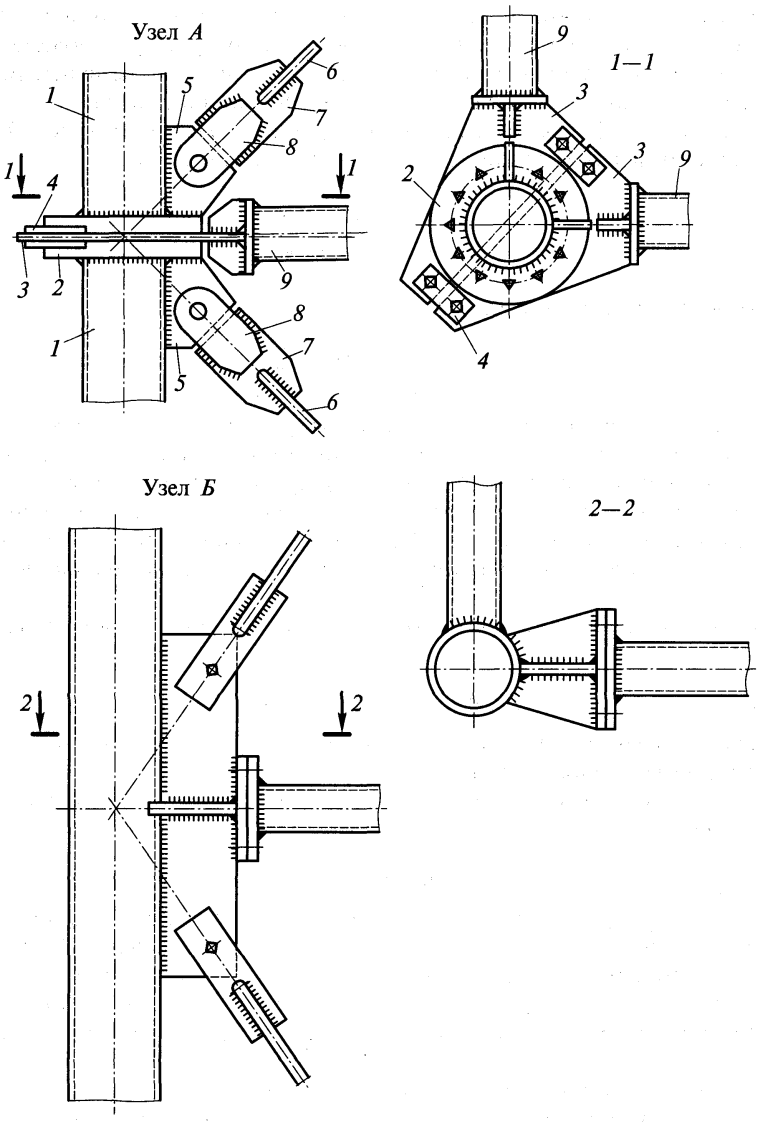


Рис. 27.8. Монтажные узлы типовых решетчатых башен
(узлы *А* и *Б* обозначены на рис. 27.1)

виде плоских ферм. Элементы решетки, расположенной в двух других плоскостях, крепятся при монтаже на болтах, как это показано на рис. 27.8 (узел *Б*).

27.2. Мачты

27.2.1. Общая характеристика. Мачты как сооружения менее металлоемкие и более дешевые по сравнению с башнями, широко используются в качестве опор антенных сооружений связи, особенно при высоте опор более 150 м.

Мачта состоит из ствола, опирающегося на центральный фундамент, и оттяжек, закрепленных в анкерных фундаментах и удерживающих ствол в вертикальном положении. В зависимости от радиотехнических требований ствол и оттяжки делают не изолированными или изолированными от земли. Во втором случае балансирную плиту опоры ствола устанавливают на мощные фарфоровые изоляторы, а оттяжки оборудуют стяжными устройствами с изоляторами.

Ствол мачты чаще делают решетчатым, призматической формы, трех- или четырехгранного очертания. Призматическая форма ствола удобна как для изготовления, так и для монтажа. Секции ствола решетчатых мачт оборудуются внутренними лестницами и площадками, что позволяет монтажникам производить работы на любой высоте без каких-либо подмостей. В отдельных случаях радиотехнические требования полнее удовлетворяются при сплошностенчатом стволе трубчатого сечения.

Ширина грани (или диаметр) ствола принимается исходя из условий удобства размещения и обслуживания технологического оборудования с учетом транспортабельности отдельных элементов. Для того чтобы придать стволу необходимую жесткость, расстояния между соседними ярусами крепления оттяжек принимают не более $40b$ — при четырехграной форме ствола и не более $30b$ — при трехгранной (b — ширина грани). Места крепления оттяжек также увязывают с размещением оборудования.

Трехгранные мачты расчаливают в каждом ярусе тремя оттяжками, расположенными в плане под углом 120° одна к другой, а четырехгранные — в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Ствол мачты трубчатого сечения может быть расчален тремя, четырьмя и более оттяжками в каждом ярусе. Число оттяжек более четырех применяют редко, обычно в высоких мачтах, в целях снижения усилий в оттяжках или уменьшения деформаций ствола.

Известно, что при действии ветра в направлении, совпадающем с биссектрисой угла между оттяжками, деформативность мачты оказывается выше, чем при ветре на оттяжку, при трех оттяжках в плане — в 1,64, при четырех — в 1,14, при шести — всего в 1,04 раза. Поэтому при необходимости обеспечения большей жесткости мачты установка четырех или шести оттяжек в плане в ряде случаев предпочтительнее, чем трех.

Угол наклона оттяжек к горизонту обычно принимают близким к 45°. Больший уклон, в пределах 60°, допускается при закреплении нескольких оттяжек к одному анкерному фундаменту. В высоких мачтах оттяжки для уменьшения провеса подкрепляют реями (см. рис. 26.1, *б*).

Для удобства крепления к стволу и фундаменту оттяжки снабжают специальными анкерными устройствами, обеспечивающими надежное закрепление в них концов стальных канатов. Наиболее широкое применение получили анкера стаканного типа, в полости которых загнутые концы проволок заливают легкоплавким цинковым сплавом ЦАМ9 — 1,5Л (ГОСТ 21437—75 с изм.).

Для оттяжек следует применять стальные круглые оцинкованные канаты по группе СС, нераскручивающиеся, одинарной свивки (при расчетных усилиях до 325 кН) или двойной крестовой свивки с металлическим сердечником. До установки канаты вытягивают усилием, равным 60 % разрывного, в течение не менее 0,5 ч или трехкратным натяжением до указанного усилия с отпуском натяжения до нуля. Это обеспечивает более равномерную работу всех проволок, из которых свит канат, повышает и стабилизирует его модуль упругости. После вытяжки модуль упругости стальных канатов одинарной свивки принимается равным $1{,}67 \cdot 10^5$ МПа, а для канатов двойной свивки с металлическим сердечником — $1{,}47 \cdot 10^5$ МПа.

Массовое использование мачт в качестве опор антенных сооружений связи привело к необходимости создания типовых конструкций. Институтом ЦНИИПпроектстальконструкция разработаны типовые мачты с решетчатым стволом трехгранного очертания из круглых стержней высотой от 45 до 120 м при ширине грани 0,8 м, из труб высотой от 100 до 250 м при ширине грани 1,35 м (рис. 27.9) и высотой от 150 до 400 м при ширине грани 2,2 м. Разработаны также типовые мачты различной высоты со стволом

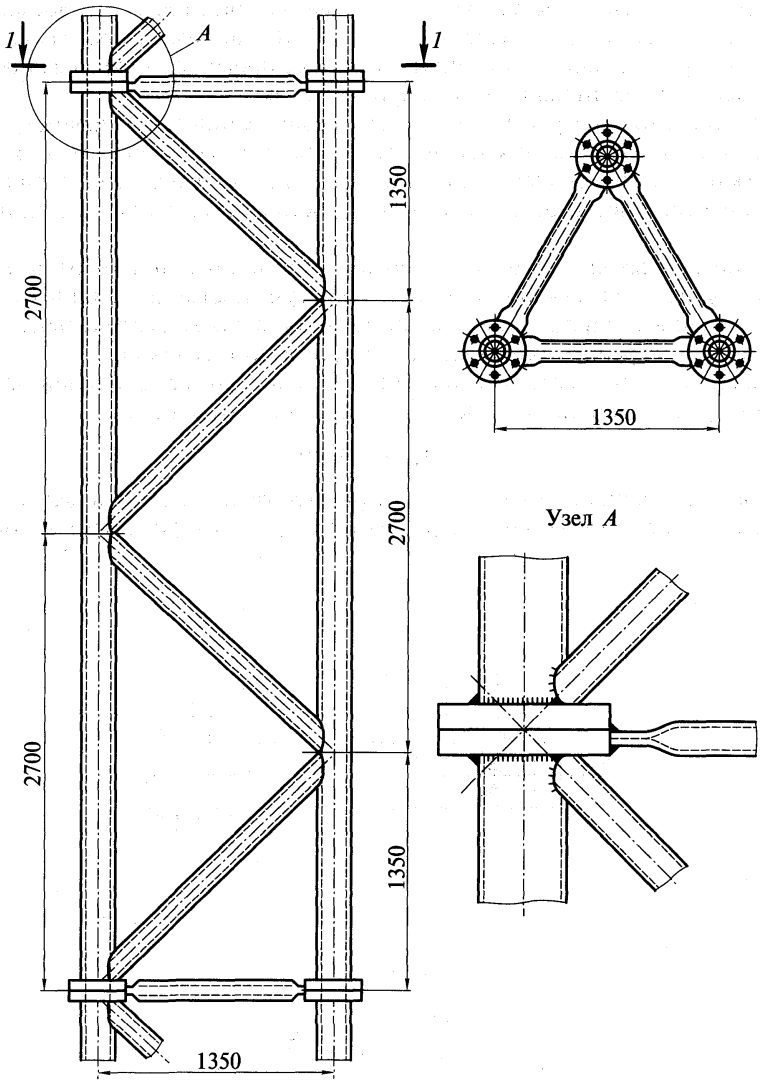


Рис. 27.9. Секция типовой радиомачты со стволом трехгранного очертания

четырехгранного очертания и со стволом сплошного трубчатого сечения диаметром 1,6 и 1,8 м.

Решетчатые мачты со стволом из уголков имеют худшие по сравнению с мачтами из труб показатели по расходу стали. Применение уголков и других прокатных профилей, менее дефицитных и более дешевых, чем трубы, может оказаться целесообразным для мачт сравнительно небольшой высоты, имеющих большую наветренную площадь оборудования. Так, типовые мачты радиорелейных линий имеют четырехгранный ствол с поясами из уголков.

Примером мачты с трубчатым стволом может служить телевизионная опора высотой 350 м, построенная в 1960 г. в районе г.Винницы. Устойчивость ствола диаметром 2,5 м обеспечивается круто поставленными оттяжками, часть которых подкреплена реями (см. рис. 26.1, *б*).

Самой высокой в отечественной практике является мачта высотой 460 м. Ее решетчатый трехгранный ствол с шириной грани 3,6 м поддерживается оттяжками, закрепленными в шести уровнях. За рубежом имеются мачты, высота которых превышает 500 м. Например, мачта вблизи г.Варшавы имеет высоту 646 м. Ствол мачты трехгранного очертания с шириной грани 4,8 м и поясами из толстостенных труб диаметром 245 мм раскреплен оттяжками в пяти уровнях.

Монтаж мачт наиболее часто выполняется с помощью специальных самоподъемных кранов. Наряду с этим для мачт небольшой высоты (60—120 м) используется метод подращивания снизу. В Казахстане таким методом была смонтирована мачта высотой 192 м и массой 250 т[1].

27.2.2. Основы расчета мачт. Мачты проектируют на основе технологического задания, в котором указываются высота мачты, оборудование (масса, размеры, места установки), предельные перемещения и другие требования. Расчету предшествует разработка конструктивной схемы мачты с назначением формы и основных размеров ее элементов, необходимых для определения ветрового давления на мачту.

В приближенном расчете допускается расчленять мачту на ствол и оттяжки. Для определения усилий в оттяжках в первом приближении рассматривают мачту как систему однопролетных балок, шарнирно опирающихся в местах крепления вант и находящихся под воздействием ветра, действующего в направлении одной из оттяжек. При этом усилие тяжения в наветренной оттяжке N_t, расположенной под углом α к вертикали, может быть определено по формуле

$$N_t = kR_{0i}/\sin\alpha_i, \tag{27.6}$$

где R_{0i} — сумма реакций балок в i-м узле; k — коэффициент, учитывающий усилия начального тяжения вант, значение которого при трех или четырех оттяжках в узле принимается равным 1,2.

При назначении диаметра каната считают, что усилие тяжения не должно превышать половины разрывного усилия.

Размеры сечения ствола мачты определяют по моменту M и суммарной продольной силе N_{tot}, вычисляемых приближенно,

$$M = 0{,}1ql^2; \tag{27.7}$$

$$N_{tot} = 0{,}5\sum N_t\cos\alpha_i + \sum N_g, \tag{27.8}$$

где q — усредненное значение равномерно распределенного давления ветра на конструкцию и оборудование в рассматриваемом пролете ствола; $\sum N_t\cos\alpha_i$ — сумма проекций усилий во всех вышерасположенных оттяжках на вертикаль; $\sum N_g$ — сумма усилий от собственной массы ствола мачты и оборудования на нем.

Расчетной схемой ствола мачты является упругий многопролетный стержень, опирающийся на нижнюю несмещаемую опору и поддерживаемый системой оттяжек, служащих упругоподатливыми опорами в точках их крепления к стволу (рис. 27.10). Степень упругости этих опор зависит от геометрических и физических характеристик вант, изгибной жесткости ствола, а также действующих на сооружение нагрузок, в том числе от интенсивности начального (монтажного) натяжения оттяжек.

Вертикальные нагрузки, действующие на мачту, могут быть приложены с эксцентриситетом по отношению к оси ствола (например, масса оборудования), а горизонтальная (ветровая) нагрузка может действовать под разными углами по отношению к направлению оттяжек в плане, при этом равнодействующая ее может и не пересекать ось ствола мачты. Эти факторы учитываются при окончательном расчете. Неизвестными

[1] *Броверман Г. Б.* Строительство мачтовых и башенных сооружений. — М.: Стройиздат, 1984.

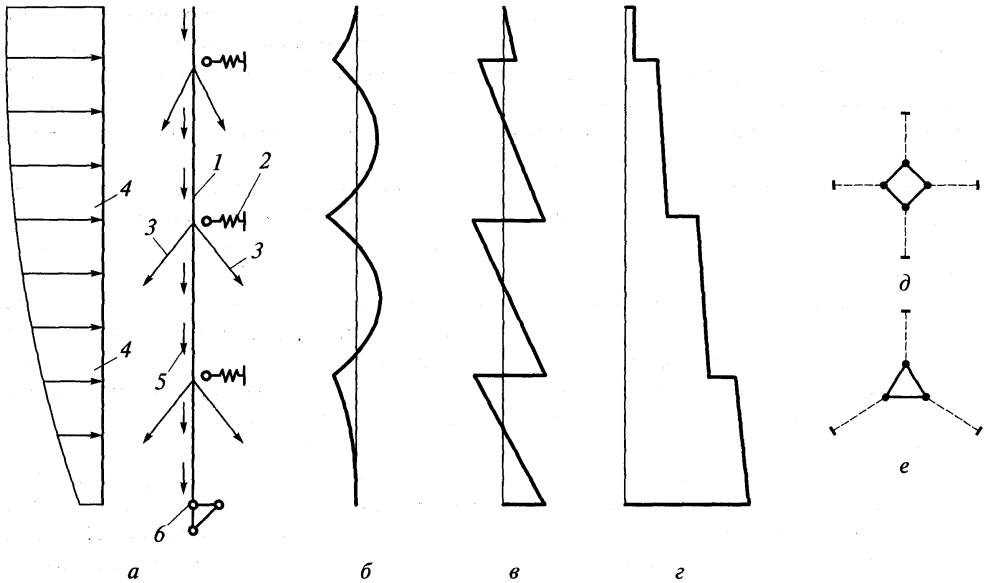


Рис. 27.10. Расчетные схемы к определению усилий в стволе мачты:

а — расчетная схема; *1* — ствол мачты; *2* — упругоподатливая опора; *3* — сила тяжения оттяжек; *4* — ветровая нагрузка; *5* — вертикальная нагрузка; *б* — шарнирная опора; *б* — эпюра изгибающих моментов; *в* — эпюра поперечных сил; *г* — эпюра продольных сил; *д* — схема размещения оттяжек при стволе квадратной формы сечения; *е* — то же, при стволе треугольной формы сечения

в этой многократно статически неопределимой системе являются усилия в оттяжках, смещения в горизонтальной плоскости точек крепления оттяжек к стволу и моменты в стволе в тех же точках.

В общем случае для определения неизвестных используются: $2n$ уравнений статики, устанавливающих равновесие узлов по координатам x и y; mn уравнений общности деформаций точек крепления оттяжек к стволу; $2n$ уравнений неразрывности упругой линии ствола (n — число ярусов; m — число оттяжек в каждом ярусе).

В случае когда равнодействующая горизонтальных сил проходит в плоскости симметрии расположения оттяжек, число неизвестных существенно уменьшается и при жестко закрепленном к фундаменту стволе определяется выражением $mn/2 + 2n$, если число оттяжек четное, или $mn/2 + 5n/2$, если это число нечетное. При шарнирном креплении ствола к фундаменту число неизвестных на одно меньше, чем при жестком.

Используют различные способы расчета мачт. Наиболее общим, но и наиболее трудоемким является способ начальных натяжений вант, который позволяет рассматривать любое направление ветра на мачту. Этот способ заключается в том, что вначале задают тип и диаметры оттяжек и усилие их начального натяжения. Решая уравнения неразрывности деформаций и равновесия сил в узлах крепления оттяжек, определяют опорные моменты и смещения оттяжечных узлов. Изменяя площади сечения оттяжек A_{0i} и усилия начального натяжения в них N_{0i} и используя метод последовательных приближений, проводят оптимизацию, добиваясь в первую очередь выравнивания пролетных и опорных моментов.

Несколько менее трудоемким является способ заданных эпюр моментов, заключающийся в том, что для ствола мачты задаются эпюрой моментов и в соответствии с ней последовательно определяют прогибы и опорные реакции в узлах крепления вант, а также усилия в оттяжках при расчетных нагрузках и в монтажном состоянии.

Существуют и другие способы расчета, однако все они весьма трудоемки. Наличие программ, разработанных для расчета мачт на ЭВМ (например, программа SUD в институте ЦНИИпроектстальконструкция), позволяет проводить оптимизацию конструктивного решения в значительно более короткие сроки.

Оптимизацию можно осуществлять путем варьирования таких параметров, как площади сечения оттяжек и усилия их предварительного (монтажного) натяжения, расстояния между узлами крепления оттяжек, углы наклона оттяжек, а также форма и размеры элементов ствола, от которых зависит ветровое давление на отдельных участках.

Эпюра поперечных сил строится в соответствии с эпюрой моментов. Продольные силы определяются для каждого участка путем суммирования усилий от массы всех вышерасположенных конструкций и оборудования, а также вертикальных составляющих тяжения вант, крепящихся выше рассматриваемого сечения.

Проверка принятого диаметра каната проводится в форме сравнения максимального расчетного усилия в оттяжке с несущей способностью каната

$$N_{\max} = \sigma_{\max} A < N_{\text{р}} \gamma_c \gamma_{\text{вт}} / \gamma_m. \qquad (27.9)$$

где A — площадь сечения оттяжки; $N_{\text{р}}$ — разрывное усилие каната в целом; γ_m — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,6; γ_c — коэффициент условий работы

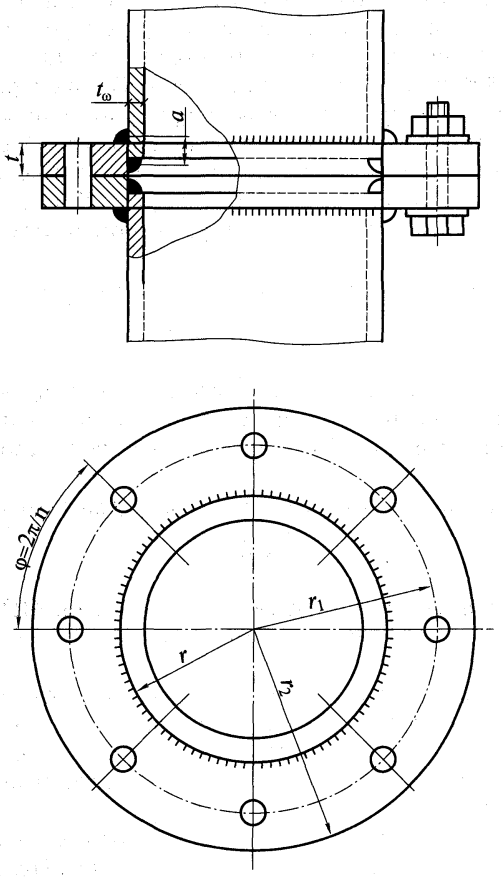


Рис. 27.11. Расчетные схемы к расчету узлового соединения фланцевого типа

оттяжки, равный 0,8 (при числе оттяжек в ярусе не более пяти); $\gamma_{вт}$ — коэффициент закрепления каната во втулке, равный 0,95.

Напряжения σ_{ki}, возникающие в оттяжках при действии расчетных нагрузок на мачту, определяются путем решения системы уравнений неразрывности деформаций оттяжек при смещении оттяжечного узла и уравнения равновесия сил, действующих в узле крепления оттяжек. По найденным усилиям M, N и Q проверяют прочность и устойчивость элементов ствола мачты и проводят расчет соединений.

Общая потеря устойчивости наиболее вероятна при действии усилий от собственного веса, обледенения, понижения температуры и изменения натяжения оттяжек в направлении, не совпадающем с плоскостью действия ветра. При трех оттяжках в плане более вероятна потеря устойчивости при ветре в направлении одной оттяжки, когда натяжение в боковых оттяжках ослаблено.

Ветровую и гололедную нагрузки допускается принимать равномерно распределенными со значениями, соответствующими отметкам: для ствола мачты — середины каждого из участков, для оттяжек — двух третей высоты их подвеса. Сосредоточенные силы в пролете оттяжек от изоляторов, ветровой и гололедной нагрузок на них допускается принимать как равномерно распределенную нагрузку, эквивалентную действительной по значению балочного момента.

При проверке устойчивости мачты в целом расчетное усилие в стволе должно быть в 1,3 раза меньше критической силы.

27.2.3. Основы конструирования и расчета элементов мачт. При проектировании ствол мачты разбивают на опорную, оттяжечные и промежуточные секции. Размер секций, полностью изготовляемых на заводе (отправочных марок), определяется в основном условиями транспортирования. Оттяжечные секции отличаются от промежуточных наличием деталей для крепления оттяжек. Опорная секция конструируется в зависимости от способа опирания мачты (шарнирное или жесткое закрепление). Секции решетчатых мачт соединяют, как правило, на болтах. Монтажную сварку применяют в мачтах со стволом трубчатого сечения, а также в решетчатых мачтах с поясами из уголков. В соединениях фланцевого типа (рис. 27.11), которые особенно широко применяются в мачтах с поясами из труб, рекомендуется применять высокопрочные болты.

Число болтов n при принятом их диаметре определяют расчетом

$$n \geq N/(A_{bn}R_{bh}\gamma_c\gamma_b), \tag{27.10}$$

где N — расчетное усилие растяжения в поясе ствола мачты; R_{bh} — расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта, равное 0,7 R_{un}; A_{bn} — площадь сечения болта нетто; γ_c — коэффициент условий работы; γ_b — коэффициент условий работы болтового соединения.

Толщину фланца t (см), работающего на изгиб, определяют по формуле

$$t \geq \sqrt{N/(k_1k_2)}, \tag{27.11}$$

где $k_1 = \sigma_{yn}/240$; σ_{yn} — нормативный предел текучести стали, МПа; k_2— коэффициент, принимаемый по табл. 27.1 в зависимости от отношений геометрических параметров t/t_w, r/t_w, r_1/r; r_2/r (см. рис. 27.11).

Расход стали на фланцы достаточно велик. Снижение его может быть достигнуто выбором оптимальных размеров r_1 и r_2 (при заданных r и t_w). Из табл. 27.1 видно, что толщина фланца t существенно зависит от отношения r_1/r_2. В целях уменьшения t это отношение следует принимать минимальным, для чего надо использовать болты относительно малых диаметров.

Болты размещают на равных расстояниях по окружности возможно меньшего радиуса r_1, принимаемого конструктивно, с учетом размеров шайб под болты по ГОСТ 22355—77 и катета углового шва, крепящего фланец к трубе.

Таблица 27.1

Значения коэффициента k_2, МПа

r_1/r	r_2/r	$t/t_w = 3$ при r/t_w			$t/t_w = 5$ при r/t_w			$t/t_w = 7$ при r/t_w		
		5	10	15	5	10	15	5	10	15
1,2	1,2	930	1136	1238	540	589	625	465	481	496
	1,3	985	1170	1278	615	662	692	538	555	576
	1,4	1084	1294	1434	675	734	766	610	619	638
1,6	1,2	416	479	524	283	299	313	257	263	269
	1,3	439	508	547	304	321	333	278	284	289
	1,4	453	526	471	322	338	351	295	301	307
2	1,2	391	497	587	230	246	260	205	211	216
	1,3	458	627	786	247	268	284	218	224	230
	1,4	535	780	1093	262	284	306	229	237	247

Фланец крепят к трубе двумя угловыми швами общей длиной $l_w = 4\pi r$. Размер катета шва k_w определяют из расчета на действие сжимающего усилия в поясе N_c:

$$k_w \geq N_c / [l_w \gamma_c (\beta R_w \gamma_w)_{\min}], \qquad (27.12)$$

а затем проверяют на действие растягивающего усилия в поясе с учетом момента $M = \alpha N_t$ от упругого защемления фланца в трубе

$$\sqrt{(M/a)^2 + (N_t/l_w)^2} \leq k_w \gamma_c [\beta R_w \gamma_w], \qquad (27.13)$$

где α — коэффициент, определяемый по табл. 27.2 в зависимости от отношений t/t_w и r_1/r; $a = t - (k_w/3) - 0{,}2$ см (расстояние между центрами тяжести площадей сечения швов см. на рис. 27.12).

Оттяжка крепится к стволу мачты с помощью валика *5* из высокопрочной стали, соединяющего втулку *6* (в которой закреплен канат) с фасонкой оттяжечного узла *3* (см. рис. 27.12). При конструировании этого узла надо стремиться к минимальному расстоянию между линией действия усилия N и центром тяжести площади сечения сварных швов, крепящих фасонку *3* и горизонтальные ребра *2* к поясу ствола мачты *1*.

Прочность сварного соединения при учете момента $M = N\cos\alpha e$ проверяется по формулам:

$$\sqrt{(N\cos\alpha / A_{wf} + M_{y\max} / I_{wfx})^2 + (N\sin\alpha / A_{wf})^2} \leq R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c; \qquad (27.14)$$

$$\sqrt{(N\cos\alpha / A_{wz} + M_{y\max} / I_{wzx})^2 + (N\sin\alpha / A_{wz})^2} \leq R_{wz}\gamma_{wz}\gamma_c, \qquad (27.15)$$

где A_{wf}, A_{wz} и I_{wfx}, I_{wzx} — площади расчетных сечений соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления и моменты инерции этих площадей в отношении оси x; α — угол наклона оттяжки к горизонтали; $y_{\max}$ — расстояние от оси x до наиболее удаленной точки шва: верхней, если линия действия усилия проходит выше центра тяжести площади сечения швов; нижней, если ниже центра тяжести.

Таблица 27.2

Значения коэффициента α

t/t_w	α при r_1/r		
	1,2	1,6	2
3	0,02	0,05	0,07
4	0,01	0,02	0,03

Для увеличения площади смятия к фасонке с двух сторон приваривают кольцевые накладки *4*, суммарная толщина которых определяется условием $2t_4 \geq (N/R_{bp}\gamma_c d_в) - t_2$. Расчет швов, крепящих

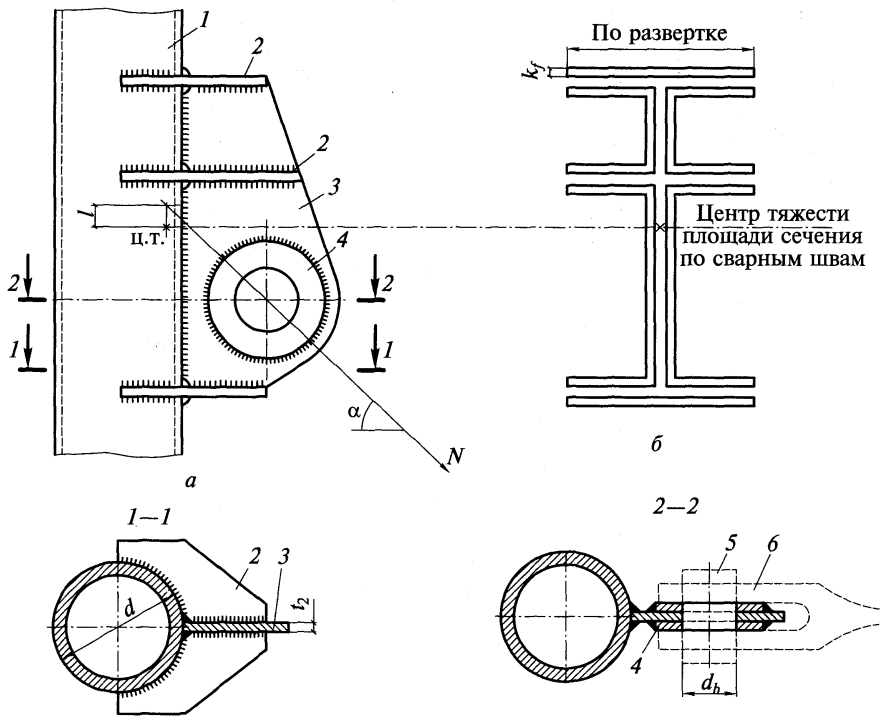


Рис. 27.12. Узел крепления оттяжки к поясу ствола мачты из труб:
а — конструкция узла; *б* — очертание сварных швов, крепящих фасонку и ребра к трубе

каждую накладку к фасонке *3*, производится на усилие $N_4 = = Nt_4/(2t_4 + t_2)$. Фасонка должна быть проверена на срез и растяжение (разрыв) по плоскости возможного разрушения.

В нижней части каждая оттяжка снабжается натяжным устройством, служащим для регулирования натяжения ее при монтаже и в процессе эксплуатации мачты. Натяжное устройство крепится к анкерным тяжам, прикрепленным к фундаменту через гибкую вставку длиной не менее 20 диаметров каната. В целях борьбы с вибрацией на оттяжках устанавливают виброгасители.

ГЛАВА 28

ОПОРЫ ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

28.1. Общая характеристика

Воздушные линии электропередачи (ВЛ)[1] служат для передачи электроэнергии по проводам, прикрепленным к опорам на определенной высоте от поверхности земли. Металлические опоры применяют для высоковольтных линий напряжением 35 кВ и выше.

Провода крепятся к опорам через фарфоровые или стеклянные изоляторы подвесного типа, соединяемые по нескольку штук в гирлянды.

На воздушных линиях используют в основном сталеалюминиевые провода марки АС (ГОСТ 839—80Е), выпускаемые промышленностью с разным соотношением площадей сечений алюминиевых и стальных высокопрочных проволок. В качестве грозозащитных тросов применяют стальные канаты, свитые из проволок с пределом прочности R_{un} = 1200 МПа. Переменный ток передается по трем фазам, постоянный — по двум.

Передачу электроэнергии на большие расстояния выгоднее производить при высоких напряжениях в сети. Однако при напряжениях более 110 кВ, требующих проводов большого диаметра, существенными оказываются потери энергии, связанные с ионизацией воздуха вокруг них.

Эти потери удается уменьшить, заменив один провод большого диаметра несколькими параллельными проводами меньшего диаметра, образующими так называемую расщепленную фазу. Поэтому на линиях 330 кВ обычно применяют расщепление фазы на два провода, на линиях 550 кВ — на три, а при напряжениях 750 кВ и выше — на четыре провода и более. Таким образом, линии электропередачи бывают одноцепными (рис. 28.1), двухцепными и многоцепными.

Наименьшее расстояние от провода ВЛ до поверхности земли составляет 7—8 м; в ненаселенных и труднодоступных местах это расстояние может быть меньшим. Расстояния между проводами, а также от проводов и грозозащитных тросов до заземленных металлоконструкций должны быть такими, чтобы обеспечить воздухоизолирующие промежутки, величина которых определяется с учетом возможных отклонений проводов на ветру и подскоков их при сбросе гололедной корки.

Требования, предъявляемые к проектированию и возведению линий электропередачи, определяются действующими «Правилами устройства электроустановок» (ПУЭ).

По назначению опоры делятся на промежуточные, составляющие около 85 % общего числа опор, анкерные, служащие для натяжения проводов, концевые и угловые, устанавливаемые соответственно на концах и в местах поворота линии. Особым видом являются так называемые переходные опоры, устанавливаемые на переходах через реки, озера, овраги и другие препятствия. Расстояние между такими опорами может достигать 1,5—2,5 км, а высота — превышать 200 м.

По конструктивному решению стальные опоры бывают свободностоящими (рис. 28.2) и на оттяжках (рис. 28.3). Они могут быть одностоечными и портального типа (рис. 28.4). Опоры ВЛ являются массовыми сооружениями; при строительстве даже одной линии

[1] Старое обозначение, часто встречающее в литературе, — ЛЭП.

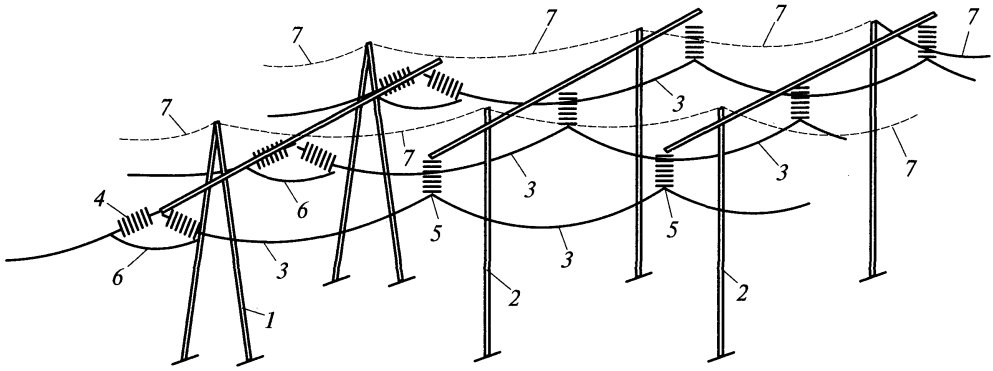


Рис. 28.1. Схема участка одноцепной воздушной линии электропередачи переменного тока с подвеской проводов к опорам портального типа:

1 — анкерная опора; *2* — промежуточная опора; *3* — провод; *4* — натяжная гирлянда; *5* — поддерживающая гирлянда; *6* — перемычка; *7* — грозозащитный трос

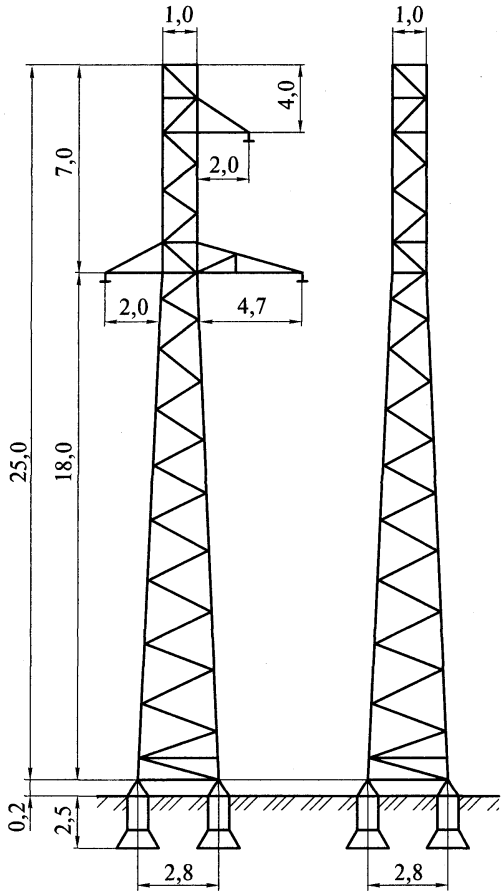


Рис. 28.2. Промежуточная одностоечная свободностоящая опора одноцепной ВЛ напряжением 110 кВ

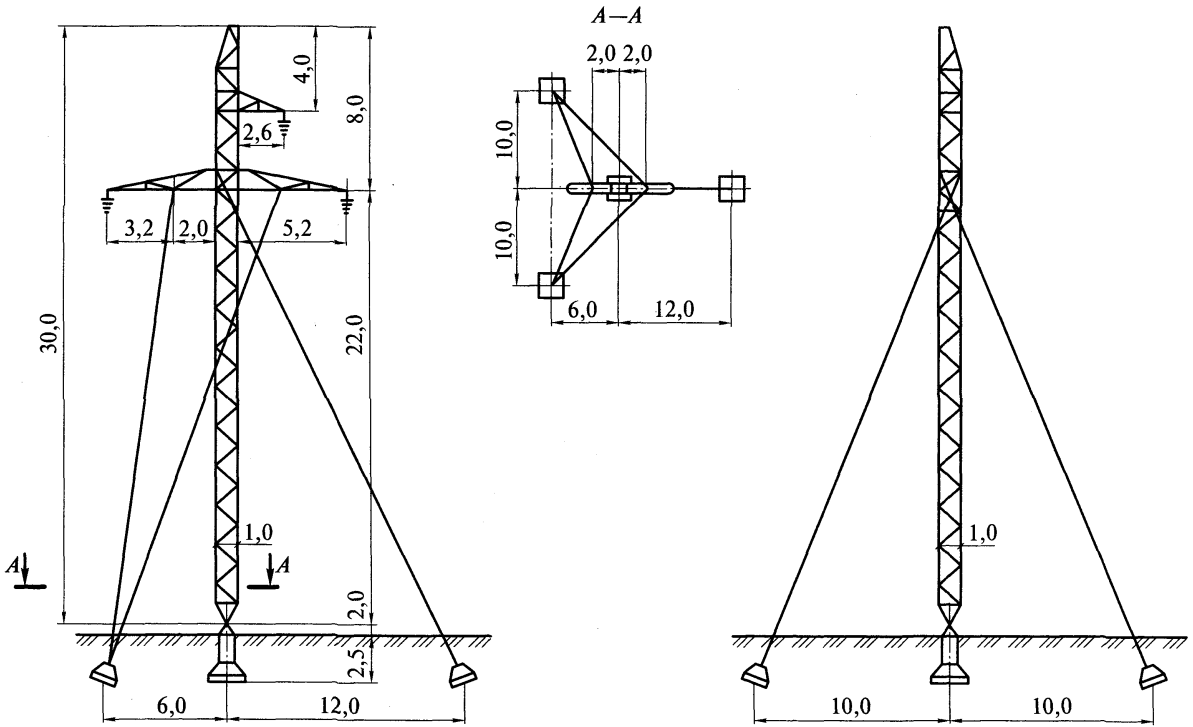


Рис. 28.3. Промежуточная опора на оттяжках одноцепной ВЛ напряжением 110 кВ (сечение *А—А* дано в уменьшенном масштабе)

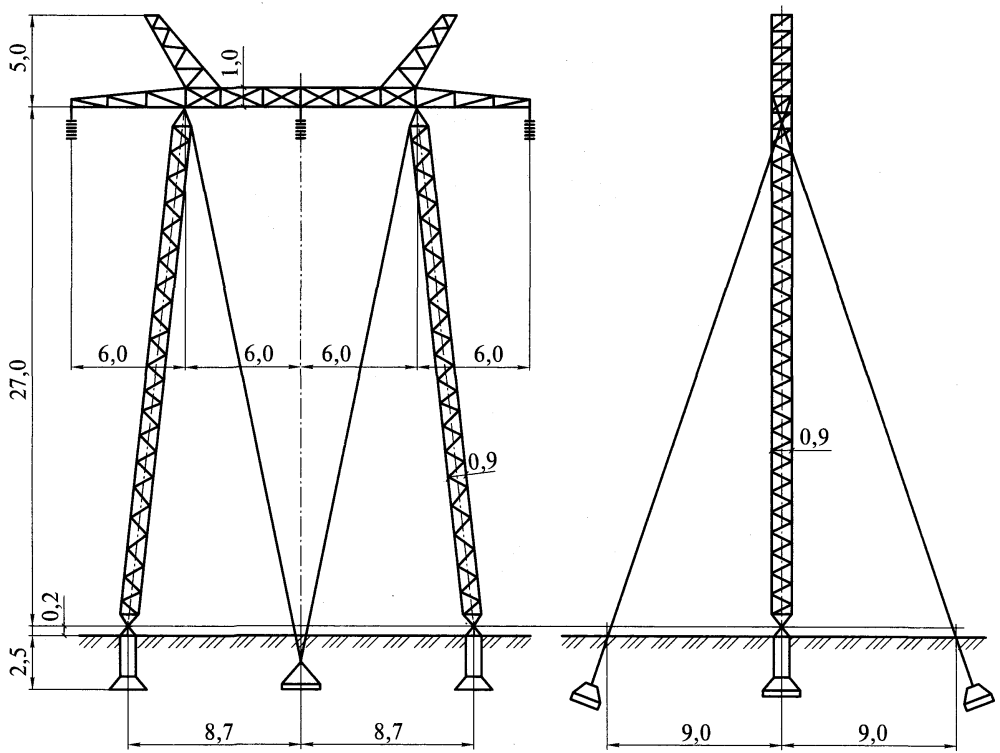


Рис. 28.4. Промежуточная портальная опора на оттяжках одноцепной ВЛ напряжением 330 кВ

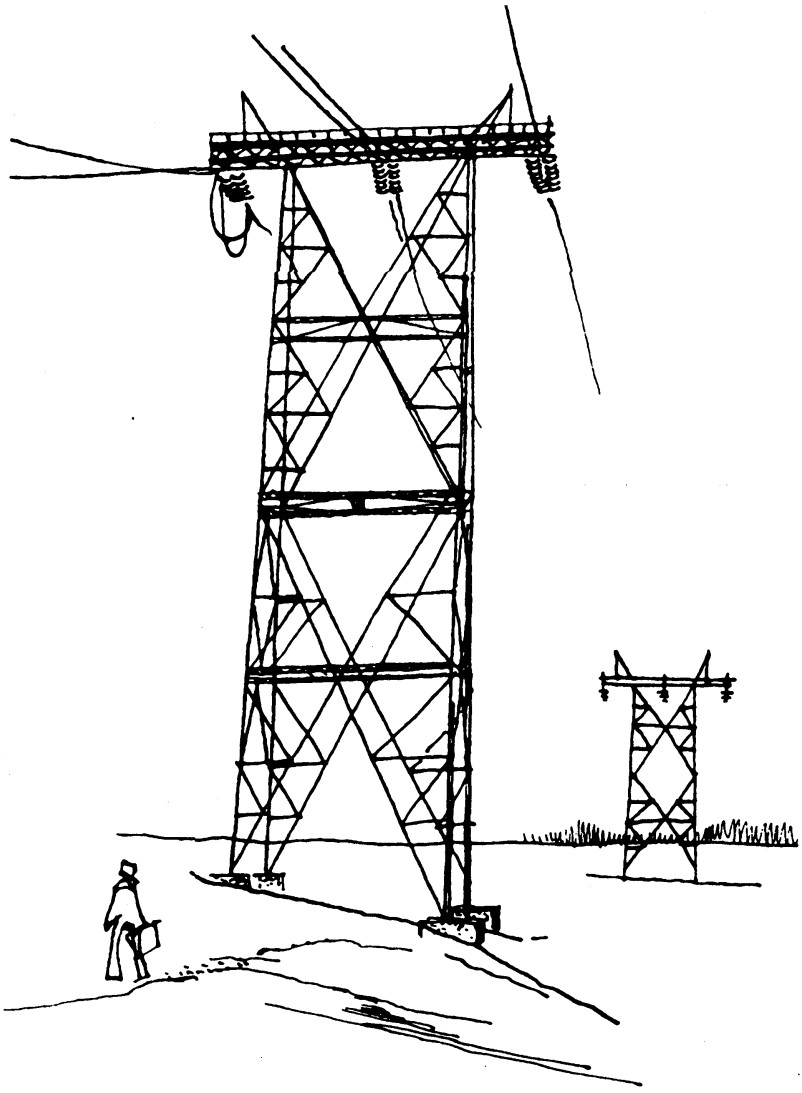


Рис. 28.5. Переходная опора ВЛ

большой протяженности устанавливаются многие сотни опор. Это полностью отвечает требованиям типизации конструкций.

В нашей стране проведена унификация металлических опор ВЛ, в результате чего отобрано ограниченное число типоразмеров. Так, для одноствольных свободностоящих опор ВЛ напряжением 35, 110, 220 и 330 кВ приняты, соответственно, следующие размеры по высоте (до нижней траверсы) 15, 19, 25 и 27,5 м. Эти конструкции были разработаны на основе технико-экономического сравнения с учетом затрат на опоры, провода и фундаменты.

Переходные опоры проектируют в индивидуальном порядке. Они представляют собой сложные инженерные сооружения большой высоты. Таковы, например, опоры ВЛ электропередачи Волгоград — Москва на переход через Волгу (рис. 28.5) или опоры энергомоста через Ангару в районе строительства Богучанской ГЭС.

28.2. Основы конструирования и расчета

Опоры ВЛ рассчитывают на действие нагрузок при трех режимах работы: нормальном (основное сочетание), монтажном (дополнительное сочетание) и аварийном (особое сочетание). Характерной нагрузкой для опор ВЛ кроме ветровой и гололеда является обрыв одного или нескольких проводов одновременно.

При обрыве провода в одном из пролетов гирлянды, на которых подвешен этот провод, поворачиваются, провес проводов в соседних участках увеличивается, и усилия в них резко падают (рис. 28.6). Это наряду с другими конструктивными мероприятиями обеспечивает сохранность проводов в других пролетах линии.

По конструктивной форме опоры ВЛ представляют собой пространственные стержневые системы, усилия в которых определяют с использованием ЭВМ.

Элементы опор обычно выполняют из равнополочных уголков. При большой высоте опор оказывается выгодным применение труб. Если размер грани ствола превышает габариты транспортных средств, элементы конструкций приходится отправлять с завода россыпью, что хотя и обеспечивает высокий уровень использования железнодорожных платформ, но приводит к увеличению объема работ на монтаже. Конструкция бесфасоночного узла, в котором два раскоса крепятся одним болтом (рис. 28.7), имеет преимущества перед другими, но использование такого решения возможно лишь при достаточной ширине полки уголка.

При небольших размерах поперечного сечения ствола (см. рис. 28.3 и 28.4) конструкции отправляют с завода секциями длиной до 8—10 м. Каждая секция должна иметь не менее двух диафрагм, необходимых для обеспечения пространственной жесткости конструкции. Диафрагмы устанавливают также в местах переломов поясов и крепления оттяжек.

Расчет элементов стальных конструкций и соединений должен выполняться в соответствии с нормами [7], в гл. 15 которых имеются дополнительные требования по проектированию опор воздушных линий электропередачи, учитывающие особенности работы этих конструкций. Примеры расчета опор ВЛ можно найти в специальной литературе[1].

Необходимым условием для конструкций, работающих под открытым небом, является защита их от атмосферной коррозии. Периодическая окраска конструкций на трассе — трудоемкая и дорогостоящая операция. Более эффективно применять оцинкованные конструкции. Имеющееся на специализированных заводах оборудование позволяет проводить цинкование целых секций сварных решетчатых конструкций размером 1,5×1,5×9 м. Монтаж оцинкованных конструкций выполняется на оцинкованных болтах.

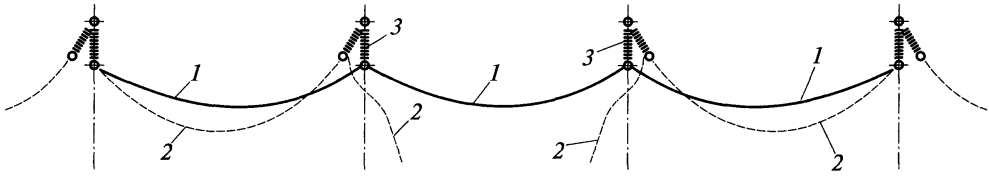


Рис. 28.6. Изменение формы провисания провода при его обрыве в одном из пролетов: *1* — провод до обрыва; *2* — провод после обрыва; *3* — поддерживающая гирлянда

[1] *Крюков К. П., Новгородцев Б. П.* Конструкции и механический расчет линий электропередачи. — Л.: Энергия, 1979.

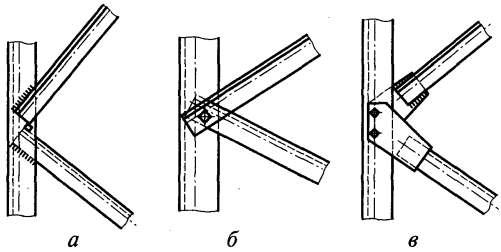


Рис. 28.7. Узлы крепления раскосов к поясу ствола мачты:
а — на сварке; *б* — одним болтом без фасонки; *в* — двумя болтами через фасонку

Весьма перспективно для опор ВЛ электропередачи использование коррозионностойких алюминиевых сплавов. Особенно целесообразным оказывается применение алюминиевых опор на линиях, прокладываемых в труднодоступных районах, с использованием вертолетов для транспортирования и монтажа алюминиевых конструкций, более легких, чем стальных. Опыт строительства таких линий имеется.

ГЛАВА 29

ВОПРОСЫ ЭКОНОМИКИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

29.1. Структура стоимости металлических конструкций

Стоимость металлических конструкций складывается из следующих составных частей:

стоимости проектирования, зависящей от вида конструкций, их сложности и повторяемости;

стоимости металла и других материалов (электродов, метизов, окрасочных материалов), расходуемых на изготовление металлических конструкций;

издержек производства, зависящих главным образом от механовооруженности завода-изготовителя, трудоемкости и серийности изготовления конструкций;

транспортных расходов на перевозку конструкций с завода-изготовителя к месту строительства, зависящих от дальности перевозки, вида транспортных средств и степени их использования;

стоимости монтажа, зависящей от вида металлических конструкций, оснащенности механизмами и приспособлениями, а также от условий производства работ.

Основной объем строительных стальных конструкций изготовляется на заводах, составляющих самостоятельную отрасль строительной индустрии. Монтаж стальных конструкций, как правило, ведут специализированные монтажные организации.

По принятой в строительстве системе ценообразования отдельные составляющие стоимости металлических конструкций находятся приблизительно в следующих соотношениях, %:

Проектирование	2—3
Сталь и другие материалы	40—60
Изготовление	20—25
Транспортные расходы	5—7
Монтаж	15—25

Конструкции из алюминиевых сплавов вследствие дефицитности и высокой стоимости материала применяются пока в сравнительно небольших объемах, главным образом для ограждающих конструкций и в отдельных опытных и уникальных сооружениях. Имеющиеся данные не могут служить основанием для установления постоянных соотношений между составляющими стоимости алюминиевых конструкций.

Здесь рассматриваются вопросы экономики применительно к строительным конструкциям из стали.

29.2. Общая характеристика экономики изготовления и монтажа стальных конструкций

В основном стальные конструкции изготовляют для нужд строительства объектов черной и цветной металлургии, а также электроэнергетической, нефтеперабатывающей и угольной промышленности. По сравнению с другими в этих отраслях стальных конструкций в расчете на 1 млн руб. выполняемых строительно-монтажных работ используется в 5—10 раз больше. Структура производства по видам стальных конструкций характеризуется следующими соотношениями, % к общему количеству:

Конструкции промышленных и гражданских зданий,
Промышленные сооружения 60
Опоры воздушных линий электропередачи, мачты и башни 8
Резервуары, газгольдеры и подобные листовые конструкции емкостей 6
Гидротехнические сооружения и мосты 2
Ограждающие конструкции, лестницы и площадки 14
Прочие виды конструкций 10

Основной объем производства стальных конструкций обеспечивается заводами с годовой производительностью 30—60 тыс. т и более. Остальная часть изготовляется на более мелких металлообрабатывающих, ремонтно-механических и других предприятиях, а также в строительно-монтажных организациях, где производятся несложные поддерживающие, вспомогательные и простейшие ограждающие конструкции.

Из табл. 29.1 следует, что на полную трудоемкость изготовления стальных конструкций существенно влияют затраты на вспомогательные операции основного производства, а также на работы неосновного и вспомогательного производства (изготовление метизов, электродов, получение кислорода, работа общезаводской котельной и т.д.), обслуживающих основное производство.

Современные крупные заводы металлических конструкций имеют минимально необходимый объем неосновного производства и получают в порядке кооперирования разные материалы и комплектующие изделия от других специализированных предприятий.

Трудоемкость в производственных цехах на основных технологических операциях распределяется различно, причем для цехов обработки характерны значительные затраты дополнительного времени, а для сборочно-сварочных цехов — затраты основного (машинного) времени. Поэтому в цехах обработки для повышения производительности

Таблица 29.1

Данные о трудоемкости изготовления стальных конструкций, усл.-ч/т

Цех	Операция	Трудоемкость
	I. Основные производственные цеха	
Подготовки	Правка металла	0,65—0,81
Обработки	Разметка и наметка	0,76—0,81
	Резка механическая и кислородная	0,86—1,58
	Образование отверстий	0,57—0,7
	Строжка и фрезеровка деталей	0,12—0,32
	Вальцовка, правка и гибка	0,15—0,26
Сборочно-сварочный	Сборка	3,19—4,33
	Сварка и клепка	4,4—4,6
	Фрезеровка	0,13—0,18
Механический	Механослесарные работы	0—0,55
Малярно-погрузочный	Грунтовка и окраска	0,24—0,47
	Итого	12,4—13,8
	Вспомогательные операции в цехах основного производства	7,7—8,1
	II. Вспомогательное и неосновное производства	6,53—8,08
	Всего	28—28,5

Рис. 29.1. Зависимость коэффициента трудоемкости от размера партии

труда целесообразно в первую очередь обеспечить механизацию вспомогательных работ по подаче, замерам, кантовки и закреплению деталей перед выполнением операции. Такая механизация достигается применением напольных рольганговых поточных линий, последовательно связывающих технологическое оборудование цеха, модернизацией станочного парка путем оснащения его автоматизированными устройствами для выполнения вспомогательных работ, а также применением нового, более совершенного технологического оборудования, которое позволяет совмещать операции (например, резки и проколки отверстий).

В сборочно-сварочных цехах рост производительности труда достигается сокращением трудоемкости основных технологических операций и уменьшением транспортно-такелажных работ. Поэтому для поточных линий этих цехов следует применять новое высокопроизводительное технологическое оборудование (например, автоматизированные сборочные станы, многодуговые скоростные сварочные установки и т. п.).

Производительность труда на заводах, оснащенных поточными линиями, повышается не менее чем в два раза с одновременным значительным увеличением выпуска продукции. Затраты по сооружению поточных линий при равномерном режиме их загрузки окупаются в течение 4—7 лет.

Весьма действенным фактором, повышающим производительность труда на заводах стальных конструкций, является серийность производства, определяемая размером партии одновременно изготовляемых деталей или элементов (рис. 29.1). Трудоемкость при серийном изготовлении снижается не только благодаря возможности внедрения новой, более совершенной технологии, но и в результате приобретения рабочими навыка при работах с многократно повторяющимися изделиями, сокращения межоперационных пауз и числа переналадок оборудования при переходе от изготовления одной партии к другой. При работах с крупными сериями становятся оправданными дополнительные затраты на изготовление специальных приспособлений (кондукторов, кантователей и т. п.), повышающих производительность труда в сборочно-сварочных цехах. Серийное производство сокращает также длительность производственного цикла и уменьшает объемы конструкторских и подготовительных работ.

Трудоемкость изготовления можно определить по формуле[1]

$$T_и = Ak_c\sqrt{G_0 n_0},$$

где G_0, n_0 — соответственно масса и число основных (несущих) деталей стержня конструкции; k_c — коэффициент серийности; A — эмпирический коэффициент технологичности данной конструктивной формы и прочности проката, определяемый главным образом количественным соотношением между основными (несущими) и дополнительными деталями.

Значение A является функцией так называемых строительных коэффициентов трудоемкости, представляющих собой отношение полной трудоемкости к трудоемкости несущих деталей конструкции.

Трудоемкость изготовления и связанные с ней расходы по заработной плате рабочих основных производственных цехов влияют на изменение уровня большинства издер-

[1] *Лихтарников Я. М.* Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. — М.: Стройиздат, 1979.

жек заводской деятельности. Кроме издержек производства, в которые входят заработная плата рабочих основных производственных цехов и цеховые и общезаводские расходы, в себестоимость изготовления входят стоимость сырья (основных и вспомогательных материалов) и внепроизводственные расходы.

В расходы на сырье включается стоимость прокатной стали (96—98 %) и покупных полуфабрикатов, а также стоимость электродов, флюсов, углекислого газа для сварки, метизов, окрасочных материалов и т. п.

Стоимость прокатной стали в конструкциях определяется договорными или оптовыми ценами с учетом различных приплат (скидок) к ним в зависимости от требований, предъявляемых к заказываемому металлу. Цена определяется по видам сортамента проката и маркам стали, причем, как правило, на 1 т теоретической массы.

При определении стоимости металла в конструкциях необходимо учитывать заготовительно-складские расходы, расходы по доставке металла с железнодорожной станции на склад завода стальных конструкций и стоимость возвратных и нереализуемых отходов металла при производстве конструкций.

В стоимости заводского изготовления (передела) расходы по заработной плате определяются в основном затрачиваемым трудом (трудоемкостью) при изготовлении конструкций.

К цеховым относятся производственные расходы на содержание, текущий ремонт и амортизацию технологического оборудования, на дополнительную заработную плату основных производственных рабочих, на технологические цели (вода, пар, топливо и т. п.), а также общецеховые расходы на содержание дежурного персонала в цехах, на амортизацию цеховых зданий, проведение испытаний, охрану труда и т. п.

К общезаводским расходам относятся затраты на содержание персонала заводоуправления, конструкторского бюро, амортизацию зданий общезаводского назначения, организацию подготовки кадров и т. п.

Внепроизводственные расходы включают затраты на погрузку и перевозку готовых конструкций до железнодорожной станции отправления по путям завода металлоконструкций, отчисления на научно-исследовательские работы, создание фондов социального и производственного развития завода, а также необходимые отчисления на содержание контор комплектации и вышестоящих организаций и на премирование.

Расходы на сырье и заработная плата производственных рабочих относятся к категории *прямых затрат*, приходящихся непосредственно на изготовляемую продукцию. Цеховые и общезаводские расходы, отражающие специфику данного производства в целом, называются *косвенными*. Около 10 % косвенных расходов (дополнительная заработная плата, отчисления в фонд соцстраха, расходы по охране труда и т. п.) зависят от численности работающих на заводе и изменяются пропорционально размеру заработной платы. Расходы на эксплуатацию и ремонт оборудования и на технологические цели (электроэнергия, топливо, вода, пар и т. д.) составляют примерно 30 % косвенных и определяются количеством выпускаемой продукции. Около 60 % косвенных расходов на амортизацию оборудования и зданий, ремонт, содержание дежурного и административно-управленческого аппарата неизменны (постоянны) в течение года. Очевидно, что с увеличением объема производства металлических конструкций постоянная часть косвенных расходов на каждую единицу продукции снижается.

Монтаж стальных конструкций обычно осуществляют специализированные организации.

Себестоимость монтажа состоит из прямых затрат и накладных расходов. Основной размер прямых затрат в себестоимости монтажа приходится на стоимость основных конструкций и деталей. Кроме того, в прямые затраты входят расходы на основную заработную плату производственных рабочих, в том числе занятых непосредственно на строительно-монтажных работах, на эксплуатацию машин и механизмов, а также на вспомогательные материалы, используемые при монтаже.

В накладные расходы входят административно-управленческие расходы, расходы по организации производства (командировки, содержание дежурного персонала, проектирование производства работ и т.д.), охране труда монтажников и др.

При монтаже стальных конструкций трудовые затраты можно разделить по следующим видам работ[1], % общей стоимости монтажа:

Транспортно-складские работы в пределах монтажной зоны	10
Обслуживание монтажных механизмов	15
Работы по собственно монтажу, включающие подготовительные Операции, укрупнительную сборку, установку в проектное положение и выверку конструкций	60
Сварочные работы	12
Прочие работы	3

В работах по собственно монтажу весьма трудоемкими являются выверка и закрепление конструкций. Поэтому рост производительности труда на монтажных работах и сокращение сроков продолжительности монтажа связаны не только с укрупнением конструкций до монтажа, но и с повышением точности их заводского изготовления, простотой и удобством монтажных соединений, взаимозаменяемостью монтажных элементов.

29.3. Определение стоимости стальных конструкций при проектировании

При вариантном проектировании следует предварительно выбрать и оценить конструктивную форму с точки зрения экономики. Использовать для решения такой задачи оптовые цены на конструкции нельзя, так как они основаны на данных по применявшимся ранее проектам и, следовательно, в них не могут быть учтены конструктивные особенности новых решений. Между тем конструктивная форма в большой степени влияет на технико-экономические показатели. Выбор конструкций при сравнении вариантов в известной мере облегчается тем, что можно ограничиться относительными показателями, задавшись некоторыми осредненными условиями производства. Стоимость материалов в конструкции определяется набором профилей проката и может быть определена по действующим ценам с учетом приплат (скидок) и наценок.

Стоимость изготовленной и доставленной на приобъектный склад конструкции и соответствующая ей сметная цена выражаются формулой

$$C_и = C_{ом} + aT(1 + k_н) + C_э + C_{вн} + П + C_{тр},$$

где $C_{ом}$, $C_э$, $C_{вн}$, $C_{тр}$ — стоимость основных материалов, энергии, расходуемой на производство, внепроизводственных расходов и транспорта (включая реквизит, разгрузку, доставку местным транспортом до приобъектного склада, заготовительно-складские и снабженческо-сбытовые расходы); aT — заработная плата рабочих на основных технологических операциях; a — среднечасовая заработная плата рабочих, руб./ч; T — трудоемкость, чел.-ч; $k_н$ — коэффициент накладных расходов (на заводах металлоконструкций); П — прибыль, закладываемая в оптовую цену завода металлоконструкций.

Согласно этой формуле стоимость изготовленной конструкции зависит от трудоемкости, которая, как уже было сказано, наиболее сильно влияет на большинство показателей деятельности завода и характеризует прогрессивность принятого конструктивного решения с точки зрения производительности труда.

---

[1] Процентные соотношения даны применительно к монтажу стальных конструкций одноэтажных промышленных зданий общего назначения.

Стоимость монтажа определяется единичной расценкой данного вида работ и системой поправочных коэффициентов по формуле

$$C_м = C_м k_{тр} k_м k_н k_д,$$

где $C_м$ — стоимость монтажа по единичной расценке, которая включает прямые затраты на основную заработную плату рабочих, эксплуатацию машин и механизмов, вспомогательные материальные ресурсы, используемые при монтаже.

По видам в стоимости монтажа учитываются следующие работы: погрузоразгрузка и транспортирование в пределах монтажной площадки; сортировка, очистка от грязи и ремонт поврежденной конструкции, полученных при транспортировании; укрупнительная сборка с устройством и разборкой стеллажей; подача в зону монтажа; обеспечение жесткости элементов при монтаже; устройство и разборка подмостей, лестниц, настилов, люлек и других приспособлений, предусмотренных проектом производства работ и правилами техники безопасности; подъем, установка и выверка конструкций; выполнение монтажных соединений (стыков, узлов) при укрупнительной сборке и монтаже конструкции и сдача для последующих работ; погрузка, транспортирование, разгрузка и подача к месту сборки и монтажа вспомогательных материалов, конструкций и приспособлений в пределах строительной площадки; устройство и обслуживание временных разводящих энергетических сетей внутри объекта; $k_{тр}$, $k_м$, $k_н$, $k_д$ — коэффициенты, учитывающие соответственно местоположение объекта строительства; применение в конструкциях марок сталей с повышенными расчетными сопротивлениями; надежность по назначению; дополнительные особенности работ, связанные с условиями монтажа (высота, тип каркаса здания и т. п.).

Стоимость установленных в проектное положение конструкций определяется прямыми затратами (стоимостью доставленной конструкции $C_и$ и ее монтажа $C_м$), накладными расходами и размерами прибыли монтажной организации по формуле

$$C = (C_и + C_м) k_н k_п,$$

где $k_н$, $k_п$ — коэффициент накладных расходов и прибыли.

Чтобы установить эффективность применения металлических конструкций, например, при сравнении их с конструкциями из других материалов, используют показатель приведенных затрат, в котором учитываются не только стоимость установленной на место конструкции, но и производственные фонды заводов металлических конструкций и монтажных организаций, а также эксплуатационные расходы.

Приведенные затраты, руб./т, вычисляют по формуле

$$З = C + E_н(Ф_з + Ф_м) + Э,$$

где C — стоимость конструкции, установленной в проектное положение, руб./т; $E_н$ — нормативный коэффициент экономической эффективности ($E_н = 0{,}12$); $Ф_з$, $Ф_м$ — удельные стоимости, руб. на 1 т конструкций, основных и оборотных фондов заводов металлических конструкций и монтажных организаций, участвующих в производстве и монтаже конструкций; Э — удельные эксплуатационные расходы, руб./т, состоящие из реновационных отчислений (затрат на восстановление) и затрат на капитальные и текущие ремонты конструкций[1].

Экономический эффект определяется разницей приведенных затрат сравниваемых решений.

При определении стоимости основных фондов для упрощения расчетов достаточно учитывать только стоимость механизмов, используемых при монтаже конструкций. Выбор монтажных механизмов определяется массой наиболее тяжелого элемента, габаритными размерами сооружения и условиями производства.

---

[1] ЦНИИпромзданий. Руководство по определению стоимости эксплуатации промышленных зданий и сооружений на стадии их проектирования. — М., 1977.

В некоторых случаях решающим критерием в выборе варианта может оказаться скорость возведения сооружения. Ориентировочно продолжительность монтажа конструкций можно определять по формуле $T = m/(Nnk)$, m — трудоемкость монтажа; N — число бригад, занятых на монтаже; n — число рабочих в бригаде; k — число смен в сутки.

29.4. Основные направления снижения стоимости стальных конструкций

Поскольку стоимость металла является главной составляющей общей стоимости конструкций, то основной способ их удешевления заключается в снижении массы конструкций, которого можно добиться уменьшением массы основных элементов и упрощением конструктивного оформления.

Экономия металла в основных элементах прежде всего достигается применением эффективных сталей повышенной прочности и экономичных профилей проката. При этом для эффективных марок сталей за базу при сравнении принимается сталь марки С245. Коэффициент экономии $k_э$, представляющей собой размер экономии металла на 1 т эффективной стали, с учетом фактического уровня использования расчетных сопротивлений и доли применения растянутых, сжатых и изгибаемых элементов в конструкциях в зависимости от прочностных характеристик колеблется в пределах от 0,06 до 0,6.

Экономия металла за счет применения экономичных профилей определяется путем сравнения с аналогичными конструкциями, выполненными из традиционных профилей. В частности, сравниваются следующие профили:

широкополочные двутавры и тавры с обычными прокатными двутаврами для ветвей подкрановых частей колонн, со спаренными уголками в стропильных фермах, со сварными двутаврами из трех листов для изгибаемых элементов;

холодногнутые открытые профили с горячекатаными уголками в фонарях, прогонах, переплетах;

холодногнутые замкнутые профили и круглые электросварные трубы с горячекатаными уголками;

тонкостенные швеллеры и двутавры с обычными швеллерами и двутаврами.

Для указанных выше экономичных профилей коэффициент экономии $k_э$ изменяется от 0,04 для широкополочных двутавров до 0,21 для холодногнутых профилей.

Снижение стоимости при применении в конструкциях эффективных марок сталей и экономичных профилей проката определяется по формуле

$$\Delta C = C_б(1 + k_э) - C_э,$$

где $C_б$ — стоимость установленных в проектное положение конструкций из базовой марки стали или из традиционных профилей проката; $C_э$ — то же, конструкций из эффективного проката.

Снижение расхода металла, связанное с применением сталей эффективных марок и экономичных профилей проката, влияет также на трудоемкость изготовления и монтажа, поскольку при этом условно высвобождается определенная численность рабочих. Так, в сфере изготовления из расчета годовой выработки рабочих на заводах металлоконструкций и с учетом усложнения обрабатываемости сталей повышенной прочности

$$Ч_{изг} = \Delta V/(В_{изг}k),$$

где $Ч_{изг}$ — условное высвобождение численности рабочих при изготовлении конструкций; ΔV— экономия стали, т; $В_{изг}$— выработка на одного рабочего т/год; k — коэффициент, размер которого колеблется от 1 до 1,25, учитывающий усложнение обрабатываемости эффективных сталей и экономичных профилей проката.

В сфере монтажа снижение расхода проката влияет на трудоемкость более опосредованно, так как монтажные соединения, размеры приготовленных к монтажу блоков

конструкций, монтажные механизмы и оборудование отражаются на трудоемкости, связанной с изменением конструктивной формы вследствие применения эффективного проката, незначительно. При средней выработке на монтаже на одного рабочего в год $В_{монт}$ условное высвобождение численности рабочих на монтаже

$$Ч_{монт} = 0{,}1\Delta V / В_{монт}.$$

Экономия металла за счет совершенствования конструктивного оформления характеризуется строительным коэффициентом. Снижение строительного коэффициента[1] обусловливает также снижение трудоемкости изготовления и монтажа конструкций. Строительный коэффициент характеризует качество конструктивной формы и компоновки с точки зрения не только затрат материала, но и стоимости, сроков возведения и других технико-экономических показателей и поэтому является крайне важным. Основные пути снижения строительного коэффициента — улучшение конструктивно-компоновочного решения на основе принципа концентрации материала и упрощение конструктивной формы, обеспечивающее технологичность изготовления конструкций.

Оба эти направления ведут к сокращению числа вспомогательных элементов, менее мощных, более подверженных повреждениям и вместе с тем более трудоемких и относительно дорогих.

При этом снижение строительного коэффициента влияет на снижение трудоемкости и стоимости в большей степени, чем снижение массы. Это справедливо не только в отношении строительных коэффициентов конструктивного элемента, но и для всего сооружения в целом. Трудоемкость монтажа сооружения значительно возрастает при увеличении удельного веса в каркасе здания связей, фонарей и других вспомогательных конструкций, число которых обычно значительно превышает число основных элементов.

Большое значение для снижения стоимости имеют унификация и типизация конструкций, которые весьма эффективны, особенно при переходе на поточные методы изготовления и монтажа.

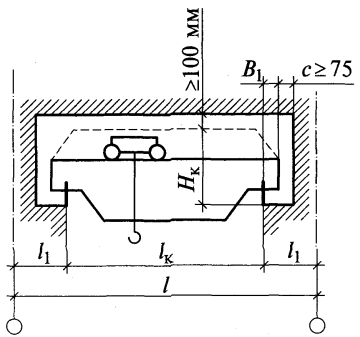
---

[1] Отношение полной массы конструкций к массе ее несущих деталей.

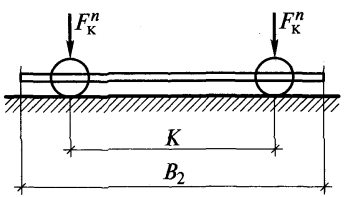
ПРИЛОЖЕНИЯ

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

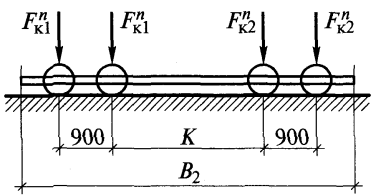
Справочные данные по мостовым кранам (для учебного проектирования)

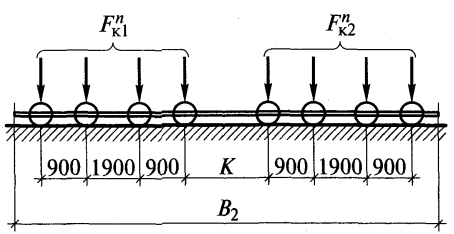


Для кранов $Q = 32/5$; $50/12{,}5$



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





Q — грузоподъемность крана; $F_{к1}^n$, $F_{к2}^n$ — максимальные вертикальные давления колес крана (нормативные)

Q, т	Нагрузка на главный крюк, кН	Пролет здания l, м	Размеры, мм				Максимальное давление колеса, кН		Вес тележки $G_т$, кН	Вес крана с тележкой $G_к$, кН	Тип кранового рельса	Высота рельса $h_р$, мм	Высота подкрановой балки $h_б$, мм, при шаге колонн, м	
			$H_к$	B_1	B_2	K	$F^n_{к1}$	$F^n_{к2}$					6	12
32/5	314	24	2750	300	6300	5100	260(315)		85	343(510)	КР-70	120	1000	1500
		30	2750		6300	5100	280(345)			402(608)				
		36	2750		6800	5600	320(380)			554(715)				
50/12,5	490	24	3150	300	6860	5600	380(470)		132	475(676)	КР-80	130	1000	1500
		30					415(505)			583(774)				
		36					455(525)			716(843)				
80/20	785	24	3700	400	9100	4350	353(387)	373(397)	323(382)	1029(1137)	КР-100	150	1000	1600
		30	4000				373(418)	402(427)		1176(1284)				
		36	4000				392(436)	422(446)		1274(1431)				
100/20	980	24	3700	400	9350	4600	410(446)	439(456)	363(412)	1107(1186)	КР-120	170	1000	1600
		30	4000				449(476)	469(485)		1303(1382)				
		36	4000				469(495)	489(505)		1401(1431)				
125/20	1225	24	4000	400	9350	4600	436(479)	446(508)	382(441)	1156(1235)	КР-120	170	1000	1800
		30					466(508)	476(538)		1303(1431)				
		36					485(528)	495(567)		1500(1578)				
160/32	1570	24	4800	500	10500	1500	295(310)	304(320)	461(549)	1284(1617)	КР-120	170	1000	1800
		30					311(330)	321(340)		1676(1813)				
		36					331(366)	350(370)		1823(2009)				
200/32	1960	24	4800	500	10800	1500	358	368	549	1637	КР-120	170	1000	1800
		30	4800				378	387		1833				
		36	5200				397	407		2029				

Примечание. Цифры в скобках относятся к кранам особого режима работы (7К, 8К).

Извлечения из СНиП 2.01.07-85

Таблица П2.1

Расчетные значения снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли

Снеговой район	Снеговой покров S_g, кН/м²	Города
I	0,8	Астрахань, Благовещенск, Улан-Удэ, Чита
II	1,2	Абакан, Верхоянск, Владивосток, Волгоград, Грозный, Иркутск, Краснодар, Махачкала, Нальчик, Ростов-на-Дону, Ставрополь, Хабаровск, Элиста, Якутск
III	1,8	Белгород, Брянск, Владимир, Воронеж, Екатеринбург, Калуга, Красноярск, Курск, Липецк, Москва, Новгород, Омск, Орел, Пенза, Псков, Рязань, Санкт-Петербург, Саратов, Смоленск, Тамбов, Тверь, Тюмень, Челябинск
IV	2,4	Архангельск, Барнаул, Вологда, Диксон, Иваново, Йошкар-Ола, Казань, Кемерово, Комсомольск-на-Амуре, Кострома, Магнитогорск, Нижний Новгород, Нижний Тагил, Новокузнецк, Новосибирск, Оренбург, Самара, Томск, Ульяновск, Чебоксары
V	3,2	Воркута, Енисейск, Киров, Магадан, Мончегорск, Мурманск, Охотск, Пермь, Петрозаводстк, Сахалин, Сыктывкар
VI	4,0	Игарка, Южно-Сахалинск
VII	4,8	Петропавловск-Камчатский

Таблица П2.2

Нормативные значения ветрового давления

Ветровые районы	Ветровое давление w_0, кН/м²	Города
I	0,23	Брянск, Верхоянск, Владимир, Вологда, Иваново, Йошкар-Ола, Калуга, Киров, Мирный, Москва, Рязань, Смоленск, Сыктывкар, Тверь, Тула, Устинов, Ярославль
II	0,30	Архангельск, Белгород, Воронеж, Екатеринбург, Казань, Курск, Липецк, Мончегорск, Омск, Орел, Пенза, Пермь, Петропавловск, Саранск, Санкт-Петербург, Тамбов, Ульяновск, Уфа, Чебоксары, Челябинск, Якутск
III	0,38	Астрахань, Барнаул, Благовещенск, Волгоград, Иркутск, Кемерово, Комсомольск-на-Амуре, Красноярск, Новгород, Новосибирск, Оренбург, Ростов-на-Дону, Самара, Саратов, Улан-Уде, Хабаровск, Чита, Элиста
IV	0,48	Владивосток, Краснодар, Мурманск
V	0,60	Грозный, Магадан, Ставрополь
VI	0,73	Южно-Сахалинск
VII	0,85	Анадырь, Петропавловск-Камчатский

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Поправочные коэффициенты *k* на возрастание давления ветра по высоте

Тип местности	При высоте над поверхностью земли, м								
	10	20	30	40	60	100	200	350	≥ 480
Открытые местности (степи, лесостепи, пустыни, открытые побережья морей, озер, водохранилищ)	1,0	1,25	1,38	1,5	1,7	2,0	2,45	2,75	2,75
Городские территории, лесные массивы и подобные местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м	0,65	0,85	0,98	1,1	1,3	1,6	2,1	2,75	2,75
Городские районы, застроенные зданиями высотой более 25 м	0,4	0,55	0,68	0,8	1,0	1,25	1,8	2,35	2,75

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Марки сталей, заменяемые сталями по ГОСТ 27772—88

Сталь по ГОСТ 27772—88	Заменяемые стали
С235	ВСт3кп2
С245	ВСт3пс6-1
С255	ВСт3сп5-1
С275	ВСт3пс6-2
С285	ВСт3сп5-2
С345	09Г2, 09Г2С, 14Г2, 15ХСНД
С375	09Г2С-2, 14Г2, 10Г2С1, 15ХСНД, 10ХСНД
С390	10Г2С1т, 10ХСНД, 14Г2АФ
С440	16Г2АФ
С590	12Г2СМФ

Примечание. Подробно замену разных сталей по разным ГОСТам и ТУ при разных толщинах листового и фасонного проката см. в нормах.

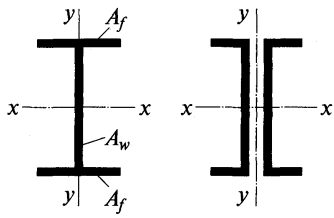
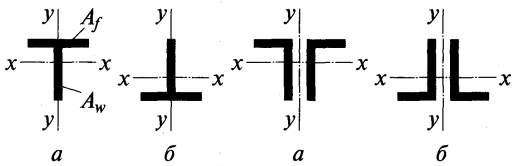
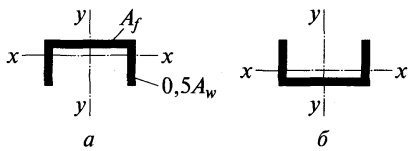
Расчетные сопротивления стали по ГОСТ 27772—88, сварных и болтовых соединений, кН/см²

Сталь	Вид проката, толщина, мм	R_{yn}/R_{un}	R_y	R_p	R_s	R_{wz}	R_{bp}
С235	Лист, фасон:						
	2—20	23,5/36	23	35	13,5	16	47,5
	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	23	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
	11—20	26,5/38	26	37	15	17	50
	Фасон:						
	4—10	28,5/40	28	39	16	18	52,5
	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	53	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	60,5	30	28,5	83

Примечания: 1. Для стали С345 и С375 характеристики листового и фасонного проката совпадают.

2. Из сталей С390, С440, С590 фасонный прокат не выпускается.

Коэффициенты для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения коэффициентов		
			$c(c_x)$	c_y	n при $M_y = 0$
1		0,25 0,5 1 2	1,19 1,12 1,07 1,04	1,47	1,5
8		—	1,6	1,47	*а*) 3 *б*) 1
9		0,5 1 2	1,6	1,07 1,12 1,19	*а*) 3 *б*) 1

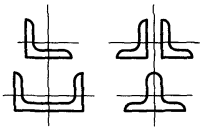
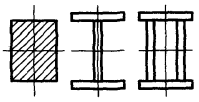
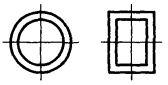
При $M_y \neq 0$ коэффициент $n = 1,5$.

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

Коэффициенты ψ для двутавровых балок с двумя осями симметрии

Число закреплений сжатого пояса в пролете	Вид нагрузки в пролете	Нагруженный пояс	Формулы для вычисления ψ при значениях $0,1 < \alpha \leq 40$
Без закреплений	Сосредоточенная	Верхний	$\psi = 1,75 + 0,09\alpha$
		Нижний	$\psi = 5,05 + 0,09\alpha$
	Равномерно распределенная	Верхний	$\psi = 1,6 + 0,08\alpha$
		Нижний	$\psi = 3,8 + 0,08\alpha$
Два и более, делящие пролет на равные части	Любая	Любой	$\psi = 2,25 + 0,07\alpha$

Коэффициенты устойчивости при центральном сжатии φ

Условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y / E}$	Коэффициенты φ по СНиП II-23-81* с изм.	Коэффициенты φ по проекту новых норм для разных типов поперечных сечений стержней		
				
0,4	989	992	998	999
0,6	969	950	986	994
0,8	953	929	967	981
1	934	901	948	968
1,2	913	878	927	954
1,4	891	842	905	938
1,6	866	811	881	920
1,8	841	778	855	900
2	813	744	826	877
2,2	785	709	794	851
2,4	755	672	760	820
2,6	718	636	722	785
2,8	673	598	683	747
3	628	562	643	704
3,2	587	526	602	660
3,4	547	492	562	615
3,6	508	460	524	572
3,8	471	430	487	530
4	436	401	453	475
4,2	402	375	421	431
4,4	370	351	392	393
4,6	340	328	359	359
4,8	312	308	330	330
5	289	289	304	304
5,2	268	271	281	281

Примечание. Значение коэффициентов φ в таблице увеличены в 1000 раз.

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно сжатых сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

$\bar{\lambda}$	Коэффициент φ_e при относительном 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	967	850	722	620	538	469	417	337	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	0,99	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.

ПРИЛОЖЕНИЕ 10

Коэффициент φ_e для проверки устойчивости внецентренно сжатых сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

$\bar{\lambda}$	Коэффициент φ_e при относительном 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	137	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

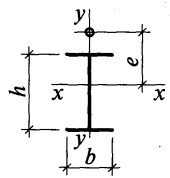
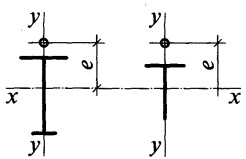
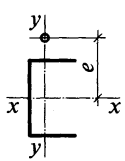
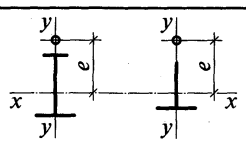
Примечания: 1. Значения коэффициентов φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.
2. Значения φ_e принимать не выше значений φ.

Коэффициенты влияния формы сечения η

Тип сечения	Схема сечения и эксцентриситет	A_f/A_w	Значения η при			
			$0 < \bar{\lambda} \le 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
			$0{,}1 \le m \le 5$	$5 < m \le 20$	$0{,}1 \le m \le 5$	$5 < m \le 20$
1		—	1	1	1	
2	$\frac{a_1}{h} \le 0{,}15$	0,25	$(1{,}45 - 0{,}05m) - 0{,}01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,2	1,2	
		0,5	$(1{,}75 - 0{,}1m) - 0{,}02(5 - m)\bar{\lambda}$	1,25	1,25	
		≥ 1	$(1{,}9 - 0{,}1m) - 0{,}02(6 - m)\bar{\lambda}$	$1{,}4 - 0{,}02\bar{\lambda}$	1,3	
3	$\frac{a_1}{h} \le 0{,}15$	—	$\eta_2[1 - 0{,}3(5 - m)a_1/h]$	η_2		
4	$\frac{a_1}{h} \le 0{,}15$	—	$\eta_2[1 - 0{,}8a_1/h]$	$\eta_2[1 - 0{,}8a_1/h]$		
5		0,5	$1{,}45 + 0{,}04m$	1,65	$1{,}45 + 0{,}04m$	1,65
		1	$1{,}8 + 0{,}12m$	2,4	$1{,}8 + 0{,}12m$	2,4
		1,5	$2 + 0{,}25m + 0{,}1\bar{\lambda}$	—	—	—
		2	$3 + 0{,}25m + 0{,}1\bar{\lambda}$	—	—	—

Примечания: 1. Для сечении типа *2—4* при подсчете значений A_f/A_w площадь вертикальных элементов полок не следует учитывать.
2. Для сечений типа *3—4* значения η_2 следует принимать равными значениям η для сечения типа 2, при тех же значениях A_f/A_w.

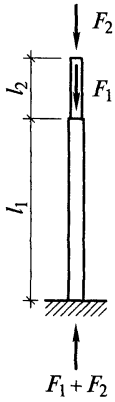
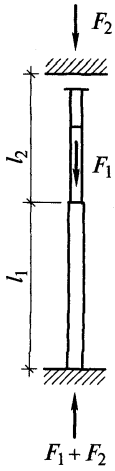
Коэффициенты α, β

Тип сечения	Схема сечения и эксцентриситет	α при		β при	
		$m_x \le 1$	$1 < m_x \le 5$	$\lambda_y \le \lambda_c$	$\lambda_y > \lambda_c$
1		0,7	$0{,}65 + 0{,}05m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c/\varphi_y}$
2					
3					
4		$1 - 0{,}3\dfrac{I_2}{I_1}$	$1 - (0{,}35 - 0{,}05m_x)\dfrac{I_2}{I_1}$	1	$1 - \left(1 - \sqrt{\dfrac{\varphi_c}{\varphi_y}}\right)\left(\dfrac{2I_2}{I_1} - 1\right)$; $\beta = 1$ при $I_2/I_1 < 0{,}5$

Обозначения: I_1 и I_2 — моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии сечения φ_c — значение φ_y при $\lambda_y = \lambda_c = 3{,}14\sqrt{E/R_y}$.

Примечание. При значениях $b/h < 0{,}3$ следует принимать $b/h = 0{,}3$.

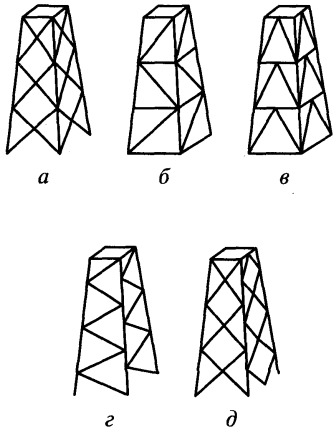
Коэффициенты расчетной длины μ_1

Расчетная схема	α_1	Коэффициент μ_1							
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
С верхним концом,									
	0	2	2	2	2	2	2	2	2
	0,2	2	2,01	2,02	2,03	2,04	2,05	2,06	2,06
	0,4	2	2,04	2,08	2,11	2,13	2,18	2,21	2,25
	0,6	2	2,11	2,2	2,28	2,36	2,44	2,52	2,59
	0,8	2	2,25	2,42	2,56	2,7	2,83	2,96	3,07
	1	2	2,5	2,73	2,94	3,13	3,29	3,44	3,59
	1,5	3	3,43	3,77	4,07	4,35	4,61	4,86	5,05
	2	4	4,44	4,9	5,29	5,67	6,03	—	—
	2,5	5	5,55	6,08	6,56	7	—	—	—
	3	6	6,65	7,25	7,82	—	—	—	—
С верхним концом, закрепленным									
	0	2	1,92	1,86	1,8	1,76	1,7	1,67	1,64
	0,2	2	1,93	1,87	1,82	1,76	1,71	1,68	1,64
	0,4	2	1,94	1,88	1,83	1,77	1,75	1,72	1,69
	0,6	2	1,95	1,91	1,86	1,83	1,79	1,77	1,76
	0,8	2	1,97	1,94	1,92	1,9	1,88	1,87	1,86
	1	2	2	2	2	2	2	2	2
	1,5	2	2,12	2,25	2,33	2,38	2,43	2,48	2,52
	2	2	2,45	2,66	2,81	2,91	3	—	—
	2,5	2,5	2,94	3,17	3,34	3,5	—	—	—
	3	3	3,43	3,7	3,93	4,12	—	—	—

для одноступенчатых колонн

при значении *n*											
0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	5	10	20
свободным от закреплений											
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
2,07	2,08	2,09	2,1	2,12	2,14	2,15	2,17	2,21	2,4	2,76	3,38
2,28	2,32	2,35	2,42	2,48	2,54	2,6	2,66	2,8	—	—	—
2,66	2,73	2,8	2,93	3,05	3,17	3,28	3,39	—	—	—	—
3,17	3,27	3,36	3,55	3,74	—	—	—	—	—	—	—
3,74	3,87	4	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
только от поворота											
1,6	1,57	1,55	1,5	1,46	1,43	1,4	1,37	1,32	1,18	1,1	1,05
1,62	1,59	1,56	1,52	1,48	1,45	1,41	1,39	1,33	1,2	1,11	—
1,66	1,62	1,61	1,57	1,53	1,5	1,48	1,45	1,4	—	—	—
1,72	1,71	1,69	1,66	1,63	1,61	1,59	—	—	—	—	—
1,85	1,83	1,82	1,8	1,79	—	—	—	—	—	—	—
2	2	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Коэффициенты условий работы γ_c



№ п/п	Элементы конструкций	Коэффициент условий работы γ_c
1	Балки сплошного сечения и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ, архивов и т. п. при временной нагрузке, не превышающей вес перекрытия	0,9
2	Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
3	Сжатые основные элементы решетки составного таврового сечения из двух сваренных между собой уголков в фермах покрытий и перекрытий (кроме опорных элементов), в конструкциях опор, колонн и стоек при гибкости указанных элементов $\lambda > 60$ при расчете на устойчивость	0,8
4	Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали при расчете на растяжение по сечению брутто	0,9
5	Балки, колонны, элементы поясов, решетки и связей, затяжки и т. п., а также стыковые накладки в них из стали с пределом текучести до 440 Н/мм^2, несущие статическую нагрузку, при расчете на прочность по сечению, ослабленному отверстиями для болтов (кроме фрикционных соединений)	1,1

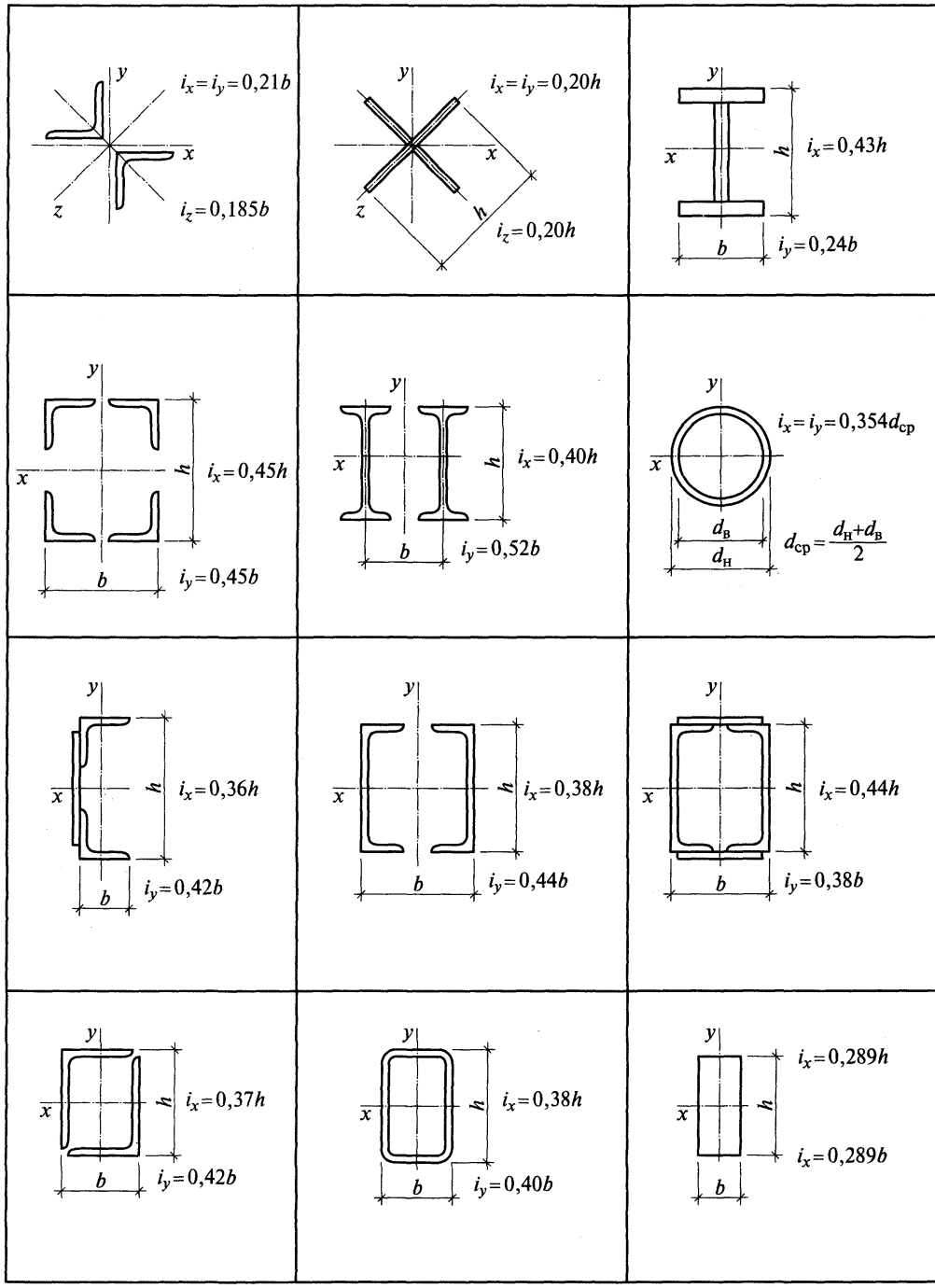
№ п/п	Элементы конструкций	Коэффициент условий работы γ_c
6	Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой (для неравнополочных уголков — большей полкой):	
	а) непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка:	
	раскосы по схеме «*а*»	0,9
	распорки по схемам «*б*», «*в*»	0,9
	раскосы по схемам «*в*», «*г*», «*д*»	0,8
	б) непосредственно к поясам или через фасонку одним болтом	0,75
	в) через фасонку независимо от вида соединения (кроме п. 6, *б*)	0,9
7	Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой), за исключением элементов плоских ферм из одиночных уголков и элементов, указанных в п. 6 настоящей таблицы, раскосов по схеме «*б*», прикрепляемых непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка	0,75
8	Опорные плиты из стали с пределом текучести до 285 МПа, несущие статическую нагрузку, толщиной, мм:	
	до 40	1,2
	свыше 40 до 60	1,15
	свыше 60 до 80	1,1

Примечания: 1. Коэффициенты $\gamma_c < 1$ при расчете совместно учитывать не следует.

2. Коэффициенты, приведенные соответственно и пп. 1 и 5; 2 и 5; 2 и 8; 3 и 5 при расчете следует учитывать совместно.

3. Коэффициенты, приведенные в пп. 1, 2 и 4, следует учитывать при расчете соединений рассматриваемых элементов.

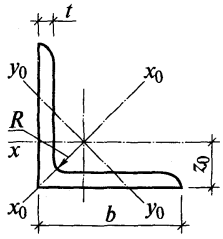
Приближенные значения радиусов инерции $i = \sqrt{I/A}$ некоторых типов сечений

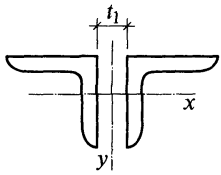


Сортаменты

Таблица П16.1

Уголки стальные горячекатаные равнополочные по ГОСТ 8509—93 (сокращенный сортамент)

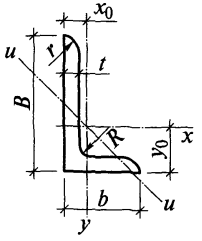


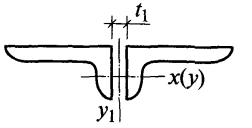


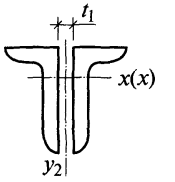
Размеры, мм					Площадь сечения, см²	Справочные величины для осей						Радиус инерции составного сечения при расстоянии t_1, мм				Масса 1 м, кг
						$x—x$		$x_0—x_0$		$y_0—y_0$						
b	t	R	r	z_0		I_x, см⁴	i_x, см	I_{x0}, см⁴	i_{x0}, см	I_{y0}, см⁴	i_{y0}, см	10	12	14	16	
50	5	5,5	1,8	14,2	4,88	11,2	1,53	17,8	1,92	4,63	0,98	2,45	2,53	2,61	2,69	3,77
63	5	7	2,3	17,4	6,13	23,2	1,94	36,6	2,44	9,52	1,25	2,96	3,01	3,11	3,19	4,81
70	5	8	2,7	19	6,86	31,9	2,16	50,7	2,72	13,2	1,39	3,22	3,3	3,38	3,46	5,38
75	6	9	3	20,5	8,78	46,6	2,3	73,9	2,9	19,3	1,48	3,44	3,51	3,59	3,67	6,89
80	6	9	3	21,9	9,38	57	2,47	90,4	3,11	23,5	1,58	3,65	3,72	3,8	3,88	7,36
90	6	10	3,3	24,3	10,6	82,1	2,78	130	3,5	34	1,79	4,03	4,11	4,18	4,25	8,33
90	7	10	3,3	24,7	12,3	94,3	2,77	150	3,49	38,9	1,78	4,06	4,13	4,21	4,29	9,64
100	7	12	4	27,1	13,8	131	3,08	207	3,88	54,2	1,98	4,44	4,52	4,59	4,67	10,8
100	8	12	4	27,5	15,6	147	3,07	233	3,87	60,9	1,98	4,47	4,54	4,61	4,68	12,2
110	8	12	4	30	17,2	198	3,39	315	4,28	81,8	2,19	4,87	4,94	5,01	5,08	13,5
125	8	14	4,6	33,6	19,7	294	3,87	467	4,87	122	2,49	5,46	5,53	5,6	5,67	15,5
125	9	14	4,6	34	22	327	3,86	520	4,86	135	2,48	5,48	5,55	5,63	5,71	17,3
140	9	14	4,6	37,8	24,7	466	4,34	739	5,47	192	2,79	6,09	6,16	6,23	6,3	19,4
140	10	14	4,6	38,2	27,3	512	4,33	814	5,46	211	2,78	6,11	6,18	6,25	6,32	21,5
160	10	16	5,3	43	31,4	774	4,96	1229	6,25	319	3,19	6,91	6,98	7,04	7,11	24,7
160	11	16	5,3	43,5	34,4	844	4,95	1340	6,24	348	3,18	6,93	7	7,07	7,14	27
160	16	16	5,3	45,5	49,1	1175	4,89	1866	6,17	485	3,14	7,03	7,1	7,17	7,24	38,5
180	11	16	5,3	48,5	38,8	1216	5,6	1933	7,06	500	3,59	7,74	7,81	7,88	7,97	30,5
180	12	16	5,3	48,9	42,2	1317	5,59	2093	7,04	540	3,58	7,76	7,83	7,9	7,98	33,1
200	12	18	6	53,7	47,1	1823	6,22	2896	7,84	749	3,99	8,55	8,62	8,69	8,76	37
200	14	18	6	54,6	54,6	2097	6,2	3333	7,81	861	3,97	8,6	8,67	8,74	8,81	42,8
200	16	18	6	55,4	62	2363	6,17	3755	7,78	970	3,96	8,64	8,71	8,77	8,87	48,7
220	16	21	7	60,2	68,6	3175	6,81	5045	8,58	1306	4,36	9,42	9,49	9,56	9,63	53,8
250	16	24	8	67,5	78,4	4717	7,76	7492	9,78	1942	4,98	10,6	10,7	10,8	10,9	61,5
250	20	24	8	69,1	97	5765	7,71	9160	9,72	2370	4,94	10,7	10,8	10,8	10,9	76,1

Таблица П16.2

Уголки стальные горячекатаные неравнополочные по ГОСТ 8510—86 (сокращенный сортамент)



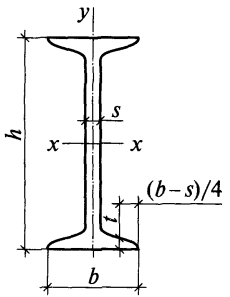




Размеры, мм							Площадь сечения, см^2	Масса 1 м, кг	Справочные величины для осей						Радиусы инерции составного сечения						Тангенс угла наклона оси $u—u$ к оси $y—y$
									$x—x$		$y—y$		$u—u$		i_{y1}, см			i_{y2}, см			
															при расстоянии t_1, мм						
B	b	t	R	r	x_0	y_0			I_x, см^4	i_x, см	I_y, см^4	i_y, см	I_u, см^4	i_u, см	10	12	14	10	12	14	
75	50	5	8	2,7	1,17	2,39	6,11	4,79	34,8	2,39	12,5	1,43	7,24	1,09	3,75	3,82	3,9	2,19	2,27	2,35	0,436
100	63	8	10	33	1,5	3,32	12,6	9,87	127	3,18	39,2	1,77	23,4	1,36	4,97	5,04	5,12	2,67	2,74	2,82	0,391
125	80	8	11	3,7	1,84	4,05	16	12,5	256	4	81	2,28	48,8	1,75	6,05	6,13	6,21	3,26	3,34	3,41	0,406
125	80	10	11	3,7	1,92	4,14	19,7	15,5	312	3,96	100	2,26	59,3	1,74	6,11	6,18	6,26	3,31	3,38	3,46	0,404
140	90	8	12	4	2,03	4,49	18	14,1	364	4,49	120	2,58	70,3	1,98	6,71	6,78	6,86	3,61	3,68	3,75	0,411
140	90	10	12	4	2,12	4,58	22,2	17,5	444	4,47	146	2,56	85,5	1,96	6,76	6,84	6,91	3,66	3,73	3,8	0,409
160	100	10	13	4,3	2,28	5,23	25,3	19,8	667	5,13	204	2,84	121	2,19	7,69	7,76	7,84	3,97	4,04	4,11	0,39
160	100	12	13	4,3	2,36	5,32	30	23,6	784	5,11	239	2,82	142	2,18	7,74	7,82	7,89	4,01	4,09	4,16	0,388
180	110	10	14	4,7	2,44	5,88	28,3	22,2	952	5,8	276	3,12	165	2,42	8,61	8,69	8,77	4,28	4,35	4,42	0,375
180	110	12	14	4,7	2,52	5,97	33,7	26,4	1123	5,77	324	3,1	194	2,4	8,66	8,74	8,81	4,32	4,39	4,47	0,374
200	125	12	14	4,7	2,83	6,54	37,9	29,7	1568	6,43	482	3,57	285	2,74	9,53	9,6	9,68	4,88	4,95	5,02	0,392
200	125	16	14	4,7	2,99	6,71	49,8	39,1	2026	6,38	617	3,52	367	2,72	9,62	9,7	9,77	4,95	5,02	5,1	0,391

Таблица П16.3

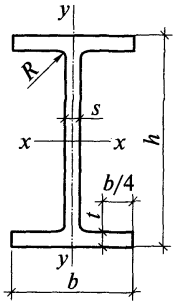
Двутавры стальные горячекатаные с уклоном внутренних граней полок (по ГОСТ 8239—89)

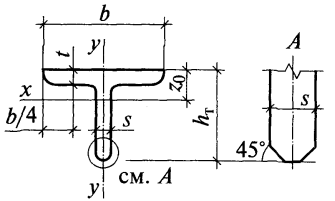


№ профиля	Размеры, мм				Площадь сечения, см²	Ось $x-x$				Ось $y-y$			Масса 1 м, кг
	h	b	s	t		I_x, см⁴	W_x, см³	i_x, см	S_x, см³	I_y, см⁴	W_y, см³	i_y, см	
10	100	55	4,5	7,2	12	198	39,7	4,1	23	18	6,5	1,22	9,5
12	120	64	4,8	7,3	14,7	350	58,4	4,9	33,7	28	8,7	1,38	11,5
14	140	73	4,9	7,5	17,4	572	81,7	5,7	46,8	42	11,5	1,55	13,7
16	160	81	5	7,8	20,2	873	109	6,6	62,3	59	14,5	1,7	15,9
18	180	90	5,1	8,1	23,4	1290	143	7,4	81,4	83	18,4	1,88	18,4
20	200	100	5,2	8,4	26,8	1840	184	8,3	104	115	23,1	2,07	21
22	220	110	5,4	8,7	30,6	2550	232	9,1	131	157	28,6	2,27	24
24	240	115	5,6	9,5	34,8	3460	289	10	163	198	34,5	2,37	27,3
27	270	125	6	9,8	40,2	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54	31,5
30	300	135	6,5	10,2	46,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69	36,5
33	330	140	7	11,2	53,8	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79	42,2
36	360	145	7,5	12,3	61,9	13 380	743	14,7	423	516	71,1	2,89	48,6
40	400	155	8,3	13	72,6	19 062	953	16,2	545	667	86,1	3,03	57
45	450	160	9	14,2	84,7	27 696	1231	18,1	708	808	101	3,09	66,5
50	500	170	10	15,2	100	39 727	1589	19,9	919	1043	123	3,23	78,5
55	550	180	11	16,5	118	55 962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39	92,6
60	600	190	12	17,8	138	76 806	2560	23,6	1491	1725	182	3,54	108

Таблица П16.4

Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020—83 (сокращенный сортамент) и тавры, получаемые разрезкой этих двутавров (для тавров высота сечения $h_т$, площадь сечения $A_т$, момент инерции $I_{ут}$ и масса $m_т$) могут быть приняты равными 0,5 соответствующего значения для двутавра





Данные для двутавров									Данные для двутавров и тавров				Данные для тавров			
Номер профиля	h, мм	A, см^2	m, кг/м	I_x, см^4	W_x, см^3	S_x, см^3	i_x, см	I_y, см^4	i_y, см	b, мм	s, мм	t, мм	I_{x1}, см^4	i_{x1}, см	z_0, см	Номер профиля
*Нормальные двутавры (Б) и тавры (БТ)**																
10Б	100	10,3	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	1,24	55	4,1	5,7	—	—	—	—
12Б1	117,6	11,03	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	1,42	64	3,8	5,1	—	—	—	—
14Б1	137,4	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,7	36,4	1,65	73	3,8	5,6	—	—	—	—
16Б1	157	16,18	12,7	689	87,8	49,5	6,53	54,4	1,83	82	4	5,9	—	—	—	—
18Б1	177	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	2,04	91	4,3	6,5	—	—	—	—
23Б1	230	32,91	25,8	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	2,47	110	5,6	9	165	3,19	2,45	11,5БТ1
26Б1	258	35,62	28	4024	312	176,6	10,63	245,6	2,63	120	5,8	8,5	240	3,8	2,87	13БТ1
30Б1	296	41,92	32,9	6328	427	240	12,29	390	3,05	140	5,8	8,5	374	4,25	3,21	15БТ1
35Б1	346	49,53	38,9	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	3,27	155	6,2	8,5	635	5,09	3,92	17,5БТ1
35Б2	349	55,17	43,3	11550	662,2	373	14,47	622,9	3,36	155	6,5	10	693	5,03	3,82	17,5БТ2

40Б1	392	61,25	48,1	15750	803,6	456	16,03	714,9	3,42	165	7	9,5	1030	5,83	4,59	20БТ1
40Б2	396	69,72	54,7	18530	935,7	529,7	16,3	865	3,52	165	7,5	11,5	1160	5,78	4,49	20БТ2
45Б1	443	76,23	59,8	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	3,75	180	7,8	11	1660	6,63	5,25	22,5БТ1
45Б2	447	85,96	67,5	28870	1291,9	732,9	18,32	1269	3,84	180	8,4	13	1860	6,59	5,18	22,5БТ2
50Б1	492	92,98	73	37160	1511	860,4	19,99	1606	4,16	200	8,8	12	2550	7,44	5,97	25БТ1
50Б2	496	102,8	80,7	42390	1709	970,2	20,3	1873	4,27	200	9,2	14	2780	7,37	5,82	25БТ2
55Б1	543	113,37	89	55680	2051	1165	22,16	2404	4,61	220	9,5	13,5	3750	8,17	6,48	27,5БТ1
55Б2	547	124,75	97,9	62790	2296	1302	22,43	2760	4,7	220	10	15,5	4060	8,11	6,37	27,5БТ2
60Б1	593	135,26	106,2	78760	2656	1512	24,13	3154	4,83	230	10,5	15,5	5390	8,95	7,17	30БТ1
60Б2	597	147,3	115,6	87640	2936	1669	24,39	3561	4,92	230	11	17,5	5810	8,9	7,07	30БТ2
70Б1	691	164,7	129,3	125930	3645	2095	27,65	4556	5,26	260	12	15,5	9420	10,7	8,99	35БТ1
70Б2	697	183,6	144,2	145912	4187	2393	28,19	5437	5,44	260	12,5	18,5	10310	10,6	8,87	35БТ2
80Б1	791	203,2	159,5	199500	5044	2917	31,33	6244	5,54	280	13,5	17	15580	12,4	10,7	40БТ1
90Б1	898	247,1	194	304400	6817	3964	35,09	8365	5,82	300	15	18,5	24520	14,1	12,4	45БТ1
100Б1	990	293,82	230,6	446000	9014	5234	38,96	11520	6,26	320	16	21	35830	15,6	13,7	50БТ1
100Б2	998	328,9	258,2	516400	10350	5980	39,62	13710	6,46	320	17	25	39760	15,6	13,4	50БТ2
100Б3	1006	364	285,7	587700	11680	6736	40,18	15900	6,61	320	18	29	43670	15,5	13,2	50БТ3
100Б4	1013	400,6	314,5	655400	12940	7470	40,45	17830	6,67	320	19,5	32,5	48190	15,5	13,2	50БТ4
*Широкополочные двутавры (Ш) и тавры (ШТ)***																
20Ш1	193	38,95	30,6	2600	276	153	8,26	507	3,61	150	6	9	110	2,39	1,65	10ШТ1
23Ш1	226	46,08	36,2	4260	377	210	9,62	622	3,67	155	6,5	10	192	2,9	2,08	11,5ШТ1
26Ш1	251	54,37	42,7	6225	496	276	10,7	974	4,23	180	7	10	288	3,27	2,3	13ШТ1
26Ш2	255	62,73	49,2	7429	583	325	10,88	1168	4,31	180	7,5	12	324	3,23	2,31	13ШТ2
30Ш1	291	68,31	53,6	10400	715	398	12,34	1470	4,64	200	8	11	512	3,89	2,79	15ШТ1
30Ш2	295	77,65	61	12200	827	462	12,53	1737	4,73	200	8,5	13	569	3,84	2,77	15ШТ2

Окончание табл. П16.4

Данные для двутавров									Данные для двутавров и тавров				Данные для тавров			
Номер профиля	h, мм	A, см^2	m, кг/м	I_x, см^4	W_x, см^3	S_x, см^3	i_x, см	I_y, см^4	i_y, см	b, мм	s, мм	t, мм	I_{x1}, см^4	i_{x1}, см	z_0, см	Номер профиля
30Ш3	299	87	68,3	14 040	939	526	12,7	2004	4,8	200	9	15	627	3,81	2,78	15ШТ3
35Ш1	338	95,67	75,1	19 790	1171	651	14,38	3260	5,84	250	9,5	12,5	971	4,52	3,2	17,5ШТ1
35Ш2	341	104,74	82,2	22 070	1295	721	14,52	3650	5,9	250	10	14	1050	4,49	3,19	17,5ШТ2
35Ш3	345	116,3	91,3	25 140	1458	813	14,7	4170	5,99	250	10,5	16	1140	4,45	3,19	17,5Ш1Т3
40Ш1	388	122,4	96,1	34 360	1771	976	16,76	6306	7,18	300	9,5	14	1530	5,02	3,37	20ШТ1
40Ш2	392	141,6	111,1	39 700	2025	1125	16,75	7209	7,14	300	11,5	16	1860	5,15	3,61	20ШТ2
40ШТ3	396	157,2	123,4	44 740	2260	1259	16,87	8111	7,18	300	12,5	18	2070	5,15	3,68	20ШТ3
50Ш1	484	145,7	114,4	60 930	2518	1403	20,45	6762	6,81	300	11	15	3320	6,76	4,85	25ШТ1
50Ш2	489	176,6	138,7	72 530	2967	1676	20,26	7900	6,69	300	14,5	17,5	4300	7	5,37	25ШТ2
50Ш3	495	199,2	156,4	84 200	3402	1923	20,56	9250	6,81	300	15,5	20,5	4780	6,95	5,34	25ШТ3
50Ш4	501	221,7	174,1	96 150	3838	2173	20,82	10 600	6,92	300	16,5	23,5	5280	6,92	5,35	25ШТ4
60Ш1	580	181,1	142,1	107 300	3701	2068	24,35	9302	7,17	320	12	17	6180	8,28	6,05	30ШТ1
60Ш2	587	225,3	176,9	131 800	4490	2544	24,19	11 230	7,06	320	16	20,5	8160	8,53	6,65	30ШТ2
60Ш3	595	261,8	205,5	156 900	5273	2997	24,48	13 420	7,16	320	18	24,5	9500	8,54	6,75	30ШТ3
60Ш4	603	298,34	234,2	182 500	6055	3455	24,73	15 620	7,23	320	20	28,5	10 890	8,56	6,88	30ШТ4
70Ш1	683	216,4	169,9	172 000	5036	2843	28,19	10 400	6,93	320	13,5	19	10 980	10,1	7,76	35ШТ1
70Ш2	691	251,7	197,6	205 500	5949	3360	28,58	12 590	7,07	320	15	23	12 660	10,1	7,74	35ШТ2
70Ш3	700	299,8	235,4	247 100	7059	4017	28,72	15 070	7,09	320	18	27,5	15 440	10,2	8,09	35ШТ3
70Ш4	708	341,6	268,1	284 400	8032	4598	28,85	17 270	7,11	320	20,5	31,5	17 890	10,3	8,37	35ШТ4
70Ш5	718	389,7	305,9	330 600	9210	5298	29,13	20 020	7,17	320	23	36,5	20 660	10,3	8,6	35ШТ5

*Колонные двутавры (К) и тавры (КТ)****																
20К1	195	52,82	41,5	3820	392	216	8,5	1334	5,03	200	6,5	10	129	2,22	1,5	10КТ1
20К2	198	59,7	46,9	4422	447	247	8,61	1534	5,07	200	7	11,5	144	2,2	1,54	10КТ2
23К1	227	66,51	52,2	6589	580	318	9,95	2421	6,03	240	7	10,5	225	2,61	1,71	11,5КТ1
23К2	230	75,77	59,5	7601	661	365	10,02	2766	6,04	240	8	12	263	2,65	1,81	11,5КТ2
26К1	255	83,08	65,2	10300	808	445	11,14	3517	6,51	260	8	12	365	2,98	1,97	13КТ1
26К2	258	93,19	73,2	11700	907	501	11,21	3957	6,52	260	9	13,5	419	3,01	2,07	13КТ2
26К3	262	105,9	83,1	13560	1035	576	11,32	4544	6,55	260	10	15,5	481	3,03	2,16	13КТ3
30К1	296	108	84,8	18110	1223	672	12,95	6079	7,5	300	9	13,5	652	3,49	2,29	15КТ1
30К2	300	122,7	96,3	20930	1395	771	13,06	6980	7,54	300	10	15,5	745	3,5	2,38	15КТ2
30К3	304	138,72	108,9	23910	1573	874	13,12	7881	7,54	300	11,5	17,5	875	3,56	2,52	15КТ3
35К1	343	139,7	109,7	31610	1843	1010	15,04	10720	8,76	350	10	15	1150	4,06	2,63	17,5КТ1
35К2	348	160,4	125,9	37090	2132	1173	15,21	12510	8,83	350	11	17,5	1300	4,04	2,7	17,5КТ2
40К1	393	175,8	138	52400	2664	1457	17,26	17610	10	400	11	16,5	1920	4,68	3	20КТ1
40К2	400	210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	10,06	400	13	20	2340	4,73	3,18	20КТ2
40К3	409	257,8	202,3	80040	3914	2180	17,62	26150	10,07	400	16	24,5	3000	4,83	3,46	20КТ3
40К4	419	308,6	242,2	98340	4694	2642	17,85	31500	10,1	400	19	29,5	3730	4,93	3,75	20КТ4
40К5	431	371	291,2	121570	5642	3217	18,1	37910	10,11	400	23	35,5	4750	5,07	4,13	20КТ5

*Нормальные двутавры (типа Б) прокатывают из стали указанных марок:

Профиль	10Б1-50Б2	23Б1-90Б1	14Б1-100Б4	23Б1-45Б1	23Б1-50Б2
Сталь	С245	С255	С345-3	С345-4	С375-3

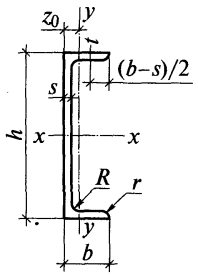
**Широкополочные двутавры (тип Ш) прокатывают из стали следующих марок:

Номера профилей	20Ш1-40Ш3	30Ш1-40Ш3	20Ш1-70Ш5	20Ш1-30Ш1
Марки стали	С245, С255, С375-3	С345-1	С345-3	С345-4

***Колонные двутавры (тип К) прокатывают из стали С245 и С345-3

Таблица П16.5

Швеллеры стальные горячекатаные по ГОСТ 8240—89 (сокращенный сортамент)



Номер швеллера	Размеры, мм						Площадь сечения, см²	Масса 1 м, кг	Справочная величина для осей							z_0, см
									$x—x$				$y—y$			
	h	b	s	t	R	r			I_x, см⁴	W_x, см³	i_x, см	S_x, см³	I_y, см⁴	W_y, см³	i_y, см	
Швеллеры с уклоном внутренних граней полок																
8	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31
10	100	46	4,5	7,6	7	3	10,9	8,59	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44
12	120	52	4,8	7,8	7,5	3	13,3	10,4	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54
14	140	58	4,9	8,1	8	3	15,6	12,3	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11	1,7	1,67
16	160	64	5	8,4	8,5	3,5	18,1	14,2	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8
18	180	70	5,1	8,7	9	3,5	20,7	16,3	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94
20	200	76	5,2	9	9,5	4	23,4	18,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07
22	220	82	5,4	9,5	10	4	26,7	21	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21
24	240	90	5,6	10	10,5	4	30,6	24	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42
27	270	95	6	10,5	11	4,5	35,2	27,7	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30	300	100	6,5	11	12	5	40,5	31,8	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
40	400	115	8	13,5	15	6	61,5	48,3	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75

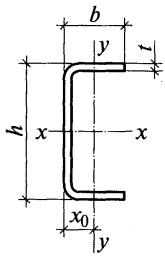
Швеллеры с параллельными гранями полок																
8-П	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,3	13,9	5,31	1,24	1,38
10-П	100	46	4,5	7,6	7	4	10,9	8,59	175	34,9	3,99	20,5	22,6	7,37	1,44	1,53
12-П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,3	10,4	305	50,8	4,79	29,7	34,9	9,84	1,62	1,66
14-П	140	58	4,9	8,1	8	4,5	15,6	12,3	493	70,4	5,61	40,9	51,5	12,9	1,81	1,82
16-П	160	64	5	8,4	8,5	5	18,1	14,2	750	93,8	6,44	54,3	72,8	16,4	2	1,97
18-П	180	70	5,1	8,7	9	5	20,7	16,3	1090	121	7,26	70	100	20,6	2,2	2,14
20-П	200	76	5,2	9	9,5	5,5	23,4	18,4	1530	153	8,08	88	134	25,2	2,39	2,3
22-П	220	82	5,4	9,5	10	6	26,7	21	2120	193	8,9	111	178	31	2,58	2,47
24-П	240	90	5,6	10	10,5	6	30,6	24	2910	243	9,75	139	248	39,5	2,85	2,72

Примечание. Швеллеры прокатывают из стали указанных марок:

Номера профилей	8-40 8П-24П	12-40 12П-24П	14-40 14П-24П
Марки стали	С245	С255	С345-3 и С345-4

Таблица П16.6

Гнутые равнополочные швеллеры по ГОСТ 8278—83*
из стали марок С235, С245, С255, С345 по ГОСТ 27772—88
(сокращенный сортамент)



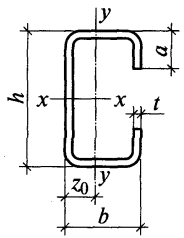
Размеры, мм			Площадь сечения, см²	Справочные данные для осей							x_0, см	Масса 1 м профиля, кг
				$x—x$				$y—y$				
h	b	t		I_x, см⁴	W_x, см³	i_x, см	S_x, см³	I_y, см⁴	W_y, см³	i_y, см		
60*	32	3	3,4	18,31	6,1	2,32	3,62	3,38	1,52	1	0,97	2,67
80	50	4	6,6	65,98	16,5	3,16	9,65	16,6	4,48	1,58	1,6	5,18
100	50	3	5,68	87,88	15,57	3,93	10,24	14,05	3,9	1,57	1,39	4,47
120	60	4	9	198,65	33,11	4,7	19,37	31,91	7,42	1,88	1,7	7,07
		5	11,09	239,63	39,94	4,67	23,6	38,73	9,1	1,87	1,74	8,71
140**	60	4	9,67	278,47	39,78	5,37	23,59	33,2	7,54	1,85	1,6	7,59
160	80	4	12,2	489,16	61,14	6,33	35,42	78,01	13,44	2,53	2,2	9,58
		5	15,09	595,66	74,46	6,28	43,45	95,4	16,57	2,51	2,24	11,85
180	50	4	10,6	457,43	50,82	6,57	31,16	21,53	5,48	1,42	1,07	8,32
180	80	5	16,09	784,86	87,21	6,98	51,24	99,15	16,86	2,48	2,12	12,68
200	80	4	13,81	823,48	82,35	7,72	48,43	83,67	13,86	2,46	1,96	10,83
		5	17,09	1006,3	100,63	7,67	59,54	102,45	17,1	2,45	2,01	13,42
200**	100	6	22,4	1374,3	137,43	7,83	80,33	222,2	30,99	3,15	2,83	17,59
250	125	6	28,66	2811,7	224,94	9,9	130,14	448,01	49,33	3,95	3,42	22,5
300*	100	8	37,62	4694,8	312,98	11,17	189,27	327,88	42,94	2,95	2,37	29,53

* Профили, отмеченные звездочкой (60×32×3 и 300×100×8), изготовляют только из стали марок С235 и С245.

** Профили, отмеченные двумя звездочками (140×60×4 и 200×100×6), изготовляют только из стали марок С255 и С345.

Таблица П16.7

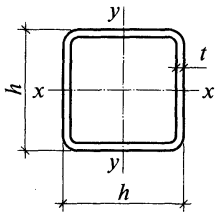
Гнутые равнополочные С-образные профили по ГОСТ 8282—83* (сокращенный сортамент)



Размеры, мм				Площадь сечения, см^2	Справочные данные для осей						x_0, см	Масса 1 м профиля, кг
					$x—x$			$y—y$				
h	b	a	t		I_x, см^4	W_x, см^3	i_x, см	I_y, см^4	W_y, см^3	i_y, см		
400	160	50	3	24,01	6073,7	303,68	15,91	884,54	80,83	6,07	5,06	18,85
400	160	60	4	32,27	8028,2	401,41	15,77	1219,7	113,92	6,15	5,29	25,33

Таблица П16.8

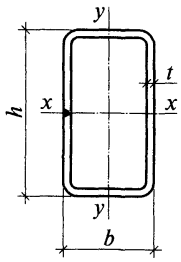
Гнутые замкнутые сварные профили квадратного сечения по ТУ 36-2287-80 (сокращенный сортамент)



Размеры, мм		Площадь поперечного сечения, см^2	Справочные величины для осей $x—x$ и $y—y$			Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772—88		
h	t		$I_x = I_y$, см^4	$W_x = W_y$, см^3	$i_x = i_y$, см		С255	С345	С345-3
80	3	9,24	91,4	22,8	3,14	7,26	+	+	
100	3	11,64	182,7	36,5	3,96	9,13	+	+	
	4	15,36	236,3	47,2	3,92	12,05	+	+	
120	3	14,04	320,5	53,4	4,77	11,02	+	+	
	4	18,56	416,7	69,4	4,74	14,57	+		
	5	23	507,9	84,6	4,69	18,06	+		+
140	4	21,76	671,3	95,9	5,55	17,08	+		+
	5	27	821,2	117,3	5,51	21,19	+		+
	6	32,16	964,3	137,7	5,48	25,24	+	+	+
	7	37,24	1100,9	157,2	5,44	29,23	+	+	+
160	4	24,96	1013	126,6	6,37	19,6	+		+
	5	31	1242,5	155,3	6,33	24,33	+		+
	6	36,96	1463,1	182,8	6,29	29,01	+		+
	7	42,84	1674,9	209,8	6,25	33,63	+		+
	8	48,64	1878,1	234,7	6,21	38,18	+		+
180	5	35	1787,9	198,6	7,15	27,47	+		+
	6	41,76	2109,7	234,4	7,11	32,78	+		+
	7	48,44	2420,2	268,9	7,07	38,02	+		+
	8	55,04	2719,7	302,1	7,03	43,21	+		+

Таблица П16.9

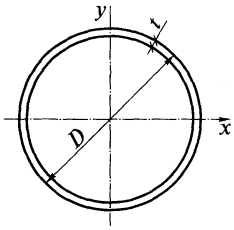
Гнутые замкнутые сварные профили прямоугольного сечения по ТУ 36-2287-80 (сокращенный сортамент)



Размеры, мм			Площадь поперечного сечения, см^2	Справочные величины для осей						Масса 1 м профиля, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772—88		
				$x—x$			$y—y$						
h	b	t		I_x, см^4	W_x, см^3	i_x, см	I_y, см^4	W_y, см^3	i_y, см		С255	С345	С345-3
120	80	3	11,64	238,4	39,7	4,53	127	31,7	3,3	9,14	+		
		4	15,36	309	51,5	4,48	164	41	3,27	12,06	+	+	
140	100	4	18,56	523,4	74,8	5,31	310,1	62	4,09	14,57	+	+	+
		5	23	638,9	91,3	5,27	376,9	75,4	4,05	18,06	+		+
160	120	5	27	1002,2	125,2	6,09	640,2	106,7	4,87	21,19	+	+	+
		6	32,16	1178,3	147,2	6,05	750,4	125,1	4,83	25,24	+		+
180	140	5	31	1481,5	164,6	6,91	1003,6	143,4	5,69	24,3	+		+
		6	36,96	1746,2	194	6,87	1180	168,6	5,65	29.01	+		+
		7	42,84	2001	222,3	6,83	1348,8	192,7	5,61	33,63	+		+
200	160	5	35	2092,9	209,3	7,73	1482,9	185,4	6,51	27,47	+		+
		6	41,76	2471,5	247,1	7,69	1747,8	218,5	6,47	32,78	+		+
		7	48,44	2837,5	283,7	7,65	2002,8	250,4	6,43	38	+		+
		8	55,04	3191,2	319,1	7,61	2248,1	281	6,39	43,2	+		+

Таблица П16.10

Трубы сварные прямошовные по ГОСТ 10704—91 (рекомендуемый сокращенный сортамент с указанием марок стали)



Размеры, мм		Площадь сечения, см^2	Радиус инерции i_x, см	Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772—88			
$D_н$	t				С235	С245	С345-3	С440
83	3	7,54	2,84	5,92	+			
89	3	8,1	3,04	6,36	+			
102	2,5	7,81	3,52	6,13	+			
	3	9,32	3,5	7,32	+			
	4,5	13,8	3,46	10,82		+		
114	3	10,5	3,93	8,21	+			
	3,5	12,2	3,91	9,54		+		
	4,5	15,5	3,88	12,15		+		
	5	17,1	3,86	13,44		+		
127	3	11,7	4,39	9,17	+			
	3,5	13,6	4,37	10,66		+	+	
	4	15,5	4,35	12,13		+		
	4,5	17,3	4,34	13,59		+		
	5,5	21	4,3	16,48		+	+	
140	3,5	15	4,83	11,78	+		+	
	4,5	19,2	4,8	15,04		+		
	5	21,2	4,78	16,65		+		
152	4	18,6	5,24	14,6		+		
	4,5	20,8	5,22	16,37		+	+	
	5,5	25,3	5,19	19,87		+		

Размеры, мм		Площадь сечения, см²	Радиус инерции i_x, см	Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772—88			
$D_н$	t				С235	С245	С345-3	С440
159	3,5	17,1	5,5	13,42	+			
	4	19,5	5,48	15,29	+			
	5	24,8	5,45	18,99			+	
	7	33,4	5,38	26,24		+		
168	4	20,6	5,8	16,18	+			
	4,5	23,1	5,78	18,4		+	+	
	5	25,6	5,77	20,1	+			
	8	40,2	5,66	31,57		+		
203	4	25	7,04	19,63		+		
	6	37,1	6,97	29,14		+	+	
219	4	27	7,6	21,21	+	+		
	4,5	30,3	7,59	23,8		+		
	5	33,6	7,57	26,39		+	+	
	5,5	36,9	7,55	28,96	+		+	
	6	40,2	7,54	31,52		+		+
	7	46,6	7,51	36,6			+	+
	8	53	7,47	41,63		+	+	+
273	4,5	38	9,5	29,8	+			
	5,5	46,2	9,46	36,28	+			
	6	50,3	9,45	39,51		+	+	+
	7	58,5	9,42	45,92				+
	8	66,6	9,38	52,82		+	+	+
325	5	50,3	11,3	39,46	+			
	7	69,9	11,2	54,89				+
	8	79,6	11,2	62,54				+
426	7	92,1	14,8	72,33				+
	8	105	14,8	82,46				+
	9	118	14,8	92,56				+

Примечание. Трубы изготовляют из стали марок: Ст3кп2 по ГОСТ 535—88 (С235); Ст3пс4 по ГОСТ 535—88 (С245); 14Г2-14 по ГОСТ 19281—89 (С345-3); 16Г2АФ по ГОСТ 19281—89 (С440).

Таблица П16.11

Сталь листовая горячекатаная по ГОСТ 19903—74*

Толщина листов, мм (по сокращенному сортаменту)	Ширина листов, мм (по сортаменту)
3, 4, 5	600...1800
6	700...2000
8, 10	700...2500
12	1000...2500
14, 16, 18, 20, 22, 25	1000...2800
28, 30, 32, 36, 40	1250...3600
42, 45, 50, 60, 80, 100	1250...3800
120, 140, 160	

Примечание. Градация ширины листов по сортаменту: 500, 510, 600, 650, 670, 700, 710, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500, 2600, 2700, 2800, 2900, 3000, 3200, 3400, 3600, 3800.

Таблица П16.12

Листовой прокат, изготовляемый в рулонах (сокращенный сортамент)

Толщина листов, мм	Ширина листов, мм
3, 4, 5, 6, 8	500, 530, 550, 600, 630, 650
10, 12	670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1500, 1600, 1700, 1800
6, 8, 10	1900, 2000
8, 10	2100, 2200
12	1600, 1700, 1800

Таблица П16.13

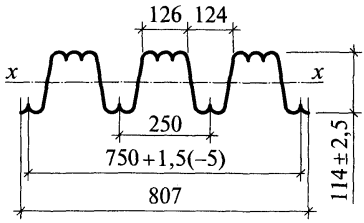
Сталь широкополосная универсальная горячекатаная по ГОСТ 82—70* (сокращенный сортамент)

Толщина листов, мм	Ширина листов с прокатными кромками, мм
6, 7, 8, 9, 10, 11	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280
12, 14, 16, 18, 20	300, 320, 340, 360, 380, 400, 420
22, 25, 28, 30	450, 460, 480, 500, 520, 550, 560
32, 36, 40, 45	600, 630, 650, 670, 700, 750, 800
50, 55, 60	850, 900, 950, 1000, 1050

Примечание. Ширина листов относится ко всем указанным толщинам.

Таблица П16.14

Сортамент профилированных листов типа Н высотой 114 мм, шириной 600 и 750 мм по ГОСТ 24045—94



Обозначение профилированного листа	t, мм	Площадь сечения, см^2	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины на 1 м ширины при сжатых полках						Масса 1 м, кг	Ширина заготовки, мм
				узких			широких				
				I_x, см^4	W_{x1}, см^3	W_{x2}, см^3	I_x, см^4	W_{x1}, см^3	W_{x2}, см^3		
Н114-600-0,8	0,8	10	8,4	320,9	53,3	59,7	320,9	52,4	55,8	14	
Н114-600-0,9	0,9	11,3	9,3	361	60	67,2	361	59,6	65,9	15,6	1250
Н114-600-1	1	12,5	10,3	405,4	67,6	75	405,4	67,6	75	17,2	
Н114-750-0,8	0,8	11,2	9,4	307,9	51,2	57,1	307,9	51,2	57,1	12,5	
Н114-750-0,9	0,9	12,6	10,5	345,2	57,4	64	345,2	57,4	64	14	1400
Н114-750-1	1	14	11,7	383,6	63,8	71,1	383,6	63,8	71,1	15,4	

Примечание. 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.

Основные буквенные обозначения величин

A — площадь сечения брутто
A_{bn} — площадь сечения болта нетто
A_d — площадь сечения раскоса
A_f — площадь сечения пояса (полки)
A_w — площадь сечения стенки
A_n — площадь сечения нетто
A_{wf} — площадь сечения по металлу углового шва
A_{wz} — площадь сечения по металлу границы сплавления
E — модуль упругости
F — сила
G — модуль сдвига
I_b — момент инерции сечения ветви
I_m, I_d — моменты инерции сечений пояса и раскоса фермы
I_s — момент инерции сечения ребра, планки
I_{sl} — момент инерции сечения продольного ребра
I_t — момент инерции при свободном кручении балки, рельса
I_x, I_y — моменты инерции сечения брутто относительно осей, соответственно $x—x$ и $y—y$
I_{xn}, I_{yn} — то же, сечения нетто
I_ω — секториальный момент инерции сечения
M — момент, изгибающий момент
M_x, M_y — моменты относительно осей, соответственно $x—x$, $y—y$
N — продольная сила
N_{ad} — дополнительное усилие
N_{bm} — продольная сила от момента в ветви колонны
Q — поперечная сила, сила сдвига
Q_{fic} — условная поперечная сила для соединительных элементов
Q_s — условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости
R_{ba} — расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов
R_{bh} — расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов
R_{bp} — расчетное сопротивление смятию одноболтовых соединений
R_{bs} — расчетное сопротивление срезу одноболтового соединения
R_{bt} — расчетное сопротивление растяжению одноболтового соединения
R_{bun} — нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным временному сопротивлению стали по государственным стандартам и техническим условиям на болты
R_{bu} — расчетное сопротивление растяжению U-образных болтов
R_{cd} — расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)
R_{lp} — расчетное сопротивление местному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании
R_p — расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки)
R_s — расчетное сопротивление стали сдвигу
R_{th} — расчетное сопротивление растяжению стали в направлении толщины проката
R_u — расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению

R_{un} — временное сопротивление стали разрыву, принимаемое равным минимальному значению $\sigma_в$ стали по государственным стандартам и техническим условиям на сталь

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

R_{wu} — расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению, изгибу по временному сопротивлению

R_{wun} — нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению

R_{ws} — расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сдвигу

R_{wy} — расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести

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

R_y — расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести

R_{yf} — то же, для полки (пояса)

R_{yw} — то же, для стенки

R_{yn} — предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести $\sigma_т$ по государственным стандартам и техническим условиям на сталь

S — статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси

W_x, W_y — моменты сопротивления сечения брутто относительно осей, соответственно $x—x$ и $y—y$

W_{xn}, W_{yn} — моменты сопротивления сечения нетто относительно осей, соответственно $x—x$ и $y—y$

b — ширина

b_{ef} — расчетная ширина

b_f — ширина полки (пояса)

b_h — ширина выступающей части ребра, свеса

C, C_x, C_y — коэффициенты для расчета на прочность с учетом развития пластических деформаций при изгибе относительно осей, соответственно $x—x$ и $y—y$

e — эксцентриситет силы

h — высота

h_{ef} — расчетная высота стенки

h_w — высота стенки

i — радиус инерции сечения

$i_{\min}$ — наименьший радиус инерции сечения

i_x, i_y — радиусы инерции сечения относительно осей, соответственно $x—x$ и $y—y$

k_f — катет углового шва

l — длина, пролет

l_c — длина стойки, колонны, распорки

l_d — длина раскоса

l_{ef} — расчетная длина

l_m — длина панели пояса фермы или колонны

l_s — длина планки

l_w — длина сварного шва

l_x, l_y — расчетные длины элемента в плоскостях, перпендикулярных осям, соответственно $x—x$ и $y—y$

m — относительный эксцентриситет ($m = eA/W_c$)

m_{ef} — приведенный относительный эксцентриситет ($m_{ef} = m\eta$)

r — радиус

t — толщина

t_f — толщина полки (пояса)

t_w — толщина стенки

β_f, β_z — коэффициенты для расчета углового шва, соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления

γ_b — коэффициент условий работы болтового соединения

γ_c — коэффициент условий работы

γ_n — коэффициент надежности по назначению

γ_m — коэффициент надежности по материалу

γ_u — коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению

η — коэффициент влияния фермы сечения

λ — гибкость

$\bar{\lambda}$ — условная гибкость $\left(\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y / E}\right)$

λ_{ef} — приведенная гибкость стержня сквозного сечения

$\bar{\lambda}_{ef}$ — условная приведенная гибкость стержня сквозного сечения

λ_f — условная гибкость свеса пояса, поясного листа

$\bar{\lambda}_w$ — условная гибкость стенки $\left(\bar{\lambda}_w = h / t\sqrt{R_y / E}\right)$

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

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

λ_x, λ_y — расчетные гибкости элемента в плоскостях, перпендикулярных осям, соответственно $x—x$ и $y—y$

ν — коэффициент поперечной деформации стали (Пуассона)

σ_{loc} — местное напряжение

σ_x, σ_y — нормальные напряжения, параллельные осям, соответственно $x—x$ и $y—y$

$\tau_{x,y}$ — касательное напряжение

$\varphi_{x,y}$ — коэффициент устойчивости при сжатии

φ_b — коэффициент устойчивости при изгибе

φ_e — коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом

φ_{exy} — коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом в двух плоскостях

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Беленя Е. И.* Предварительно напряженные металлические несущие конструкции / Е. Н. Беленя. — 2-е изд. — М. : Стройиздат, 1975. — 416 с.

2. Металлические конструкции: специальный курс / под ред. Е. И. Беленя. — 3-е изд. — М. : Стройиздат, 1991. — 687 с.

3. Металлические конструкции. Справочник проектировщика : в 3 т. / под ред. В. В. Кузнецова. — М. : Изд-во АСВ, 1998.

4. Проектирование металлических конструкций: специальный курс / под ред. В. В. Бирюлева. — Л. : Стройиздат, 1990. — 432 с.

5. СНиП 2.03.06-85. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования. — М. : Стройиздат, 1996. — 47 с.

6. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. — М. : ГУП ЦПП, 2003. — 44 с.

7. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой России. — М. : ГУП ЦПП, 2003. — 90 с.

8. Сварка строительных металлических конструкций / [В. М. Рыбаков, Ю. В. Ширшов, Д. М. Чернавский и др.]. — М. : Стройиздат, 1993. — 268 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

Введение 5

РАЗДЕЛ I
ЭЛЕМЕНТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Глава 1. **Материалы для строительных металлических конструкций. Основные свойства и работа материалов в конструкциях** 29

1.1. Требуемые свойства металлов и методы их оценки 29
1.2. Стали и алюминиевые сплавы 34
1.3. Влияние различных факторов на свойства стали 45
1.4. Работа стали под нагрузкой 48

Глава 2. **Основы расчета металлических конструкций** 59

2.1. Основные понятия и определения 59
2.2. Основные положения расчета металлических конструкций 60
2.3. Классификация нагрузок и их сочетаний 67
2.4. Работа под нагрузкой и расчет элементов конструкций 68

Глава 3. **Сортамент** 102

3.1. Характеристика основных профилей сортамента 102
3.2. Листовая сталь 103
3.3. Уголковые профили 104
3.4. Швеллеры 104
3.5. Двутавры 105
3.6. Тонкостенные профили 105
3.7. Трубы 105
3.8. Холодногнутые профили 106
3.9. Различные профили и изделия из металла, применяемые в строительстве 106
3.10. Профили из алюминиевых сплавов 107
3.11. Некоторые правила использования профилей в строительных конструкциях 108

Глава 4. **Сварка и сварные соединения** 109

4.1. Сварка 109
4.2. Конструирование и работа сварных соединений 126
4.3. Расчет сварных соединений 132
4.4. Конструктивные требования к сварным соединениям 135
4.5. Особенности работы сварных соединений при действии циклических нагрузок 136
4.6. Сварные соединения в конструкциях из алюминиевых сплавов 137
4.7. Примеры расчета сварных соединений 138
4.8. Контроль качества сварки и сварных соединений 140
4.9. Технологическая карта сборки и сварки стержня подкрановой балки 143

4.10. Термическая резка металлов 148
4.11. Техника безопасности при сварке и термической резке 149

Глава 5. **Болтовые соединения** 152

5.1. Виды болтов, применяемых в строительных конструкциях 152
5.2. Виды болтовых и заклепочных соединений 154
5.3. Работа и расчет болтовых соединений 155
5.4. Конструирование болтовых и заклепочных соединений 162
5.5. Особенности соединения элементов конструкций из алюминиевых сплавов 164
5.6. Примеры расчета болтовых соединений 165

Глава 6. **Основы проектирования, изготовления и монтажа металлических конструкций** 167

6.1. Проектирование 167
6.2. Изготовление 168
6.3. Монтаж 172

Глава 7. **Балки и балочные конструкции** 174

7.1. Общая характеристика балочных конструкций 174
7.2. Прокатные балки 181
7.3. Составные балки. Компоновка и подбор сечения 187
7.4. Проверка прочности, прогибов и устойчивости составных балок 196
7.5. Проектирование конструкций составных балок 210
7.6. Пути усовершенствования балочных конструкций 225

Глава 8. **Колонны и стержни, работающие на центральное сжатие** 232

8.1. Общая характеристика 232
8.2. Сплошные колонны 233
8.3. Сквозные колонны 235
8.4. Выбор расчетной схемы и типа колонны 240
8.5. Подбор сечения и конструктивное оформление стержня колонны 242
8.6. Базы колонн 248
8.7. Оголовки колонн и сопряжение балок с колоннами 254
8.8. Примеры расчета 256

Глава 9. **Фермы** 261

9.1. Классификация ферм и области их применения 261
9.2. Компоновка конструкций ферм 264
9.3. Типы сечений стержней ферм 271
9.4. Расчет ферм 275
9.5. Подбор сечений элементов ферм 279
9.6. Конструкции легких ферм 284
9.7. Оформление рабочего чертежа легких ферм (КМД) 297
9.8. Узлы тяжелых ферм 297
9.9. Предварительно напряженные фермы 298

РАЗДЕЛ II
КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Глава 10. **Основные вопросы проектирования конструкций каркасов производственных зданий** 302

10.1. Общая характеристика каркасов производственных зданий и основные требования, предъявляемые к их конструкциям 302
10.2. Состав каркаса и его конструктивные схемы 306

10.3. Оптимизация конструктивных решений каркасов промышленных зданий ... 309

Глава 11. **Компоновка конструктивной схемы каркаса** ... 311

11.1. Размещение колонн в плане ... 311
11.2. Компоновка поперечных рам ... 313
11.3. Связи ... 319
11.4. Компоновка конструкций покрытия ... 326
11.5. Особенности компоновки конструкций покрытия при конвейерном методе монтажа ... 332
11.6. Фахверк и конструкции заполнения проемов ... 333

Глава 12. **Особенности расчета поперечных рам** ... 336

12.1. Действительная работа каркаса под нагрузкой и приближенный расчет поперечных рам ... 336
12.2. Нагрузки, действующие на раму ... 339
12.3. Учет пространственной работы каркаса при расчете поперечных рам ... 345
12.4. Практические приемы определения расчетных усилий в элементах рамы ... 349

Глава 13. **Конструкции покрытия** ... 367

13.1. Прогоны ... 367
13.2. Стропильные и подстропильные фермы ... 370
13.3. Пример расчета стропильной фермы ... 380
13.4. Фонари ... 388

Глава 14. **Колонны** ... 391

14.1. Типы колонн ... 391
14.2. Расчет и конструирование стержня колонны ... 392
14.3. Узлы колонн ... 404
14.4. Пример расчета ступенчатой колонны производственного здания ... 414

Глава 15. **Подкрановые конструкции** ... 425

15.1. Общие сведения ... 425
15.2. Сплошные подкрановые балки ... 430
15.3. Решетчатые подкрановые балки (фермы) ... 439
15.4. Подкраново-подстропильные фермы ... 442
15.5. Узлы и детали подкрановых конструкций ... 443
15.6. Пример расчета подкрановой балки ... 448

Глава 16. **Реконструкция производственных зданий** ... 452

16.1. Оценка технического состояния конструкций ... 452
16.2. Усиление конструкций ... 459

Глава 17. **Особенности расчета металлических конструкций с использованием персональных ЭВМ** ... 470

17.1. Общие положения ... 470
17.2. Пример расчета ... 474

РАЗДЕЛ III
КОНСТРУКЦИИ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ И МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Глава 18. **Большепролетные перекрытия с плоскими несущими конструкциями** ... 481

18.1. Общие положения ... 481

18.2. Балочные конструкции 482
18.3. Рамные конструкции 485
18.4. Арочные конструкции 491

Глава 19. **Пространственные конструкции покрытий зданий** 503

19.1. Общая характеристика пространственных конструкций 503
19.2. Плоские сетчатые покрытия (структуры) 503
19.3. Сетчатые цилиндрические оболочки 508
19.4. Купола 511

Глава 20. **Висячие покрытия** 518

20.1. Общие сведения 518
20.2. Однопоясные системы с гибкими нитями 519
20.3. Однопоясные системы с изгибно-жесткими нитями 522
20.4. Двухпоясные системы 524
20.5. Седловидные напряженные сетки 526
20.6. Металлические оболочки-мембраны 528

Глава 21. **Стальные каркасы многоэтажных зданий** 533

21.1. Область применения и основные особенности многоэтажных зданий 533
21.2. Классификация и компоновка конструктивных схем каркасов многоэтажных зданий 533
21.3. Конструктивные элементы каркаса 538
21.4. Особенности расчета стальных каркасов многоэтажных зданий 545

РАЗДЕЛ IV
ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Глава 22. **Основы листовых конструкций** 548

22.1. История развития листовых конструкций 548
22.2. Виды и особенности листовых конструкций 549
22.3. Основные положения расчета 552

Глава 23. **Резервуары** 556

23.1. Виды и назначение резервуаров 556
23.2. Вертикальные цилиндрические резервуары низкого давления 557
23.3. Вертикальные цилиндрические резервуары повышенного давления 574
23.4. Изотермические резервуары 576
23.5. Горизонтальные цилиндрические резервуары 580
23.6. Сферические резервуары 583

Глава 24. **Газгольдеры** 589

24.1. Мокрые газгольдеры переменного объема 589
24.2. Сухие газгольдеры переменного объема 591
24.3. Газгольдеры постоянного объема 593

Глава 25. **Бункера и силосы** 595

25.1. Общие сведения 595
25.2. Бункера с плоскими стенками 596

25.3. Гибкие бункера 597
25.4. Круглые бункера и силосы 598

РАЗДЕЛ V
ВЫСОТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ И ЭКОНОМИКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Глава 26. **Особенности высотных сооружений и действующих на них нагрузок** 600

26.1. Общая характеристика высотных сооружений 600
26.2. Нагрузки и воздействия 604

Глава 27. **Опоры антенных сооружений связи** 608

27.1. Башни 608
27.2. Мачты 615

Глава 28. **Опоры воздушных линий электропередачи** 625

28.1. Общая характеристика 625
28.2. Основы конструирования и расчета 630

Глава 29. **Вопросы экономики металлических конструкций** 632

29.1. Структура стоимости металлических конструкций 632
29.2. Общая характеристика экономики изготовления и монтажа стальных конструкций 632
29.3. Определение стоимости стальных конструкций при проектировании 636
29.4. Основные направления снижения стоимости стальных конструкций 638

Приложения 640

Приложение 1. Справочные данные по мостовым кранам (для учебного проектирования) 640
Приложение 2. Извлечения из СНиП 2.01.07-85 642
Приложение 3. Поправочные коэффициенты k на возрастание давления ветра по высоте 643
Приложение 4. Марки сталей, заменяемые сталями по ГОСТ 27772—88 643
Приложение 5. Расчетные сопротивления стали по ГОСТ 27772—88, сварных и болтовых соединений 644
Приложение 6. Коэффициенты для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций 645
Приложение 7. Коэффициенты ψ для двутавровых балок с двумя осями симметрии 645
Приложение 8. Коэффициенты устойчивости при центральном сжатии φ 646
Приложение 9. Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно сжатых сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии 647
Приложение 10. Коэффициент φ_e для проверки устойчивости внецентренно сжатых сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии 647
Приложение 11. Коэффициенты влияния формы сечения η 648
Приложение 12. Коэффициенты α, β 649

Приложение 13. Коэффициенты расчетной длины μ_1 для одноступенчатых колонн 650
Приложение 14. Коэффициенты условий работы γ_c 652
Приложение 15. Приближенные значения радиусов инерции $i = \sqrt{I/A}$ некоторых типов сечений 654
Приложение 16. Уголки стальные горячекатаные равнополочные по ГОСТ 8509—93 (сокращенный сортамент) 655
Приложение 17. Основные буквенные обозначения величин 672
Список литературы 675

Учебное издание

Кудишин Юрий Иванович, Беленя Евгений Иванович, Игнатьева Вера Семеновна, Пуховский Аркадий Борисович, Веденикoв Георгий Станиславович, Уваров Борис Юльевич, Астряб Софья Михайловна, Валь Владимир Наумович, Соколов Юрий Васильевич, Морачевский Тарас Николаевич, Стрелецкий Дмитрий Николаевич

Металлические конструкции

Учебник

13-е издание, исправленное

Редактор *Г. В. Первов*
Технический редактор *Н. И. Горбачева*
Компьютерная верстка: *О. В. Пешкетова*
Корректоры *Т. В. Кузьмина*, *И. Н. Волкова*

Изд. № 113116140. Подписано в печать 01.08.2011. Формат 70 × 100/16. Гарнитура «Таймс».
Бумага офсетная № 1. Печать офсетная. Усл. печ. л. 43,0. Уч.-изд. л. 55,9. Тираж 1 500 экз.
Заказ № 6326.

ООО «Издательский центр «Академия». www.academia-moscow.ru
125252, Москва, ул. Зорге, д. 15, корп. 1, пом. 26б.
Адрес для корреспонденции: 129085, Москва, пр-т Мира, 101В, стр. 1, а/я 48.
Тел./факс: (495) 648-0507, 616-00-29.
Санитарно-эпидемиологическое заключение № РОСС RU. AE51. H 14964 от 21.12.2010.

Отпечатано в ОАО «Тверской полиграфический комбинат».
170024, г. Тверь, пр-т Ленина, 5. Телефон: (0822) 44-42-15.

Интернет/Home page-www.tverpk.ru Электронная почта (E-mail)-sales@tverpk.ru

Издательский центр «Академия»

Учебная литература для профессионального образования

Наши книги можно приобрести (оптом и в розницу)

Москва:

129085, Москва, пр-т Мира, д. 101в, стр. 1
(м. Алексеевская)
Тел.: (495) 648-0507, факс: (495) 616-0029
E-mail: sale@academia-moscow.ru

Филиалы:

ООО ОИЦ «Академия-Северо-Запад»
190020, Санкт-Петербург, наб. Обводного канала, д. 211-213, литер «В»
Тел./факс: (812) 251-9253, 575-3229
E-mail: fspbacad@peterstar.ru

Приволжский
603101, Нижний Новгород, пр. Молодежный, д. 31, корп. 3
Тел./факс: (831) 259-7431, 259-7432, 259-7433
E-mail: pf-academia@bk.ru

Уральский
620142, Екатеринбург, ул. Чапаева, д. 1а, оф. 12а
Тел.: (343) 257-1006
Факс: (343) 257-3473
E-mail: academia-ural@mail.ru

Сибирский
630009, Новосибирск, ул. Добролюбова, д. 31, корп. 4, а/я 73
Тел./факс: (383) 362-2145, 362-2146
E-mail: academia_sibir@mail.ru

Дальневосточный
680038, Хабаровск, ул. Серышева, д. 22, оф. 519, 520, 523
Тел./факс: (4212) 56-8810
E-mail: filialdv-academia@yandex.ru

Южный
344082, Ростов-на-Дону, ул. Пушкинская, д. 10/65
Тел.: (863) 203-5512
Факс: (863) 269-5365
E-mail: academia-UG@mail.ru

Представительства:

в Республике Татарстан
420034, Казань, ул. Горсоветская, д.17/1, офис 36
Тел./факс: (843) 562-1045
E-mail: academia_kazan@mail.ru

в Республике Дагестан
Тел.: 8-928-982-9248

www.academia-moscow.ru

ИЗДАТЕЛЬСКИЙ ЦЕНТР «АКАДЕМИЯ»

ACADEMIA

УВАЖАЕМЫЕ ЧИТАТЕЛИ!
ИЗДАТЕЛЬСКИЙ ЦЕНТР «АКАДЕМИЯ»

ПРЕДЛАГАЕТ ВАШЕМУ ВНИМАНИЮ СЛЕДУЮЩИЕ КНИГИ:

Г. Н. ЗУБАРЕВ, Ф. А. БОЙТЕМИРОВ, В. М. ГОЛОВИНА и др.

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Объем 304 с.

В учебном пособии рассмотрены физико-механические свойства древесины и конструкционных пластмасс, виды соединений, их конструирование и расчет. Приведены основные данные по проектированию и расчету ограждающих конструкций. Даны методы расчета и проектирования несущих конструкций — балок, стоек, арок, рам, ферм, а также наиболее распространенных пространственных конструкций.

Для студентов высших учебных заведений. Может быть полезно студентам среднего профессионального образования.

В. Н. ВИНОКУРОВ, Н. В. ЕРЕМИН

СИСТЕМА МАШИН В ЛЕСНОМ ХОЗЯЙСТВЕ

Объем 320 с.

В учебнике рассмотрены основные положения системы машин с учетом особенностей лесохозяйственного производства, принципы зональности применения средств механизации, технологические процессы производства основных лесохозяйственных работ и технологические комплексы машин. Освещены вопросы теории и практики комплектования лесохозяйственных агрегатов, составляющих систему машин; энергетические средства системы машин в лесном хозяйстве; способы определения потреб-

ности в агрегатах; организационные формы использования техники, входящей в систему машин; критерии оценки эффективности системы машин.

Для студентов высших учебных заведений.

В. Н. ВИНОКУРОВ, Г. В. СИЛАЕВ,
А. А. ЗОЛОТАРЕВСКИЙ

МАШИНЫ И МЕХАНИЗМЫ ЛЕСНОГО ХОЗЯЙСТВА И САДОВО-ПАРКОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Объем 400 с.

В учебнике рассмотрены устройство, регулировка, основные параметры и эксплуатация машин и механизмов лесного хозяйства и садово-паркового строительства. Изложена механизированная технология производства основных лесохозяйственных работ. Освещены вопросы использования машин с учетом рационального комплектования машинно-тракторных агрегатов и оптимизации состава машинно-тракторного парка, обобщен передовой опыт использования машинной техники, учтена разработанная для лесного хозяйства новая система машин.

Для студентов высших учебных заведений. Может быть полезен работникам предприятий лесного хозяйства и садово-паркового строительства.

А. А. ГОНЧАРОВ, В. Д. КОПЫЛОВ

МЕТРОЛОГИЯ, СТАНДАРТИЗАЦИЯ И СЕРТИФИКАЦИЯ

Объем 240 с.

В учебном пособии рассмотрены основы метрологии и основные принципы стандартизации и сертификации строительной продукции и работ. Приведены необходимые сведения о единицах физических величин. Отражены особенности измерений, выполняемых в строительстве.

Для студентов высших учебных заведений, обучающихся по основным строительным специальностям. Может быть использовано широким кругом специалистов, работающих в строительной отрасли.

Г. К. СОКОЛОВ, А. А. ГОНЧАРОВ

ТЕХНОЛОГИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ СПЕЦИАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Объем 352 с.

В учебном пособии даны теоретические основы и технология возведения зданий и инженерных сооружений с конструкциями из металла, камня и древесины, базирующиеся на применении современных технических средств, эффективных строительных конструкций и прогрессивной организации работ при возведении зданий и сооружений в специфических условиях.

Для студентов высших учебных заведений.

И. А. РЫБЬЕВ, Е. П. КАЗЕННОВА, Л. Г. КУЗНЕЦОВА, Т. Е. ТИХОМИРОВА

МАТЕРИАЛОВЕДЕНИЕ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Объем 528 с.

В учебнике изложены теоретические и практические разделы материаловедения строительных материалов на современном уровне. В теоретическом разделе рассмотрены общие закономерности, проявляющиеся при производстве строительных материалов, при изменении их свойств в зависимости от структуры; изложена общая теория отвердевания искусственных строительных конгломератов; приведен общий метод проектирования состава. В практическом разделе приведены свойства конкретных строительных материалов, их отличительные особенности, области применения и технология производства.

Для студентов высших учебных заведений.

Э. Ч. ГИНИ, А. М. ЗАРУБИН, В. А. РЫБКИН

ТЕХНОЛОГИЯ ЛИТЕЙНОГО ПРОИЗВОДСТВА: СПЕЦИАЛЬНЫЕ ВИДЫ ЛИТЬЯ

Объем 352 с.

В учебнике освещены основы теории и технологии специальных видов литья. Рассмотрено литье по выплавляемым моделям, в кокиль, под давлением, автоклавное литье, центробежное литье, литье выжиманием, погружением форм в расплав и др. Изложе-

ны принципиальные особенности каждого из способов, основные операции технологического процесса и применяемое оборудование.

Для студентов высших учебных заведений. Может представлять интерес для специалистов литейного производства.

П. Ф. ДУНАЕВ, О. П. ЛЕЛИКОВ

КОНСТРУИРОВАНИЕ УЗЛОВ И ДЕТАЛЕЙ МАШИН

Объем 496 с.

В учебном пособии изложена методика расчета и конструирования узлов и деталей машин общемашиностроительного применения. Рекомендации по конструированию сопровождаются анализом условий работы узлов и деталей, их обработки и сборки. Приведены методические указания по выполнению чертежей типовых деталей машин, правила оформления учебной конструкторской документации; дан анализ результатов расчетов передач на ЭВМ и рекомендации по выбору варианта для конструктивной проработки; учтены изменения в методике расчета зубчатых и червячных передач, валов, подшипников качения, планетарных и волновых передач при конструировании корпусных деталей.

Для студентов высших учебных заведений. Может быть полезно преподавателям, работникам конструкторских отделов предприятий, проектных и научно-исследовательских организаций.

В. А. РОГОВ, Г. Г. ПОЗНЯК

МЕТОДИКА И ПРАКТИКА ТЕХНИЧЕСКИХ ЭКСПЕРИМЕНТОВ

Объем 288 с.

В учебном пособии рассмотрены конструкции и основные принципы действия наиболее часто используемых в машиностроении преобразователей. Отражены этапы проведения экспериментальных данных, их математическая обработка, построение математических моделей с проверкой их адекватности. Описан порядок планирования эксперимента.

Для студентов высших учебных заведений.

ИЗДАТЕЛЬСКИЙ ЦЕНТР «АКАДЕМИЯ»

А. П. ТРУХОВ, Ю. А. СОРОКИН,
М. Ю. ЕРШОВ и др.

ТЕХНОЛОГИЯ ЛИТЕЙНОГО ПРОИЗВОДСТВА: ЛИТЬЕ В ПЕСЧАНЫЕ ФОРМЫ

Объем 528 с.

В учебнике изложены основы технологии изготовления отливок в разовых формах из дисперсных материалов. Приведены расчеты литниковых систем, характер взаимодействия отливки и формы, особенности формирования точности размеров при проектировании и изготовлении деталей. Описаны литейные дефекты и методы их контроля.

Для студентов высших учебных заведений. Может быть полезен для специалистов, занятых в области производства литых изделий.

А. П. ТРУХОВ, А. И. МАЛЯРОВ

ЛИТЕЙНЫЕ СПЛАВЫ И ПЛАВКА

Объем 336 с.

В учебнике рассмотрены основные литейные свойства наиболее распространенных промышленных сплавов, в частности способность сплавов образовывать отливки без раковин, трещин, пористости и других дефектов. Изложены физико-химические и технологические основы плавки литейных сплавов.

Для студентов высших учебных заведений.

Ю.В.КАЗАКОВ

ЗАЩИТА ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНОЙ СОБСТВЕННОСТИ

Объем 176 с.

В учебном пособии изложены основные положения авторского и патентного права, патентно-технической информации. Отдельные главы посвящены оформлению изобретений на объекты промышленной собственности как наиболее сложные для анализа объекты интеллектуальной собственности.

Для студентов высших учебных заведений.