

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

7-е издание, переработанное и дополненное

Под редакцией Г.С. Веденикова

Рекомендовано
Государственным комитетом Российской Федерации по высшему образованию
в качестве учебника для студентов высших учебных заведений,
обучающихся по направлению "Строительство"
и специальности "Промышленное и гражданское строительство"

Москва Стройиздат

ББК 38.54
М 54
УДК 624.014(075.8)

Издание выпущено в свет при содействии Комитета РФ по печати

Рецензенты: кафедра "Металлические конструкции и испытания сооружений" — С.-Петербургский архитектурно-строительный университет; ЦНИИПроектстальконструкция им. Мельникова.

Авторы: канд. техн. наук, проф. Г.С. Ведеников, д-ра техн. наук, профессора Е.И. Беленя, В.С. Игнатъева, Ю.И. Кудишин, А.Б. Пуховский, канд. техн. наук, проф. Б.Ю. Уваров, кандидаты техн. наук, доценты В.Н. Валь Т.Н. Морачевский, канд. техн. наук Д.Н. Стрелецкий

Редакторы: Т.В. Рютина, Л.И. Круглова.

М54 **Металлические конструкции: Общий курс: Учеб.** для вузов / Г.С. Ведеников, Е.И. Беленя, В.С. Игнатъева и др.; Под ред. Г.С. Веденикова. — 7-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1998. — 760 с.: ил.

ISBN 5-274-01465-8

Рассмотрены вопросы проектирования строительных металлических конструкций, их работа при различных видах нагрузений, соединения, даны основы конструирования и расчетов элементов, каркасов промышленных и гражданских зданий, листовых конструкций, высотных сооружений. Основное внимание обращено на новые материалы и прогрессивные конструкции. Изд. 6-е вышло в 1985 г.

Для студентов строительных вузов, обучающихся по специальности "Промышленное и гражданское строительство".

ББК 38.54

ISBN 5-274-01465-8

© Стройиздат, 1976
© Г.С. Ведеников и коллектив авторов, 1998

*Дорогому учителю
Николаю Станиславовичу Стрелецкому
авторы посвящают эту книгу*

ПРЕДИСЛОВИЕ

Седьмое издание учебника, предпринятое спустя 10 лет после предыдущего шестого издания, отражает изменения, происшедшие в области металлостроительства за последние годы. Принятые в прежних изданиях основные методические положения учебника и его структура, разработанные под научным руководством чл.- корр. АН СССР, д-ра техн. наук проф. Н.С. Стрелецкого и его последователя д-ра техн. наук проф. Е.И. Белени, подтвержденные многолетним опытом строительства, сохранены.

Содержание учебника соответствует программе курса "Металлические конструкции", читаемого в строительных вузах России по специальности "Промышленное и гражданское строительство".

При переработке учебника использованы последние результаты исследований и конструктивные разработки, выполненные в ЦНИИСК им. Кучеренко (В.М. Гарпинченко, Г.Е. Бельский, В.А. Отставнов), ЦНИИПроектстальконструкции (В.В. Ларионов, Г.В. Калашников) и в других научно-исследовательских и проектных институтах.

Во время работы над 7-м изданием учебника шла подготовка новой редакции Строительных правил по проектированию стальных конструкций. Основные положения проекта этих правил, в частности влияние формы сечения на устойчивость центрально-сжатых элементов, классификация сечений по виду напряженно деформированного состояния, новый подход к проверке местной устойчивости стенок балок и другие изменения, учтены при подготовке учебника. Учтены также замечания и пожелания многих педагогов, ученых и инженеров, занимающихся вопросами металлостроительства.

В книге на современном уровне рассмотрены вопросы работы материала, изложены основы проектирования элементов металлических конструкций, а также систем зданий и сооружений с учетом требований изготовления и монтажа. Основные расчетные положения иллюстрированы примерами. Учебник содержит необходимые сведения и справочные материалы для выполнения курсовых проектов.

Учебник состоит из введения и пяти разделов. Во введении приведена краткая история развития металлических конструкций в нашей стране и за рубежом, рассказано о вкладе ученых в эту область исследований, обращено внимание на особенности металлических конструкций и их применения.

Первый раздел посвящен основам работы и проектирования элементов металлических конструкций и соединений. Описаны применяемые в строи-

тельстве марки сталей и их свойства, рассмотрены преимущества низколегированных и высокопрочных сталей. Приведены основные положения методики расчета по предельным состояниям, акцентируется внимание на работе конструкций за пределами упругости материала, проблемах устойчивости и хрупкого разрушения, освещены методы конструирования и расчета новых эффективных конструктивных элементов: бистальных, предварительно напряженных и перфорированных балок, трубобетонных колонн и др. Введена глава о проектировании, изготовлении и монтаже металлических конструкций.

Во второй раздел вошли значительно обновленные и приведенные в соответствие с современными конструктивными и компоновочными решениями сведения по проектированию стальных каркасов производственных зданий. Расширена глава о реконструкции каркасов производственных зданий. Введена глава о легких металлических конструкциях.

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

Четвертый раздел, посвященный проектированию листовых конструкций, существенно переработан. Рассмотрены вопросы конструирования и расчета резервуаров, газгольдеров и бункеров. Приведены примеры расчета резервуаров.

Пятый раздел также обновлен. В нем содержатся сведения по проектированию мачт, башен и опор линий электропередачи.

В заключительной главе 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 Е.И. Беленя и дополнены канд. техн. наук, проф. Г.С. Ведениковым; глава 9 — д-ром техн. наук Е.И. Беленя и дополнена канд. техн. наук, проф. Б.Ю. Уваровым; главы 1, 13—15 — Б.Ю. Уваровым; главы 2, 18, 19 — д-ром техн. наук, проф. Ю.И. Кудишиным; главы 4, 5, 8 — д-ром техн. наук, проф. В.С. Игнатьевой; главы 6, 7, 20 — Г.С. Ведениковым; главы 10—12, 16, 17 — канд. техн. наук, доц. В.Н. Валем; главы 21—25 — д-ром техн. наук, проф. А.Б. Пуховским; главы 26—28 и приложения — канд. техн. наук, доц. Т.Н. Морачевским; глава 29 — канд. техн. наук Д.Н. Стрелецким.

Авторы приносят глубокую благодарность ЦНИИСК им. Кучеренко, ЦНИИПроектстальконструкции, Якутскому государственному университету, Щелковскому заводу Спецмонтажизделия, АООТ "Усадьба-центр" и другим организациям, оказавшим финансовую поддержку в выпуске этой книги.

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 народного хозяйства, 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, церквях и т.п.) в виде затяжек и скреп для каменной кладки. Затяжки выковывали из кричного железа и крепили 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 каменный потолок и пол чердака над коридором между притворами Покровского собора — храма Василия Блаженного¹ (рис. 1). 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. 2). 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), перекрытие 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

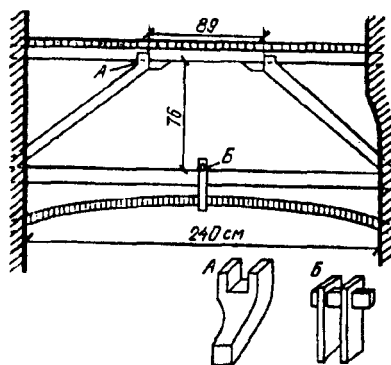


Рис. 1. Перекрытие коридора в Покровском соборе (Москва, 1560 г.)

¹Васильев И. Древнейшие железные конструкции // Архитектура СССР. 1956. № 3.

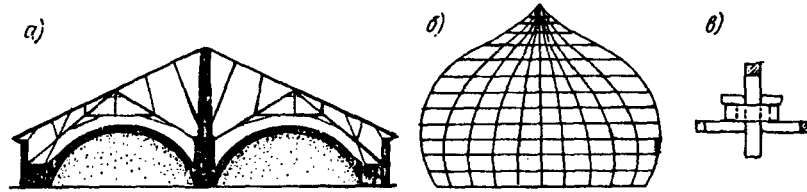


Рис. 2. Металлические конструкции XVII в.
а — наклонные стропила; б — каркас купола; в — узел каркаса

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 конструкции в России достигли в середине XIX столетия.

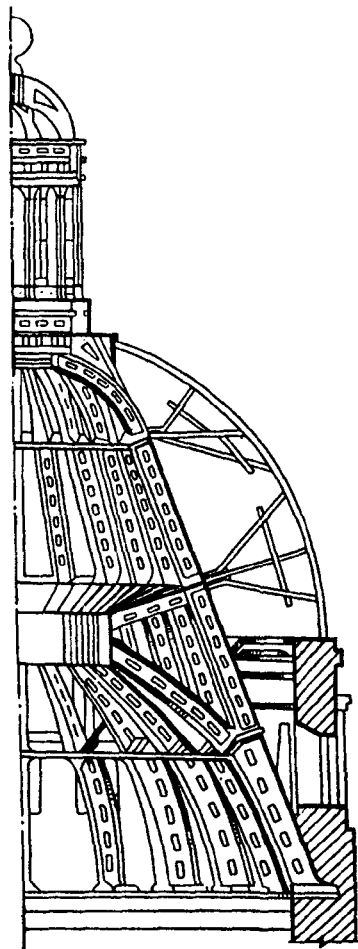


Рис. 3. Купол Исаакиевского собора в Петербурге

Уникальной чугунной конструкцией 40-х годов XIX в. является купол Исаакиевского собора (рис. 3), собранный из отдельных косяков в виде сплошной оболочки. Конструкция купола состоит из верхней конической части, которая поддерживает каменный барабан, венчающий собор, и нижней, более полой части. Наружная оболочка купола с помощью легкого железного каркаса опирается на чугунную конструкцию.

Чугунная арка пролетом 30 м применена в перекрытии Александринского 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 этот же период наслонные стропила постепенно трансформируются в смешанные железочугунные треугольные фермы (рис. 4). Сначала в фермах не было раскосов (рис. 4,а), они появились в конце рассматриваемого периода (рис. 4,б). Сжатые стержни ферм часто выполняли из чугуна, а растянутые — из железа. В узлах элементы соединялись через проушины на болтах. Отсутствие в этот 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.

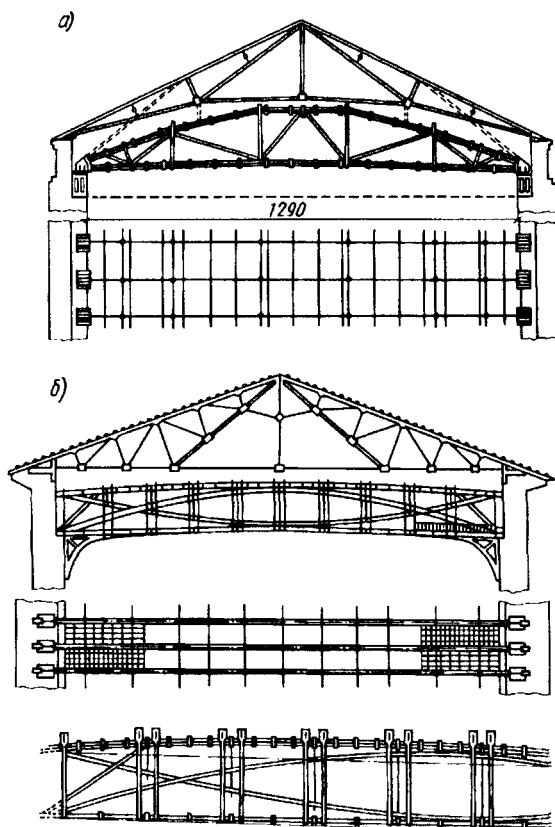


Рис. 4. Перекрытие Зимнего дворца в Петербурге

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 и, 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 — 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 прессы; в 40-х годах был освоен процесс получения профильного металла и прокатного листа. В течение ста последующих лет все стальные конструкции изготавливались 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 и т.п., 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. 5). Конструктивная форма этих ферм постепенно совершенствовалась: решетка получила завершение с появлением раскосов; узловые соединения вместо болтовых на проушинах стали выполнять заклепочными с помощью фасонки.

В конце прошлого столетия 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), покрытие Гатчинского вокзала (1890) и др.

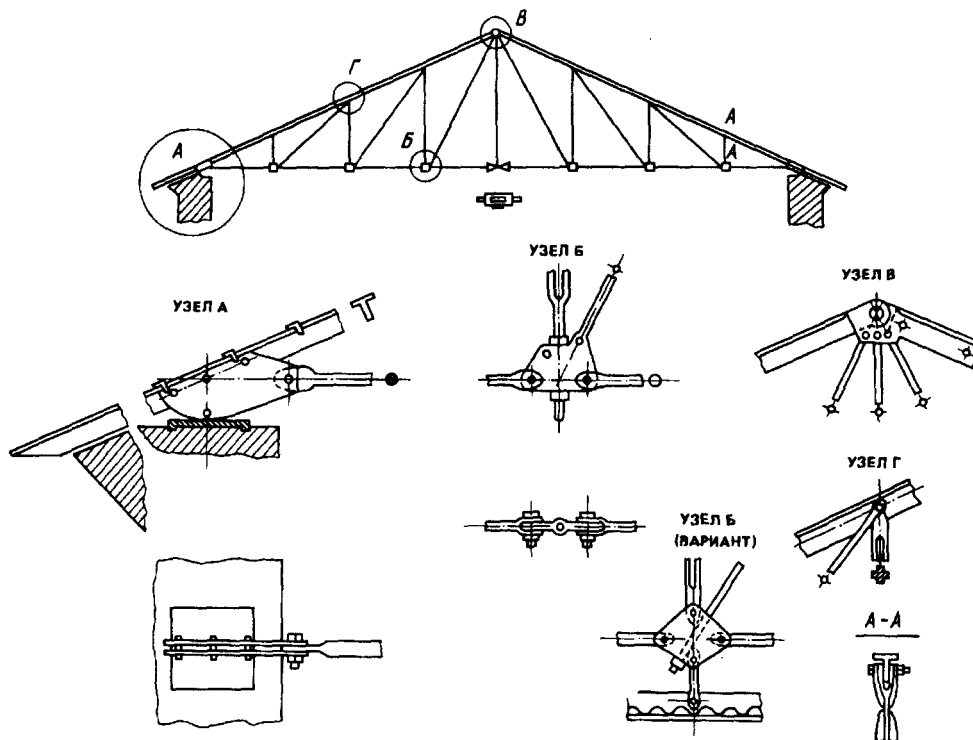


Рис. 5. Стропильная ферма (70-е годы XIX в.)

Наибольшего совершенства рамно-арочная конструкция достигла в покрытии дебаркадеров Киевского вокзала в Москве (рис. 6), 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 профессор Н.А. Белелюбский и Л.Д. Проскураков.

С.В. Кербедз (1810—1899), инженер-строитель, 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. 7), разработал первый в России метрический сортамент прокатных профилей, усовершенствовал методику испытаний строительных материалов, написал первый систематизированный курс по строительной механике.

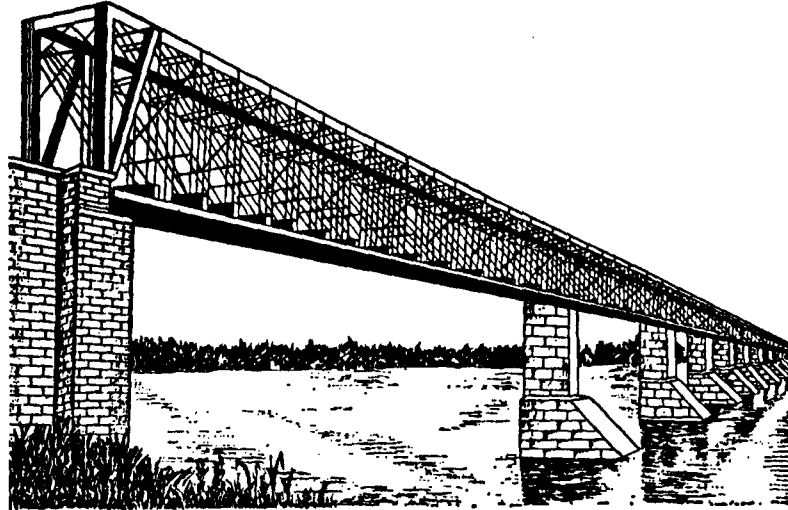


Рис. 7. Сызранский мост через Волгу (1879)

несущим элементом каркаса стала поперечная рама (рис. 9), включающая в себя колонны и ригели (стропильные фермы).

Проф. Ф.С. Ясинский (1858—1899) первый запроектировал многопролетное промышленное здание с металлическими колоннами между пролетами 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 первый в мировой прак-

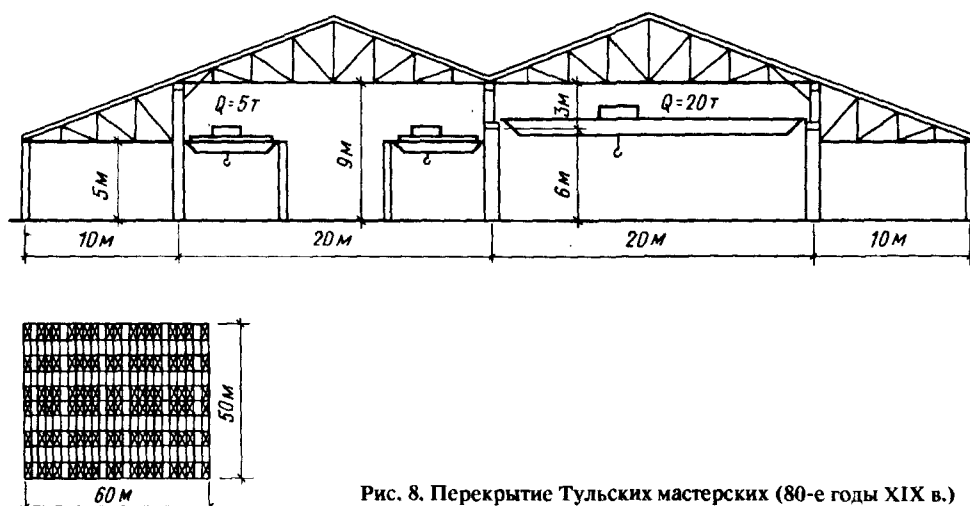


Рис. 8. Перекрытие Тульских мастерских (80-е годы XIX в.)

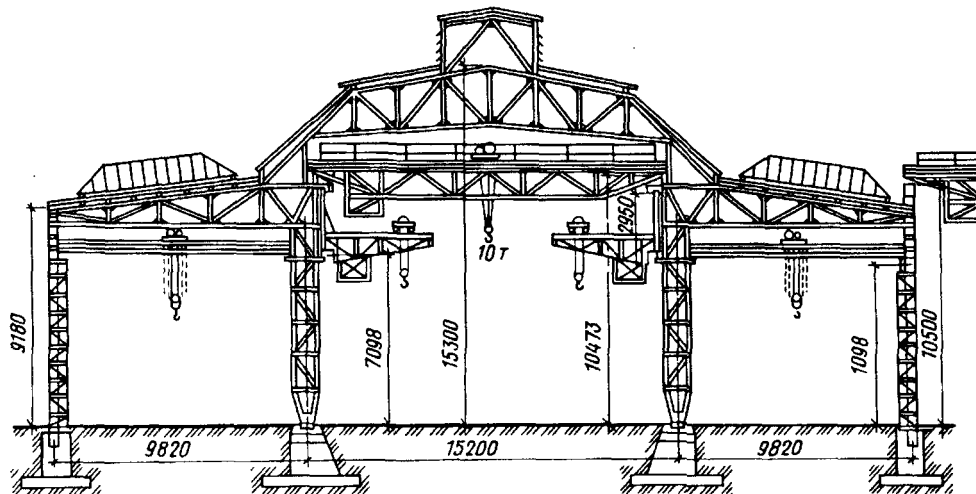


Рис. 9. Каркас промышленного здания (начало XX в.)

тике разработал и построил пространственные решетчатые конструкции покрытий (рис. 10) и башен различного назначения, используя для них линейчатые поверхности (рис. 11). В построенных им сооружениях реализованы идеи предварительного напряжения конструкций и возведения покрытий в виде висячих систем с эффективным использованием работы металла на растяжение (рис. 12). 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.

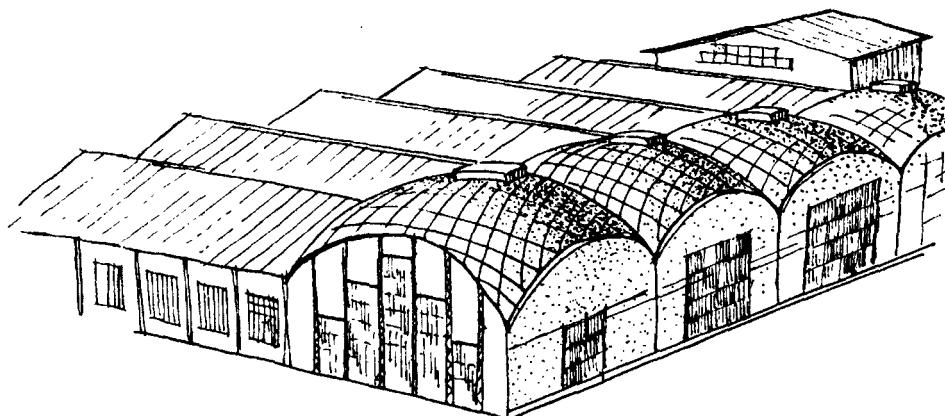


Рис. 10. Покрытие завода в г.Выкса

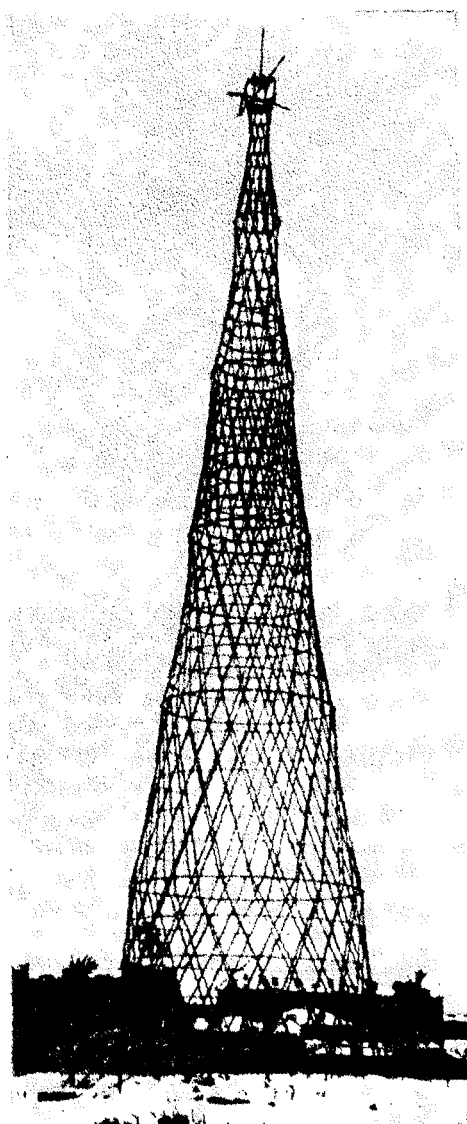


Рис. 11. Башня В.Г.Шухова в Москве

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

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

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

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

Развитие металлургии уже в 30-е годы 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 московских мостов). В середине столетия номенклатура применяемых в строительстве низколегированных и высокопрочных сталей значительно расширилась, что позволило существенно уменьшить вес конструкций и создать сооружения больших размеров. Кроме стали в металлических конструкциях начали использовать алюминиевые сплавы, плотность которых почти втрое меньше.

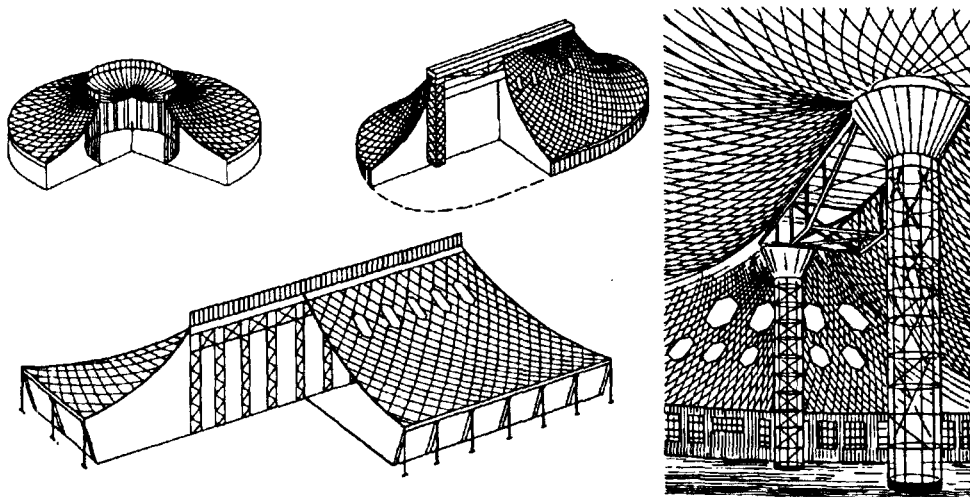


Рис. 12. Висячие сетчатые покрытия на Нижегородской выставке (1896)

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 реорганизованного в Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК), а также вузовских коллективов. Принцип целесообразности совместной работы проектных и научных коллективов в 70-е годы был закреплён преобразованием треста Проектстальконструкция в ЦНИИПроектстальконструкцию — ведущую проектно-исследовательскую организацию металлических конструкций — и Промстальконструкции во ВНИПИПромстальконструкцию — 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 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. 13). Такие схемы не отвечали требованиям эксплуатации в отношении поперечной жесткости зданий в связи с увеличением размеров пролетов,

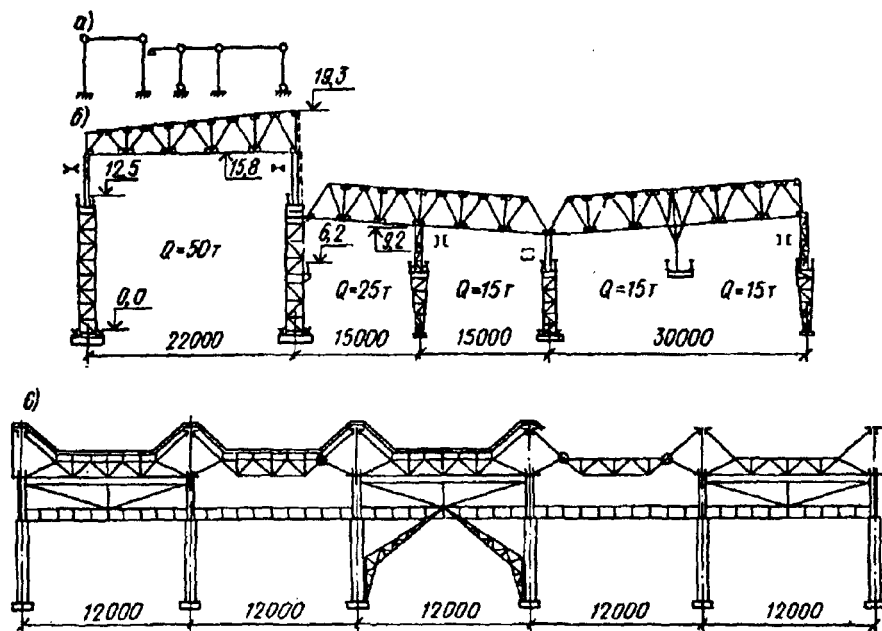


Рис. 13. Европейская схема компоновки поперечной рамы производственного здания

высоты и, главное, грузоподъемности и интенсивности движения мостовых кранов.

Требованиям эксплуатации и высоких темпов строительства в большей степени отвечали сложившиеся к 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. 14).

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. Промстройпроектom были разработаны типовые секции одноэтажных промышленных зданий со стальным каркасом. Типовые секции включали объемно-планировочные решения для различных пролетов, типовые конструктивные схемы компоновки каркаса и типовые решения конструк-

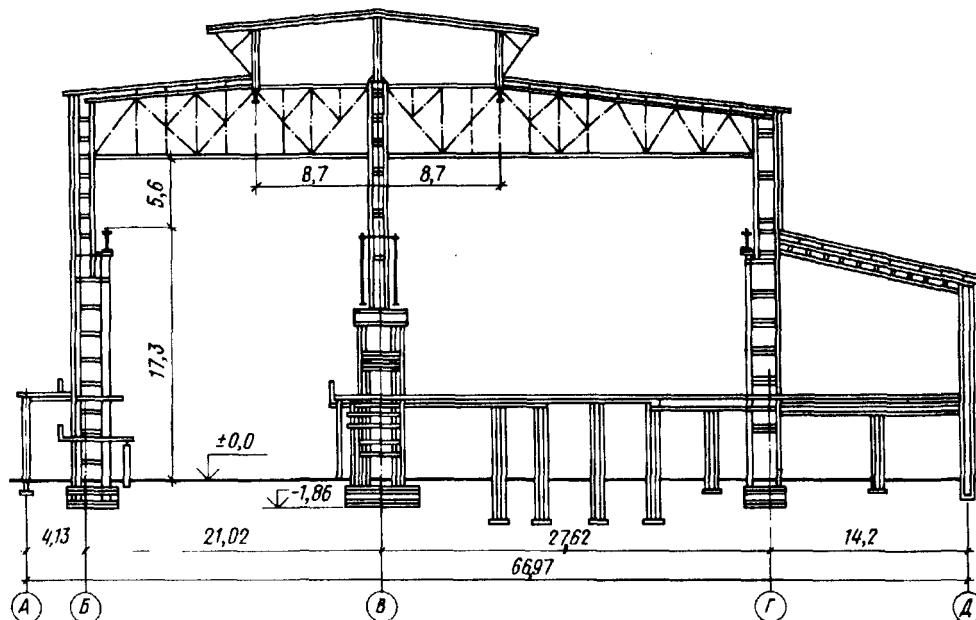


Рис. 14. Рама завода "Азовсталь" (начало 30-х годов)

тивных элементов (ферм, колонн, подкрановых балок и т.п.). Впервые был введен трехметровый модуль пролетов, который затем (в 50-е годы) был заменен шестиметровым, типизированы здания отдельных видов производств (мартеновские цехи, 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.

В годы Великой Отечественной войны 1941—1945 гг. 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 строительство металлических конструкций развивалось с соблюдением основных принципов советской школы проектирования, установленных еще в довоенный период: экономия стали, упрощение изготовления, ускорение монтажа. Для этих 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 30 т, подвешенными к стропильным фермам на отметке 57 м (рис. 15), и двухпролетное здание с кранами грузоподъемностью 1200 и 600 т (рис. 16).

Большое развитие получили листовые конструкции в связи с развитием нефтяной, газовой, химической и металлургической промышленности, вы-

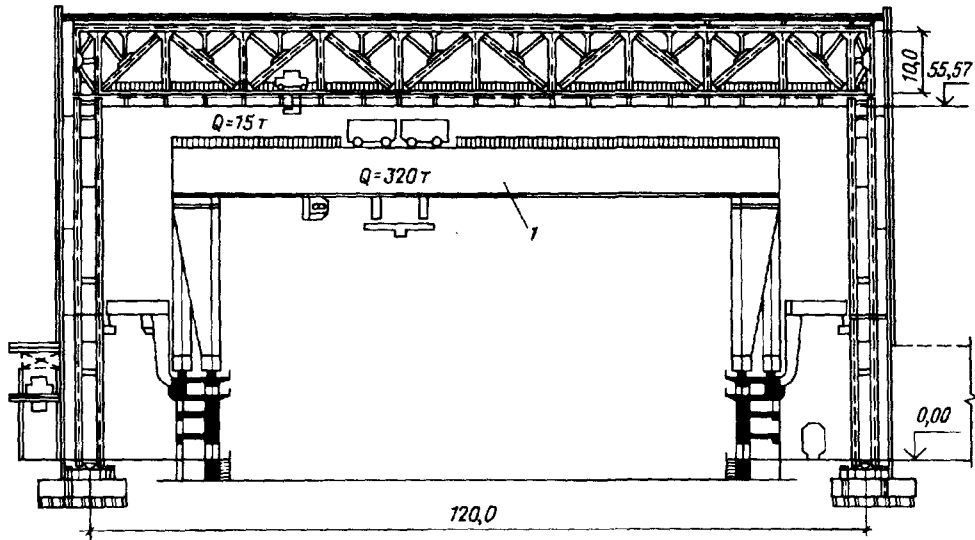


Рис. 15. Поперечный разрез сборочного цеха пролетом 120 м
1 — порталный кран

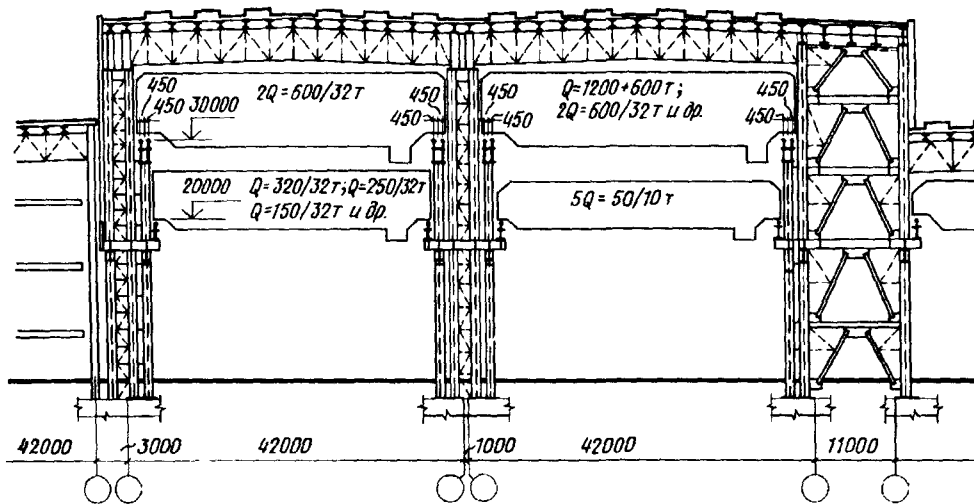


Рис. 16. Разрез каркаса здания Атоммаша со сверхтяжелыми кранами

сотные сооружения связи (рис. 17), опоры электропередачи, а также конструкции общественных зданий.

Из общественных сооружений выделяются павильоны Советского Союза на международных выставках в Брюсселе (рис. 18) и Монреале (рис. 19), павильон Космоса на бывш. ВДНХ в Москве (рис. 20), перекрытие Дворца спорта в Лужниках и др. Уникальные большепролетные спортивные соору-

Рис. 17. Телевизионная башня в Киеве

жения с несущими металлическими конструкциями разнообразной и оригинальной конструктивной формы 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 и в ряде случаев приводил к перерасходу материалов; взамен его был разработан метод расчета конструкций по предельным состояниям.

В 1950-х г. 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

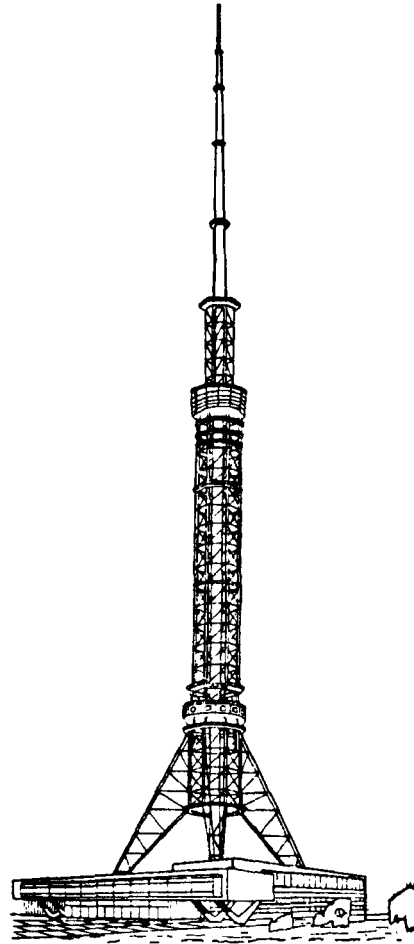
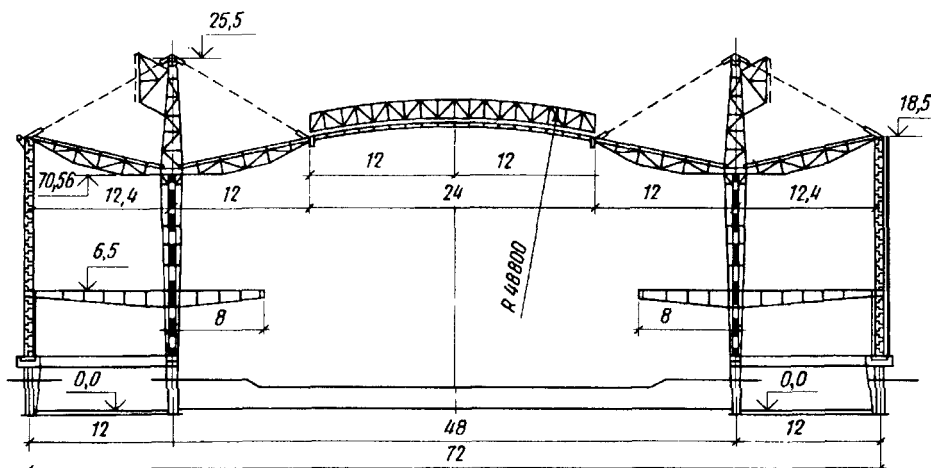


Рис. 18. Павильон СССР на Всемирной выставке в Брюсселе (1958)



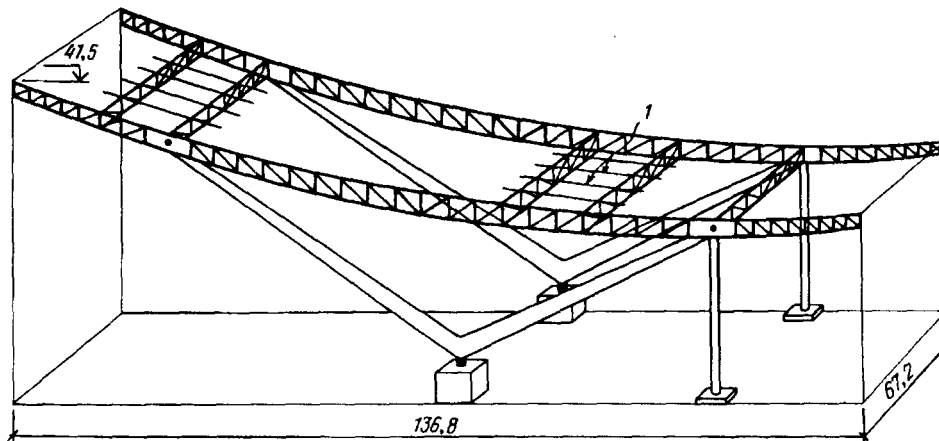


Рис. 19. Конструкция выставочного павильона СССР в Монреале (1967)

1 — прогоны

ЭВМ позволяет проектировщику в короткие сроки найти 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 профессора 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.

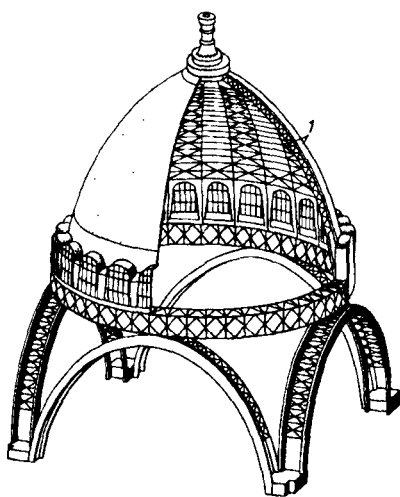


Рис. 20. Купол выставочного павильона на ВДНХ в Москве

1 — ребра

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 сварщиков.

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 Европе¹. Первый чугунный мост пролетом 30,6 м был построен в Англии 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 висячих мостов, имевших существенно больший пролет, чем чугунные. Так, цепной мост через Менейский пролив в Англии, 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 Англии и имевший пролеты 71,9+2x140+71,9 м (рис. 21).

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

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

В 1882—1891 гг. в Англии 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. 22, справа).

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

¹Щусев П.В. Мосты и их архитектура. — М.: ГИЛ по стр-ву и архитектуре, 1953.

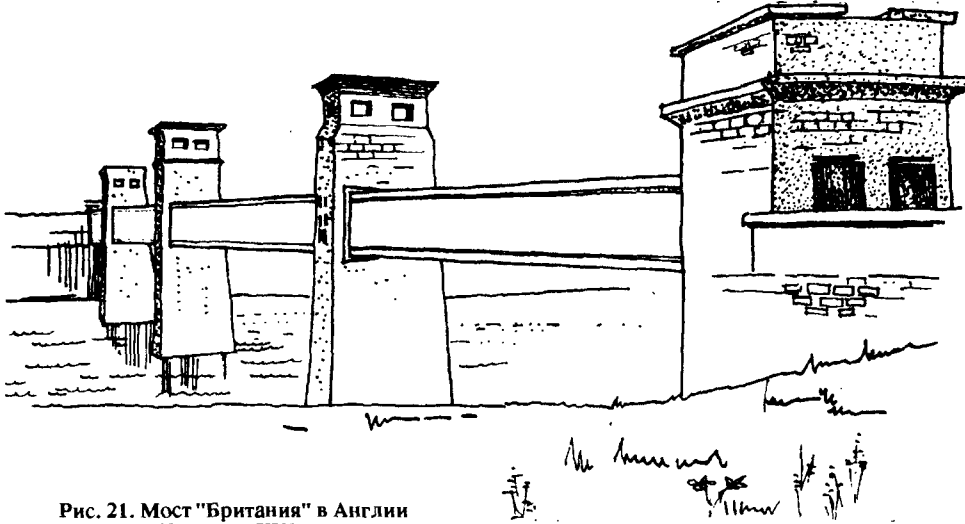


Рис. 21. Мост "Британия" в Англии
(40-е годы XIX в.)

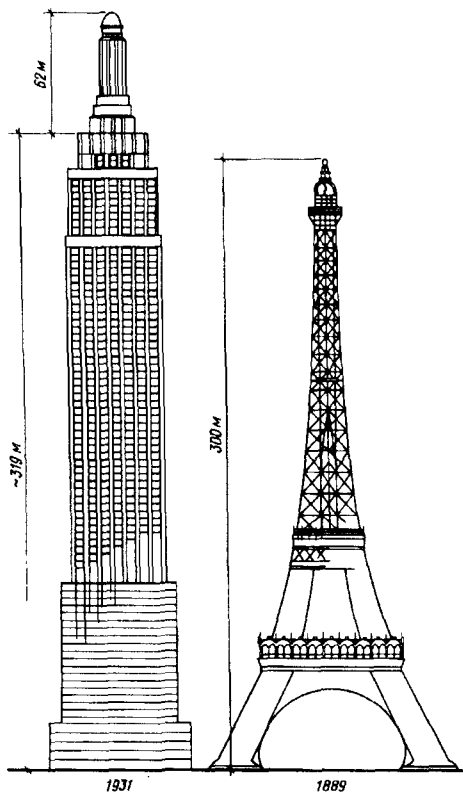


Рис. 22. "Эмпайр Стейт билдинг" в Нью-Йорке (1931) и Эйфелева башня в Париже (1889)

В Америке с конца прошлого века 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. 22, слева). 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. 23) 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. 24). Этот пролет оставался долгое время самым большим в мире, и только в последние годы постройка моста "Хамбер" в Великобритании со средним пролетом 1410 м сделало мост в Сан-Франциско рядовым мостом США.

Развитие промышленности и гражданского строительства в конце прошлого и в текущем столетии привело к появлению огромного разнообразия

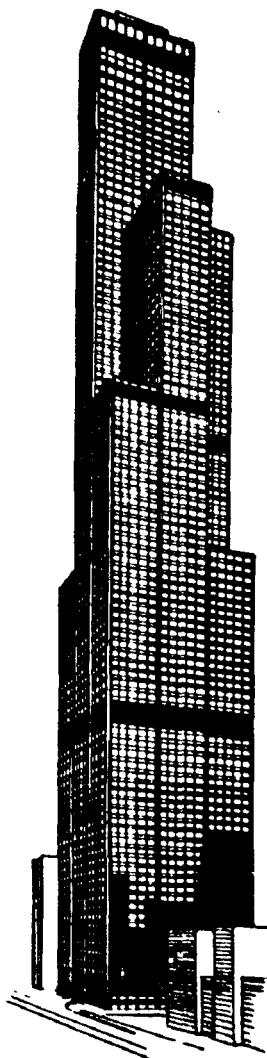


Рис. 23. Здание "Сиярс"
в Чикаго

разия 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 (см. гл. 16).

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.

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 и непрерывно возрастает. Базой для удовлетворения этой потребности являются большой объем производимой в стране стали, заводы металлических конструкций и специализированные монтажные организации, оснащенные современной техникой, специализированные проектные организации и научно-исследовательские институты.

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

1. *Промышленные здания.* Конструкции одноэтажных промышленных зданий выполняются в виде цельнометаллических (рис. 25) или смешанных каркасов, в которых по железобетонным колоннам устанавливаются металлические конструкции покрытия здания ("шатер") и подкрановые пути. Цельнометаллические

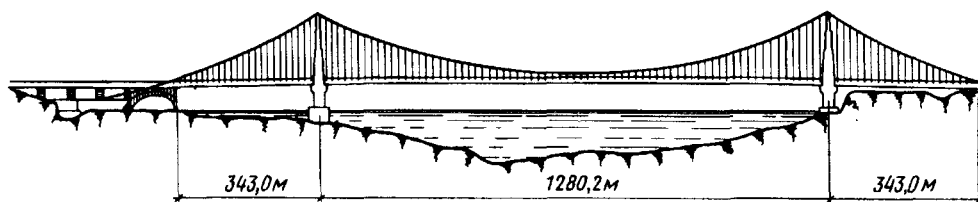


Рис. 24. Мост "Золотые ворота" в Сан-Франциско (1937)

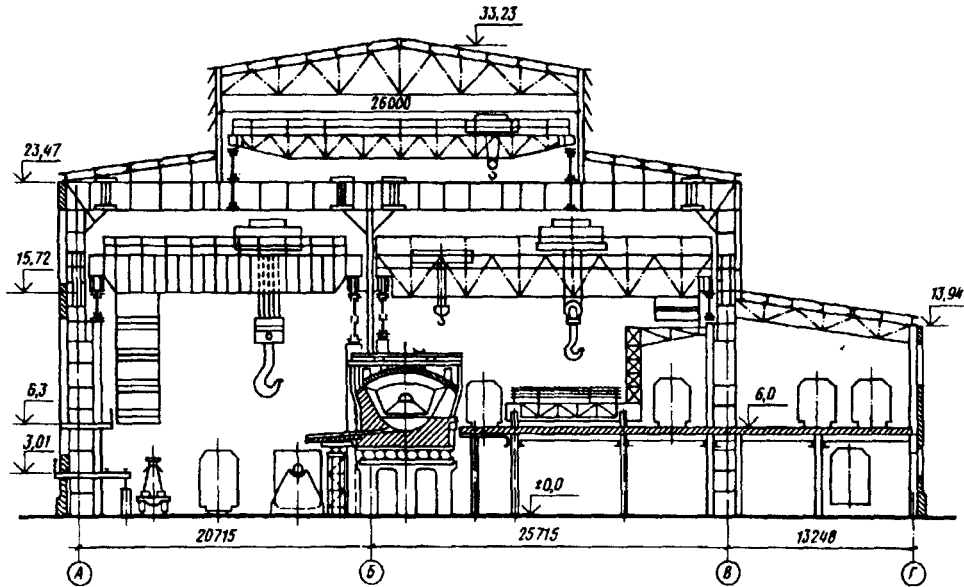


Рис. 25. Мартеновский цех завода "Запорожсталь"

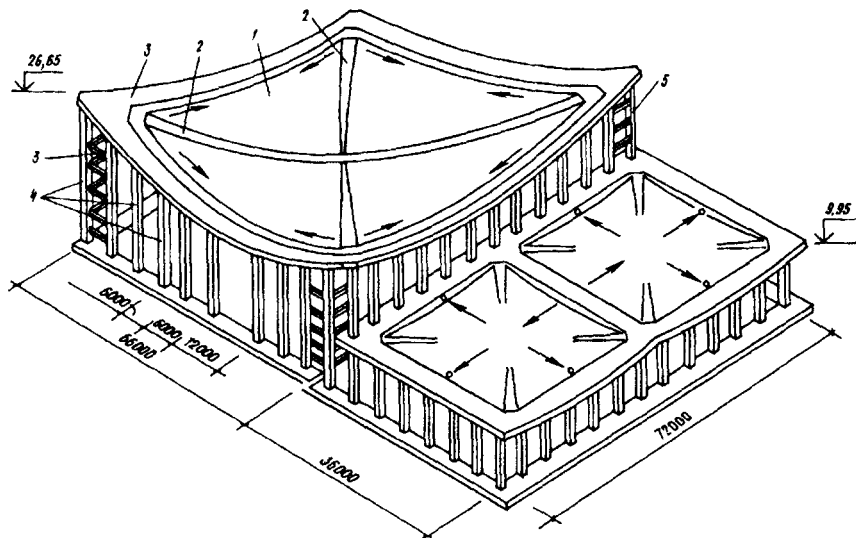


Рис. 26. Схема покрытия Олимпийского спорткомплекса в Измайлове

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

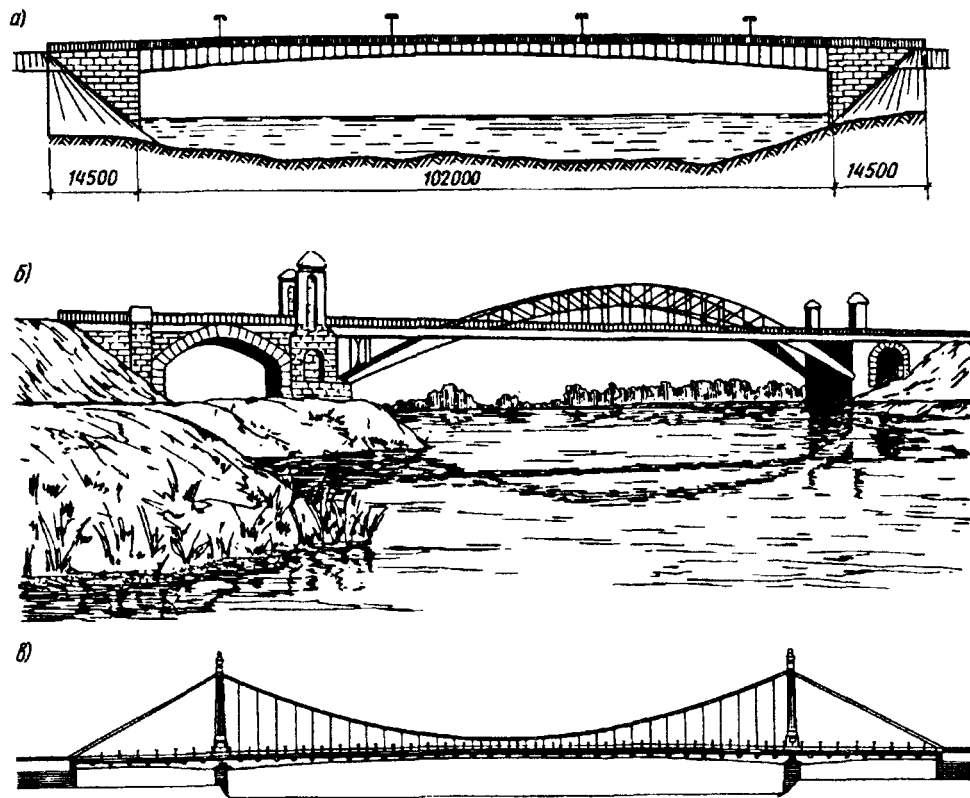


Рис. 27. Конструкции балочного (а), арочного (б) и висячего (в) мостов

2. *Большепролетные покрытия зданий.* Здания общественного назначения — спортивные сооружения (рис. 26), рынки, выставочные павильоны, театры и некоторые здания производственного характера (ангары, авиасборочные цехи, 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.

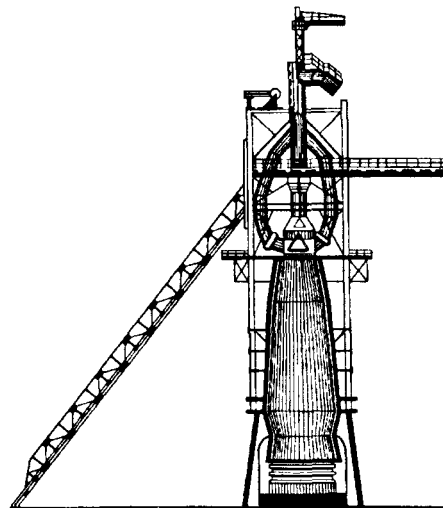


Рис. 28. Конструкции доменного цеха

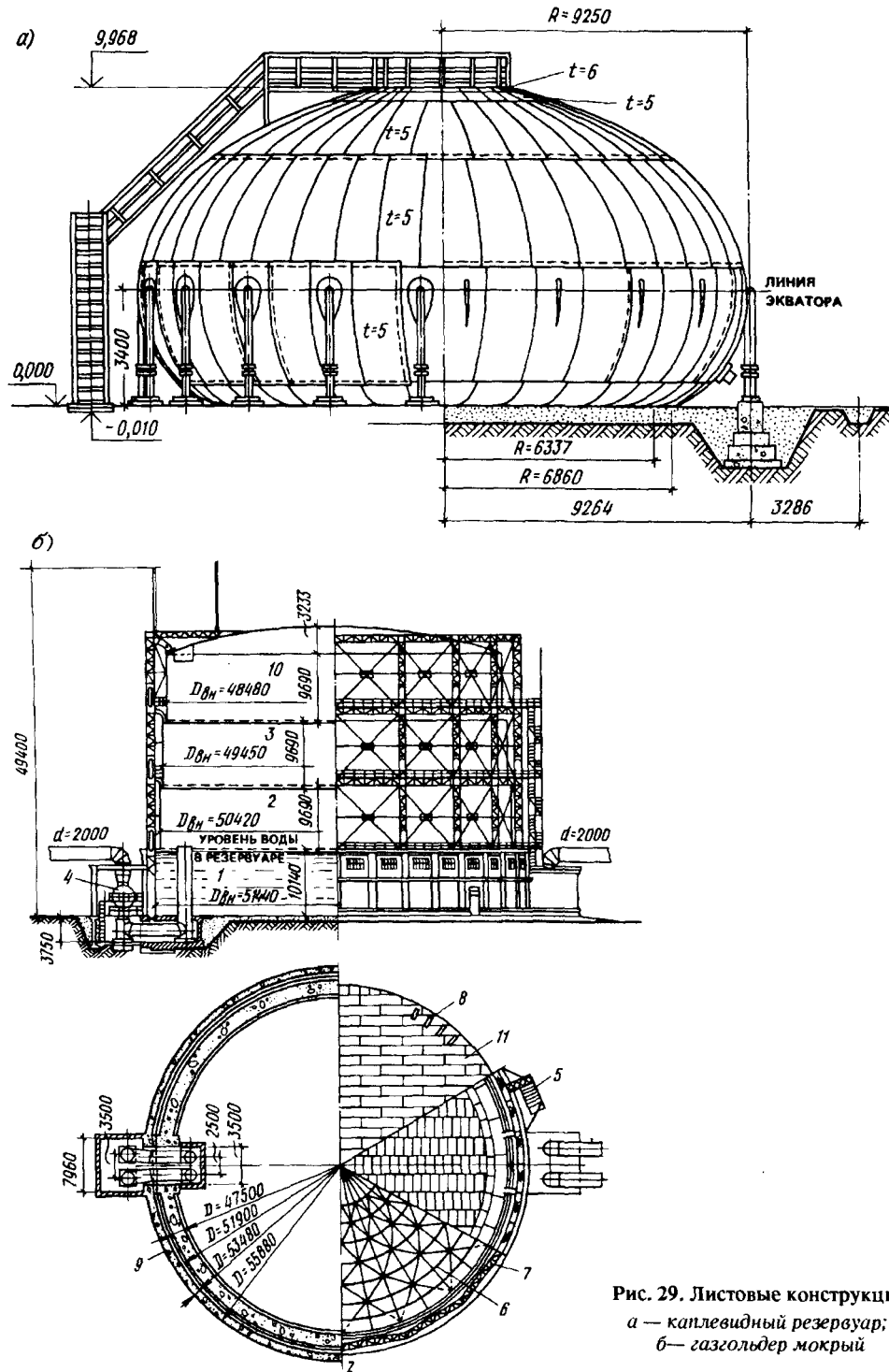


Рис. 29. Листовые конструкции
 а — каплевидный резервуар;
 б — газгольдер мокрый

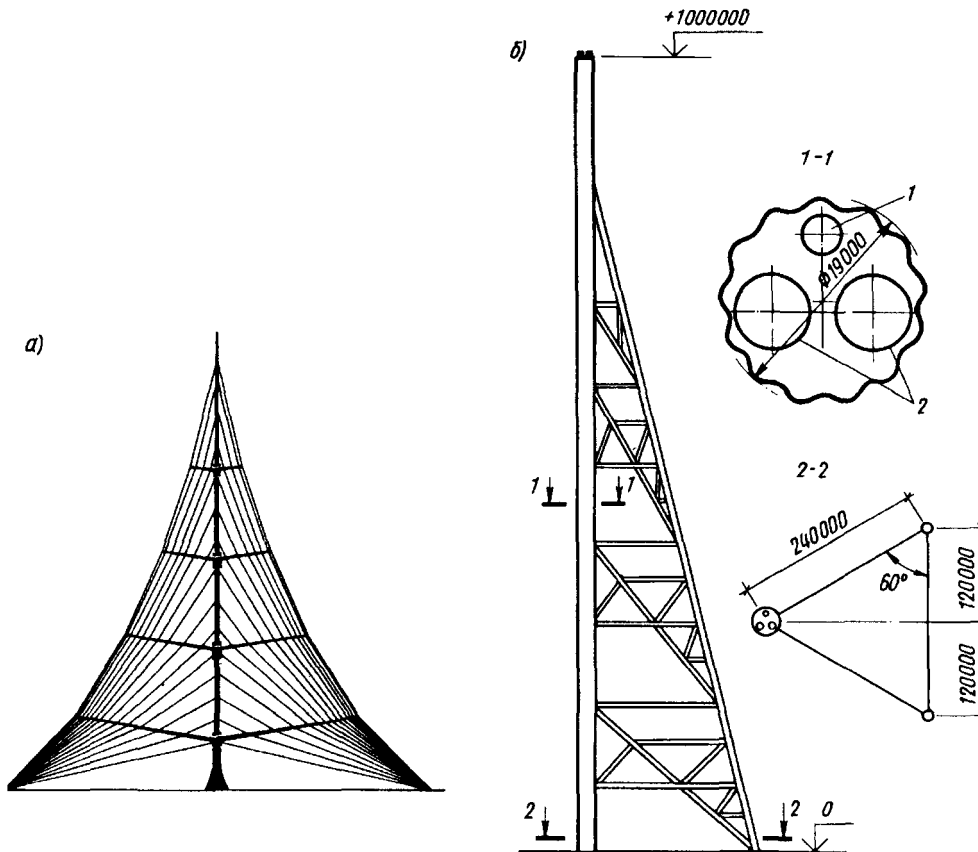


Рис. 30. Высотные сооружения

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

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. 27), комбинированную.

4. Листовые конструкции в виде резервуаров, газгольдеров, бункеров, трубопроводов большого диаметра и различных сооружений доменного комплекса (рис. 28), химического производства и нефтепереработки используются весьма широко в связи со значительным развитием в нашей стране металлургии, нефтяной, газовой и химической промышленности.

Листовые конструкции являются тонкостенными оболочками различной формы (рис. 29) и 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.

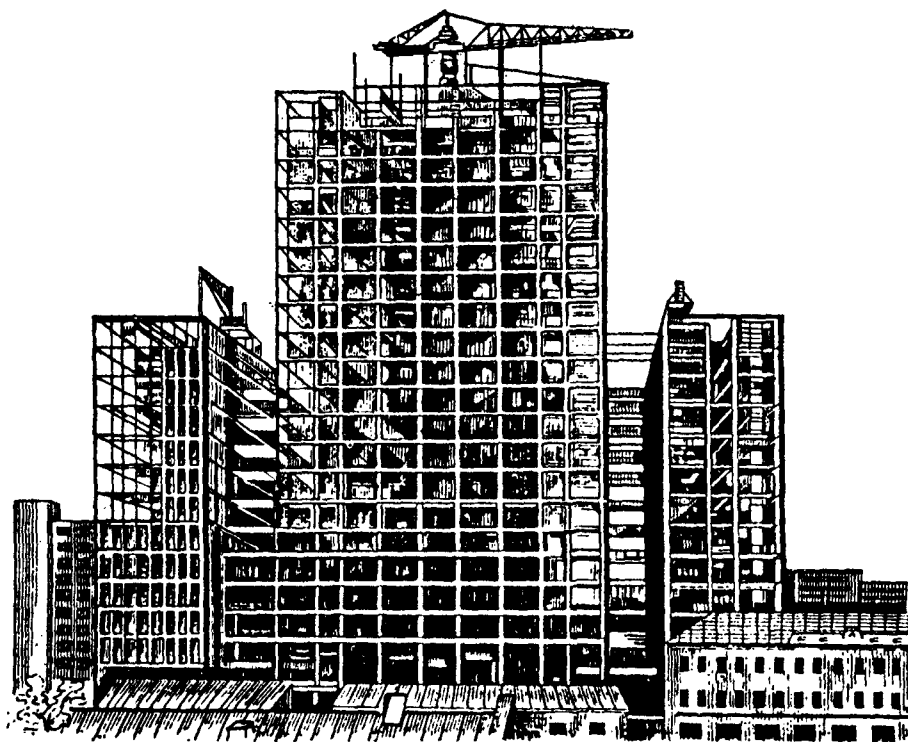


Рис. 31. Стальной каркас многоэтажного здания

5. Башни и мачты применяются для радио и телевидения (рис. 30) 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. 31) 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 вес. Сюда относятся всевозможные металлические конструкции мостовых, башенных, козловых кранов и кранов-перегрузателей, конструкции крупных экскаваторов и разнообразных строительных машин, затворы и ворота гидротехнических сооружений, конструкции отвалов мостов.

8. Прочие конструкции, к которым в первую очередь можно отнести конструкции промышленности по использованию атомной энергии в мирных целях, разнообразные конструкции радиотелескопов для космической и радиосвязи (рис. 32), стационарные платформы для разведки и добычи газа и нефти в море (рис. 33) и многие другие.

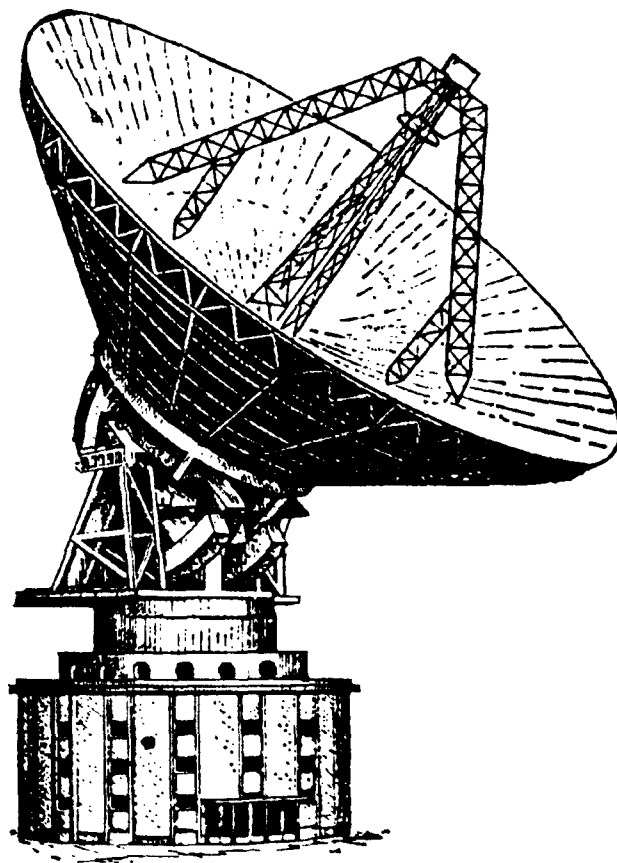


Рис. 32. Радиотелескоп диаметром 64 м

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 komponуются разнообразные конструктивные формы.

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 металлических конструкций обеспечивается близким совпадением их действительной работы (распределение напряжений и деформаций)

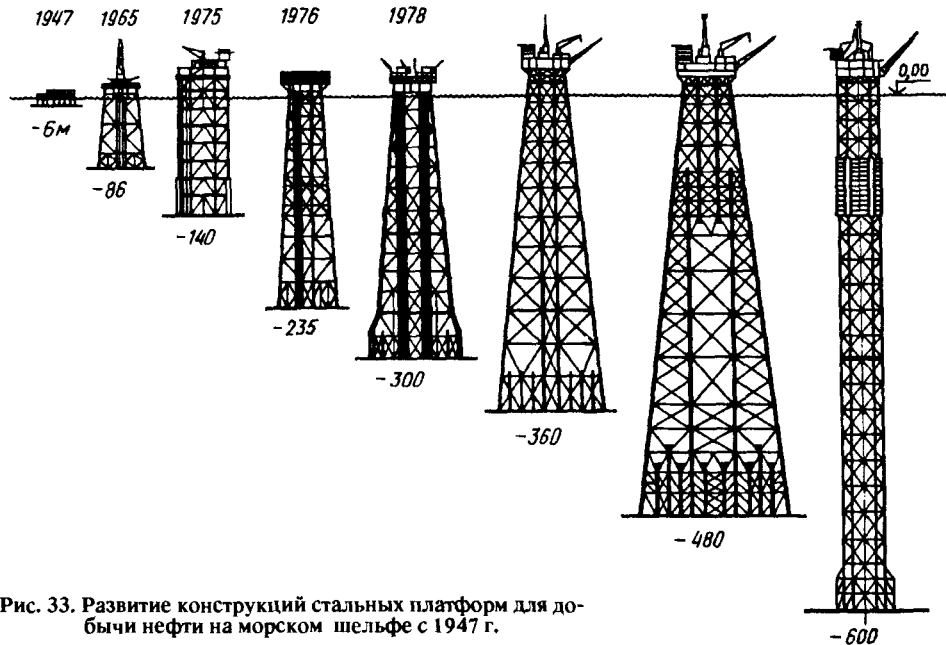


Рис. 33. Развитие конструкций стальных платформ для добычи нефти на морском шельфе с 1947 г.

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 изготавливаемых в настоящее время несущих конструкций (железобетонные, каменные, деревянные) металлические конструкции являются самыми легкими.

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 $C = 3,7 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}$, для высокопрочной стали $C = 1,7 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}$, для дюралюмина марки Д16-Т $C = 1,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}$, для бетона марки М300 $C = 1,85 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$, для дерева $C = 5,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}$.

Индустриальность. Металлические конструкции в основном изготавливаются 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.

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°C начинает уменьшаться модуль упругости, а при $t = 600^{\circ}\text{C}$ сталь полностью переходит в пластическое состояние. Алюминиевые сплавы переходят в пластическое состояние уже при $t = 300^{\circ}\text{C}$. Поэтому металлические конструкции зданий, опасные 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.

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

Транспортабельность. 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.

Долговечность конструкции определяется сроками ее физического и морального износа. Физический износ металлических конструкций связан глав-

ным 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: применения в строительных конструкциях низколегированных и высокопрочных сталей, использования наиболее экономичных прокатных и гнутых профилей, изыскания и внедрения в строительство современных эффективных конструктивных форм и систем (пространственных, предварительно напряженных, висячих, трубчатых и т.п.), совершенствования методов расчета и изыскания оптимальных конструктивных решений с использованием электронно-вычислительной техники.

По всем этим направлениям в нашей стране ведется большая исследовательская работа, что позволяет систематически уменьшать удельные затраты металла (на 1 м² площади здания, на единицу выпускаемой продукции и т.п.).

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

Типизация металлических конструкций получила у нас 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 сопряжений. 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 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 спе-

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

Для строительных металлических конструкций используется в основном прокатная 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 прошлом веке. В настоящее время из чугуна делаются тубинги метро. Применяется он иногда в литых деталях опор тяжелых конструкций.

1.1. Требуемые свойства металлов и методы их оценки

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 пластичной 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 $\sigma_{0,2}$, т.е. такое напряжение, при котором остаточное относительное удлинение достигает 0,2%.

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 испытаний¹.

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 $\delta_{\text{равн}}$ и локального удлинения в зоне шейки $\delta_{\text{лок}}$. Последнее зависит от размеров и формы образца, наличия местных дефектов и других случайных факторов, поэтому более показательной характеристикой пластичности является равномерное относительное удлинение $\delta_{\text{равн}}$. Мерой пластичности может служить также относительное сужение при разрыве

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

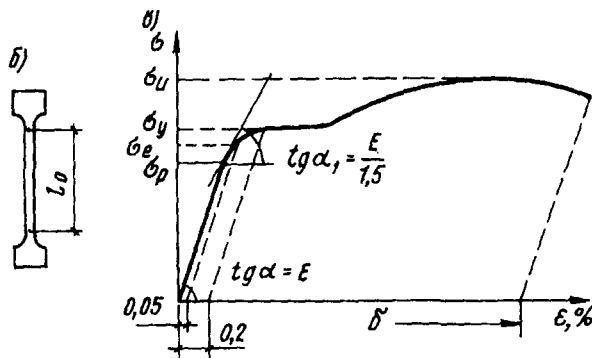
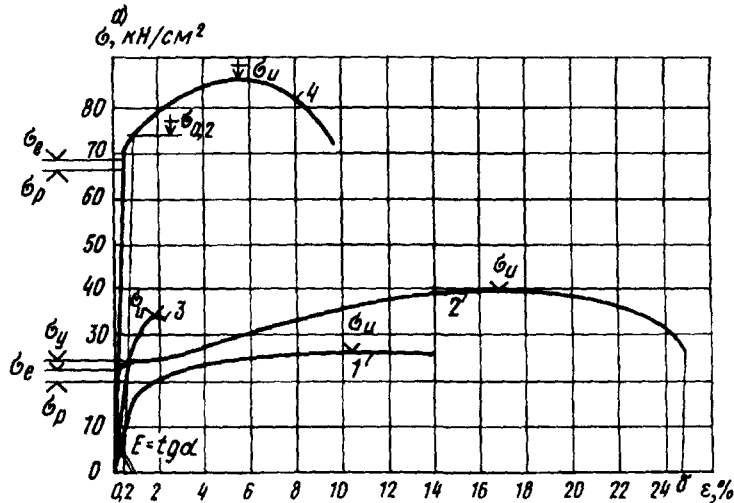


Рис. 1.1. К определению механических характеристик металла
 а — диаграммы растяжения металлов; б — образец для испытания на растяжение; в — к определению предела пропорциональности и предела упругости; 1 — алюминиевый сплав АМгб; 2 — низкоуглеродистая сталь; 3 — чугун; 4 — высокопрочная сталь 12ГН2МФАЮ

$$\Psi = \frac{A - A_0}{A} 100\%,$$

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

Упругие свойства материала определяются модулем упругости $E = \text{tg } \alpha$, 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.

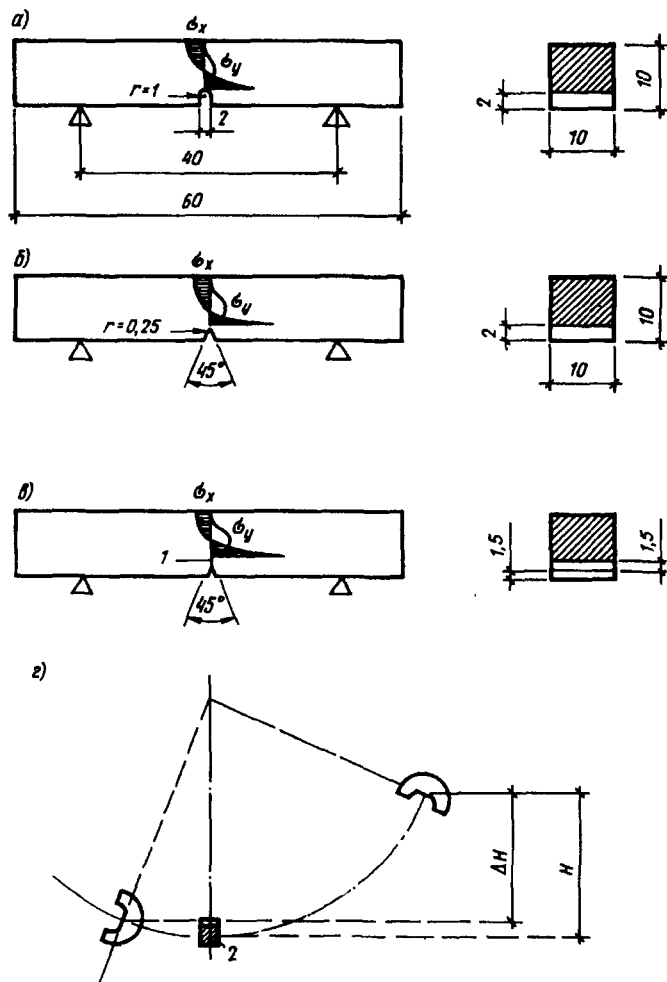
Несколько ниже σ_e находится предел пропорциональности σ_p — напряжение, до которого материал работает линейно по закону Гука

$$\sigma = E \epsilon. \quad (1.1)$$

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 $E = \text{tg } \alpha$ уменьшается в 1,5 раза, а предел упругости — на

Рис. 1.2. Типы образцов для испытаний на ударную вязкость

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



пряжениям, при которых относительная деформация составляет 0,05% (см. 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 $KС$ определяется затраченной на разрушение образца работой, отнесенной к площади поперечного сечения, и измеряется в $\text{Дж}/\text{см}^2$.

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. п. 1.2.1). Для ужесточения условий испытаний и повышения концентрации напряжений в образцах делают надрез (U- или V-образный) или трещину. В местах надреза на-

пряжения 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 кристаллическим изломом — хрупкую. Чем более пластичен материал, тем больше пластическая составляющая. Качественной характеристикой состояния материала служит процент волокнистости в изломе $B, \%$.

Помимо испытаний на ударную вязкость для оценки склонности металла к хрупкому разрушению используются и другие методы¹.

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 проб².

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 в мм/год.

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. п. 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 и т.д., 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.

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

²Технология металлов и сварка / Под ред. П.И. Полухина. — М.: Высшая школа, 1977.

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°C.

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.

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.

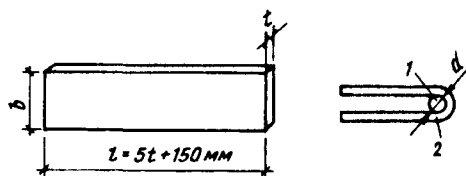


Рис. 1.3. Образец для испытаний на холодный изгиб

1 — оправка; 2 — образец

Т а б л и ц а 1.1. Физические характеристики материалов, применяемых для металлических конструкций

Характеристики	Условные обозначения	Прокатная сталь	Алюминиевые сплавы	Чугун
Объемный вес (плотность)	γ , кН/см ³ (ρ , кг/м ³)	$7,85 \cdot 10^{-5}$ ($7,85 \cdot 10^3$)	$2,7 \cdot 10^{-5}$ ($2,7 \cdot 10^3$)	$7,2 \cdot 10^{-5}$ ($7,2 \cdot 10^3$)
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	$0,81 \cdot 10^4$	$0,27 \cdot 10^4$	—
Коэффициент поперечной деформации (при упругой работе материала)	ν	0,3	0,3	—

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 упорядоченно 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 по-разному 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°C , при твердении образуются кристаллы чистого железа — феррита, так называемого δ -железа с объемно-центрированной решеткой (рис. 1.4,а); при температуре 1490°C происходит перекристаллизация, и δ -железо переходит в γ -железо с гранецентрированной решеткой (рис. 1.4,б). При температуре 910°C 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°C . При остывании образуется твердый раствор углерода в γ -железе, называемый аустенитом, в котором атомы углерода располагаются в центре ГЦК решетки. При температуре ниже 910°C начинается распад аустенита. Образующееся α -железо с ОЦК решеткой (феррит) плохо растворяет углерод. По мере выделения феррита аустенит обогащается углеродом и при температуре 723°C 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).

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

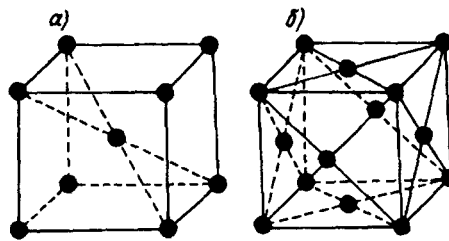


Рис. 1.4. Кубическая кристаллическая решетка
а — объемно-центрированная; б — гранецентрированная

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 нагреве 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 к 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. нагрев до температуры, при которой происходит желательное структурное превращение, выдержка при этой температуре в течение необходимого времени и затем медленное остывание¹.

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 и режимы прокатки и термообработки, можно изменить структуру и получить сталь с заданными прочностными и другими свойствами.

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

Повышение прочности стали достигается легированием и термической обработкой.

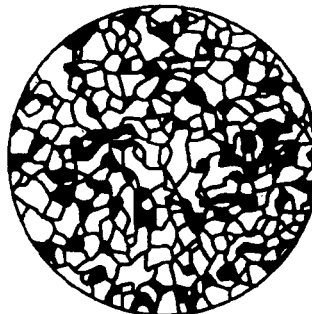


Рис. 1.5. Микроструктура низкоуглеродистой стали

¹Технология металлов и сварка. — М.: Высшая школа, 1977.

По химическому составу стали подразделяются на углеродистые и легированные. Углеродистые стали обыкновенного качества состоят из железа и углерода с некоторой добавкой кремния (или алюминия) и марганца. Прочие добавки специально не вводятся и могут попасть в сталь из руды (медь, хром и т.д.).

У г л е р о д (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).

К р е м н и й 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.

М а р г а н е ц повышает прочность, является хорошим раскислителем и, соединяясь с серой, снижает ее вредное влияние. При содержании марганца более 1,5% сталь становится хрупкой.

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

Х р о м и н и к е л ь повышают прочность стали без снижения пластичности и улучшают ее коррозионную стойкость.

А л ю м и н и й хорошо раскисляет сталь, нейтрализует вредное влияние фосфора, повышает ударную вязкость.

В а н а д и й и м о л и б д е н увеличивают прочность почти без снижения пластичности и предотвращают разупрочнение термообработанной стали при сварке.

А з о т 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.

Ф о с ф о р 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.

С е р а вследствие образования легкоплавкого сернистого железа делает сталь красноломкой (склонной к образованию трещин при температуре 800—

¹В скобках указано условное обозначение элемента.

1000°C). 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. К и с л о р о д действует подобно сере, но в более сильной степени, и повышает хрупкость стали. Несвязанный азот также снижает качество стали. В о д о р о д 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 ухудшению 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 поддувкой кислородом сверху. 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 к и п я щ и м и, п о л у с п о к о й н ы м и и с п о к о й н ы м и.

Нераскисленные стали кипят при разливке в изложницы вследствие выделения газов; такая сталь носит название кипящей 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), и 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 вре-

менному 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 спокойными. 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.

Полуспокойная 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.

1.2.2. Нормирование сталей. Основным стандартом, регламентирующим характеристики сталей для строительных металлических конструкций, является ГОСТ 27772—88. Согласно ГОСТу фасонный прокат изготавливают из сталей¹ 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, листовая 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

¹Буква "С" означает "сталь строительная", цифра показывает значение предела текучести в МПа, буква "К" — вариант химического состава.

Т а б л и ц а 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
C235	0,22	≤ 0,6	≤ 0,05	0,05	0,04	0,3	—	—
C245, C275	0,22	≤ 0,65	0,05—0,15	0,05	0,04	0,3	—	—
C255, C285	0,22	≤ 0,65	0,15—0,3	0,05	0,04	0,3	—	—
	0,22	0,8—1,1	0,05—0,15					
	0,2	0,8—1,1	0,15—0,3					
C345, C375	0,15	1,3—1,7	≤ 0,8	0,04	0,035	0,3	—	—
C390	0,18	1,20—1,6	≤ 0,6	0,04	0,035	0,4	0,07—0,12	Азот 0,015— 0,025
C440	0,2	1,3—1,7	≤ 0,6	0,04	0,035	0,4	0,08—0,14	Азот 0,015— 0,025
C590	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

Т а б л и ц а 1.3. Механические характеристики сталей по ГОСТ 27772—88

Сталь	Механические характеристики			Ударная вязкость KCU Дж/см ²				Марка-аналог по другим стандартам
	σ_y , кН/см ²	σ_u , кН/см ²	δ_5 , %	$t = -20^\circ\text{C}$	$t = -40^\circ\text{C}$	$t = -70^\circ\text{C}$	после механического старения	
C235	22,5—23,5	36	25—26	—	—	—	—	Вст3кп2
C245	23,5—24,5	37	24—25	—	—	—	28	Вст3пс6
C255	23,5—25,5	37—38	24—26	29	—	—	29	Вст3сп-5, Вст3Гпс5
C275	26,5—27,5	37—39	23—24	—	—	—	29	Вст3пс6-2
C285	26,5—28,5	38—40	23—24	29	—	—	29	Вст3сп5-2, Вст3Гпс5-2
C345(T)	30,5—34,5	46—49	21	—	34	29	29	09Г2С, 14Г2, 12Г2С, ВстГпс
C345	33,5—37,5	48—51	20—21	—	34	29	29	10Г2С1, 15ХСНД, 10ХСНД
C390	39	54	20	—	—	29	—	14Г2АФ, 10Г2С1г.о, 10ХСНД
C440	41—44	57—59	20	—	—	29	—	16Г2АФ
C590	59	68,5	14	—	34	—	—	12Г2СМФ

четырёх 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.

Т а б л и ц а 1.4. Нормируемые характеристики сталей по категориям

Нормируемая характеристика	Категория			
	1	2	3	4
Ударная вязкость при $t = -40^{\circ}\text{C}$	+	—	+	—
То же, при $t = -70^{\circ}\text{C}$	—	+	—	+
То же, после механического старения	—	—	+	+

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 повторные испытания на удвоенном числе образцов. Если и повторные испытания показали неудовлет-

ворительные результаты, то партия бракуется.

Оценку свариваемости стали проводят по углеродному эквиваленту:

$$C_3 = C + \frac{\text{Mn}}{6} + \frac{\text{Si}}{24} + \frac{\text{Cr}}{5} + \frac{\text{Ni}}{40} + \frac{\text{Cu}}{13} + \frac{\text{V}}{14} + \frac{\text{P}}{2}, \quad (1.2)$$

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

Если $C_3 \leq 0,4\%$, то сварка стали не вызывает затруднений, при $0,4\% < C_3 \leq 0,55\%$ сварка возможна, но требует принятия специальных мер по предотвращению возникновения трещины. При $C_3 > 0,55\%$ 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 изм. 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 $t = +20^{\circ}\text{C}$, 4 — при температуре -20°C , 5 — при температуре -20°C и после механического старения, 6 — после механического старения.

В строительстве в основном используются стали марок ВстЗкп2, ВстЗпсб и ВстЗсп5, а также сталь с повышенным содержанием марганца ВстЗГпс5.

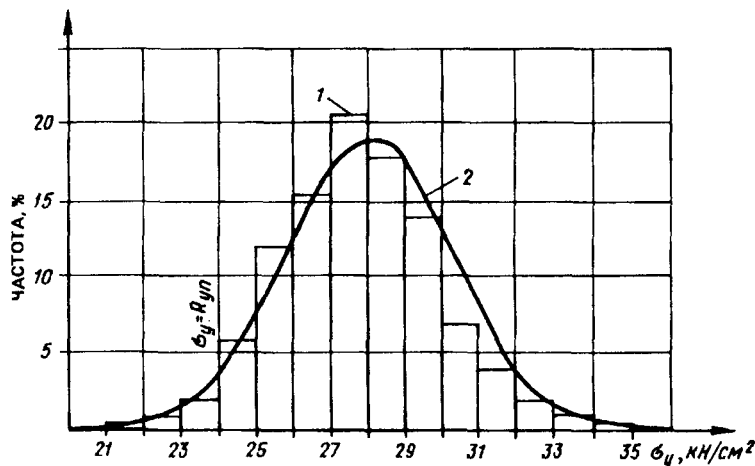


Рис. 1.6. Гистограмма (1) и кривая Гаусса (2) распределения предела текучести стали Вст3пс

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 испытаний на ударную вязкость. Для низколегированных сталей установлено 15 категорий, и испытания проводятся при температурах до -70°C . 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 распределений¹.

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

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

¹Вентцель 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.

$$\bar{x} = \frac{\sum_1^n x_i}{n}; \quad \hat{x} = \sqrt{\frac{\sum_1^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}},$$

где x_i — результат испытаний отдельного образца.

Из условия

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

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 ($\sigma_y < 29 \text{ кН/см}^2$). 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. Недостаткам низкоуглеродистых сталей является 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 ($29 \text{ кН/см}^2 \leq \sigma_y < 40 \text{ кН/см}^2$). 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 позволяет значительно повысить их сопротивление хрупкому разрушению.

Высокое значение ударной вязкости сохраняется при температуре -40°C 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 ($\sigma_y \geq 40 \text{ кН/см}^2$). 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 $\sigma_y > 50 \text{ кН/см}^2$), 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°C . 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 хладостойкостью, 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: $\sigma_u = 50 \text{ кН/см}^2$, $\sigma_y = 36 \text{ кН/см}^2$, $\delta_5 \geq 33\%$. 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°C .

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 разделены 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 загрузки.

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.

В четвертую группу включены 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 $\rho = 2,7 \text{ т/м}^3$, т.е. почти в три раза меньше плотности стали. Модуль продольной упругости алюминия $E = 71\ 000 \text{ МПа}$, модуль сдвига $G = 27\ 000 \text{ МПа}$, что примерно в три раза меньше, чем модуль продольной упругости и модуль сдвига стали.

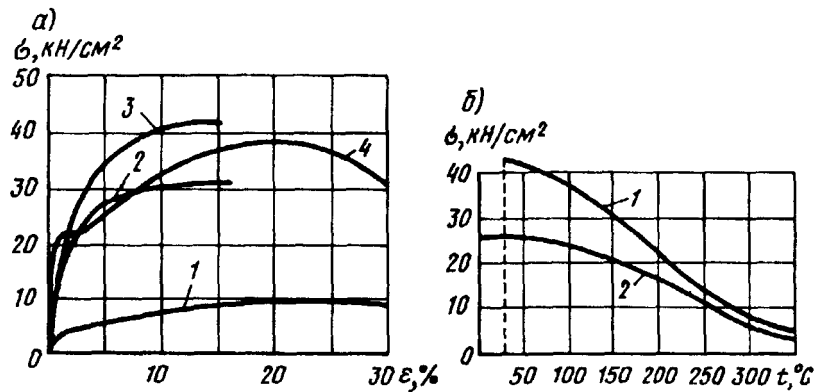


Рис. 1.7. Характеристика алюминиевых сплавов

а — диаграммы растяжения; 1 — чистый алюминий; 2 — сплав 19156; 3 — сплав 1915T1; 4 — сталь С245; б — зависимость временного сопротивления (1) и условного предела текучести (2) от температуры

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 низка: $\sigma_u = 6—7 \text{ кН/см}^2$, а условный предел текучести $\sigma_{02} = 2—3 \text{ кН/см}^2$. 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 алюминия 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 раза 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 $^{\circ}\text{C}$ 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 — полунангартованное; 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 рекомендуется всего семь:

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

термически упрочняемые сплавы: АДЗ1Т1; АДЗ1Т4 и АДЗ1Т5 (профили); 1915 и 1915Т; 1925 и 1925Т; 1935, 1935Т, АДЗ1Т (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 благоприятных 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

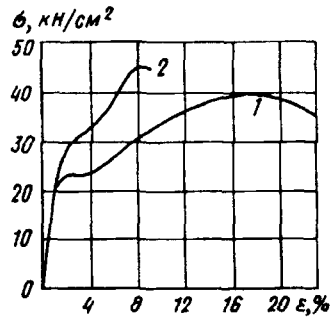


Рис. 1.8. Влияние старения на свойства стали
1 — сталь в исходном состоянии; 2 — сталь после старения

диффузии компонентов, а вследствие этого — к их выделению (термическое старение, дисперсионное твердение). Путем нагрева до невысокой температуры (150—200°C) 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 загрузки 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).

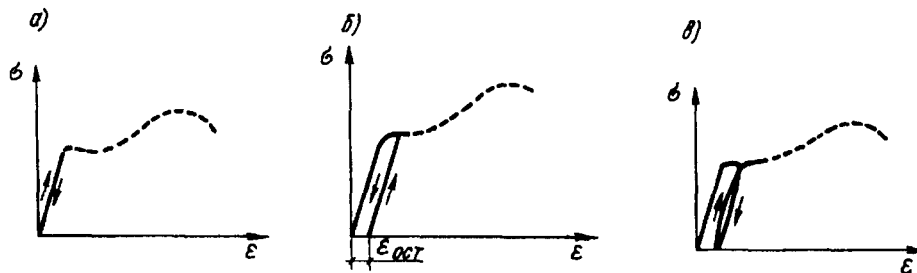


Рис. 1.9. Диаграммы деформирования стали при повторном нагружении
а — в пределах упругих деформаций; б — с перерывом (после "отдыха"); в — без перерыва

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

¹При повторном нагружении без "отдыха" диаграмма разгрузки и нагрузки имеет петлеобразный характер (рис. 1.9, в).

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 зонегиба металл получает наклеп.

1.3.3. Влияние температуры. Механические свойства стали при нагревании ее до температуры $t = 200\text{--}250^\circ\text{C}$ практически не меняются (рис. 1.10, а).

При температуре $250\text{--}300^\circ\text{C}$ 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.

Нагрев выше 400°C приводит к резкому падению предела текучести и временного сопротивления, а при $t = 600\text{--}650^\circ\text{C}$ 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 становится 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 ($30\text{--}40 \text{ Дж/см}^2$).

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).

Наиболее склонны к хрупкому разрушению кипящие стали. Порог хладноломкости стали С235 (СтЗкп) лежит в интервале от 0 до -10°C ; для спокойной стали С255 (СтЗсп) переход в хрупкое состояние происходит при

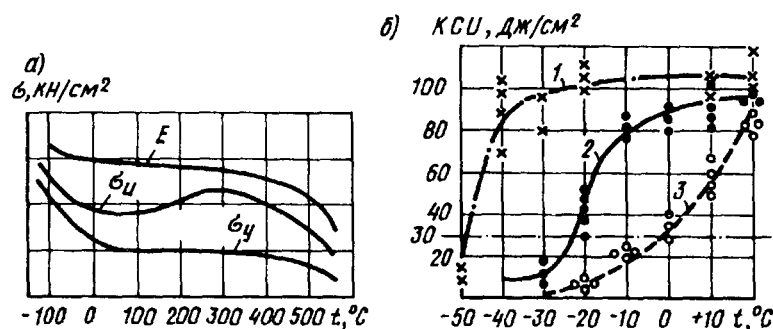


Рис. 1.10. Влияние температуры на свойства стали
1 — сталь 10Г2С1; 2 — сталь С235; 3 — сталь С255

$t = -20 \dots -30^\circ\text{C}$. Низколегированные стали имеют порог хладноломкости -40°C 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 удастся 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 .

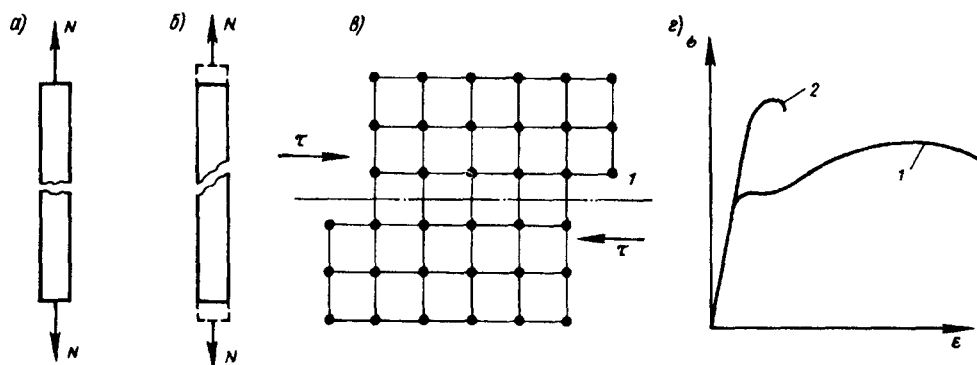


Рис. 1.11. Виды разрушения

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

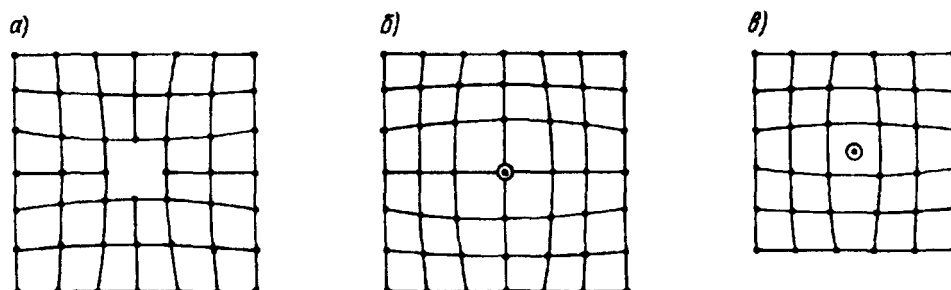


Рис. 1.12. Точечные дефекты кристаллической структуры
a — вакансия; *b* — атом замещения; *в* — атом внедрения

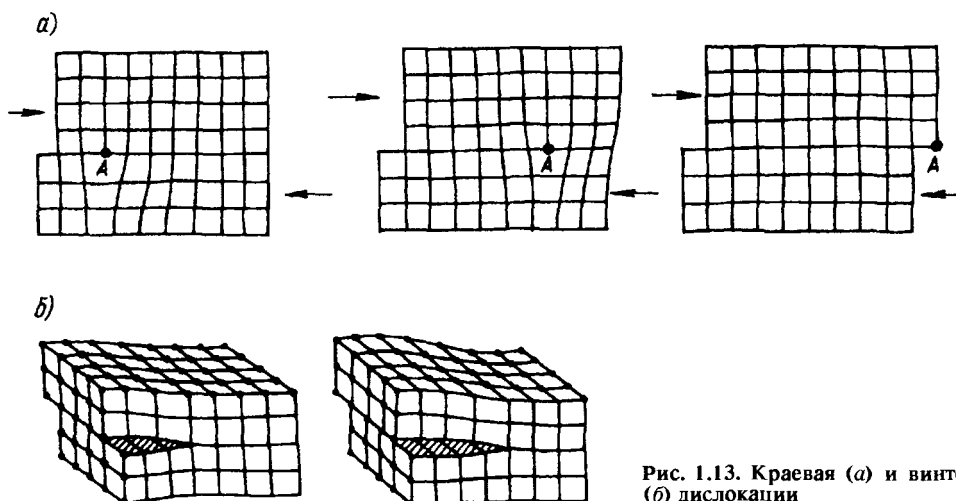


Рис. 1.13. Краевая (*a*) и винтовая (*б*) дислокации

Расхождение между теоретической и реальной прочностью объясняется несовершенствами (дефектами) кристаллической структуры¹.

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,*a*), 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,*a*) и винтовые (рис. 1.13,*б*) дислокации.

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

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

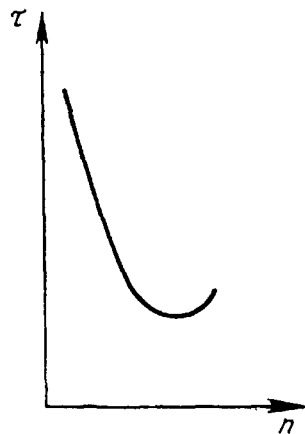


Рис. 1.14. Зависимость напряжений сдвига от плотности дислокаций

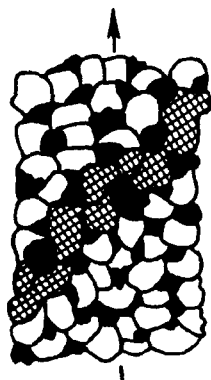


Рис. 1.15. Микроструктура стали в месте прохождения плоскости сдвига

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 дислокаций 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 главных касательных напряжений, на которых большинство кристаллов ориентировано бла-

гоприятно 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 упругом 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 и 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. 1.11,2.

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).

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

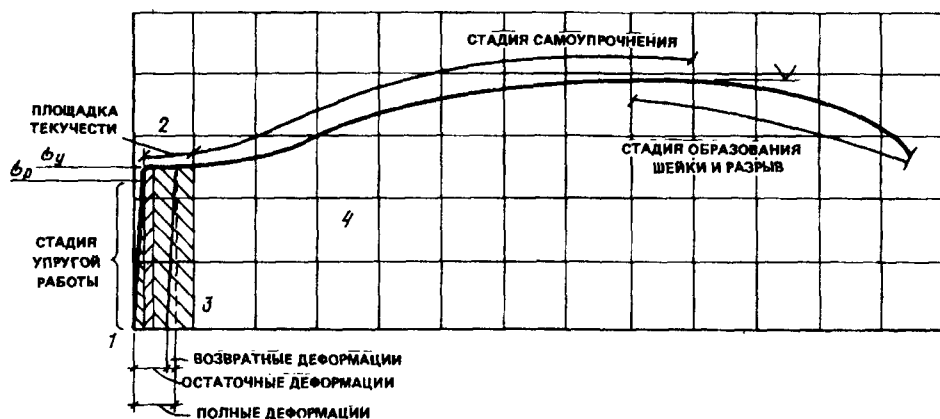


Рис. 1.16. Диаграмма растяжения стали и образование шейки

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, и 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 межзатомного 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, и они также не имеют площадки текучести. Условный предел текучести для таких сталей устанавливается по остаточному удлинению, равному 0,2%.

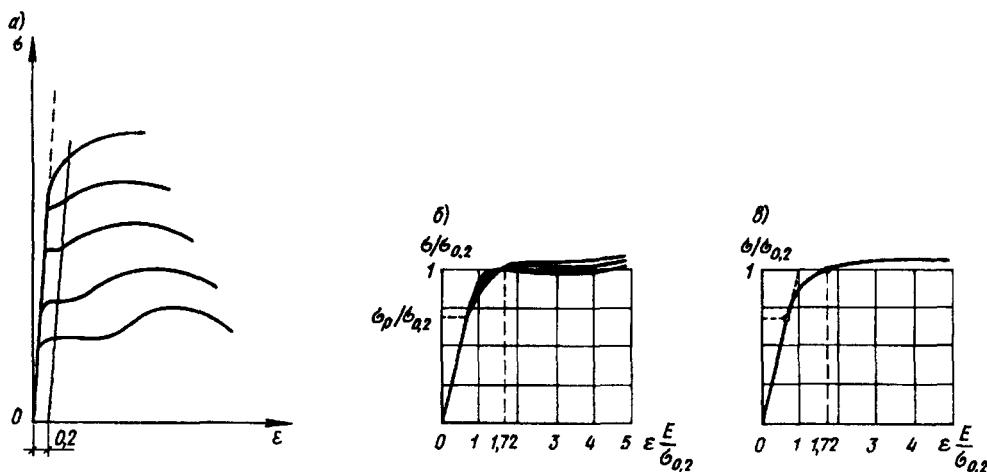


Рис. 1.17. Унификация диаграмм работы сталей

Помимо основных характеристик σ_y , σ_u , σ^s , 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 ($\sigma_{0.2}/\sigma_u \approx 0,8—0,9$), 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°C) сопротивление малым пластическим деформациям падает и σ_p/σ_y может понизиться до 0,5. Это следует учитывать при проверке устойчивости конструкций из этих сталей.

Диаграммы работы разных сталей при растяжении существенно различаются (рис. 1.17,а) по значениям параметров. Если же построить эти диаграммы в относительных координатах $\sigma/\sigma_{0.2}$ и $\epsilon/\epsilon_{0.2}$, где $\sigma_{0.2}$ и $\epsilon_{0.2}$ — 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 $\sigma — \epsilon$ без большой

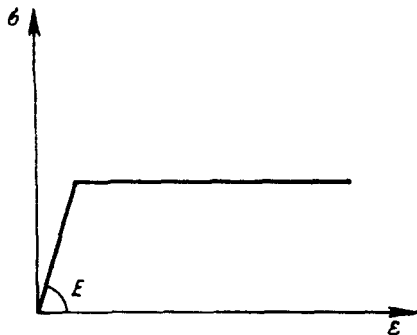


Рис. 1.18. Идеализированная диаграмма работы стали

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.

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

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 прочности¹.

Исследования показывают, что переход стали из упругого состояния в пластическое может быть достаточно близко описан как третьей теорией прочности — теорией касательных напряжений, так и четвертой теорией — энергетической (см. п. 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 , и напряженное состояние будет объемным.

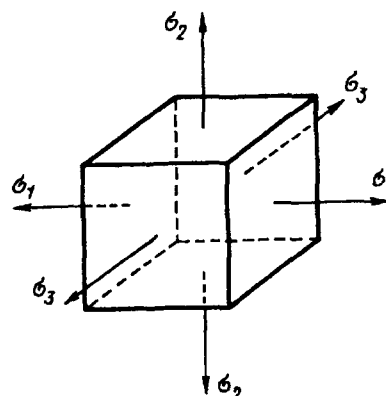


Рис. 1.19. Схема нагружения при сложном напряженном состоянии

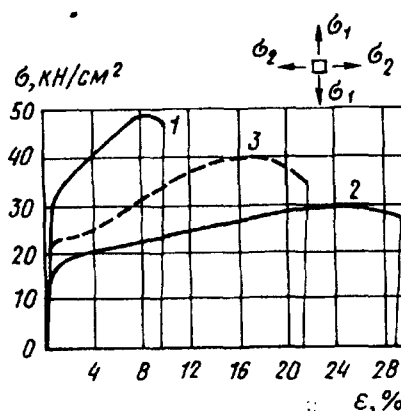


Рис. 1.20. Диаграммы работы стали при сложном напряженном состоянии

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

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

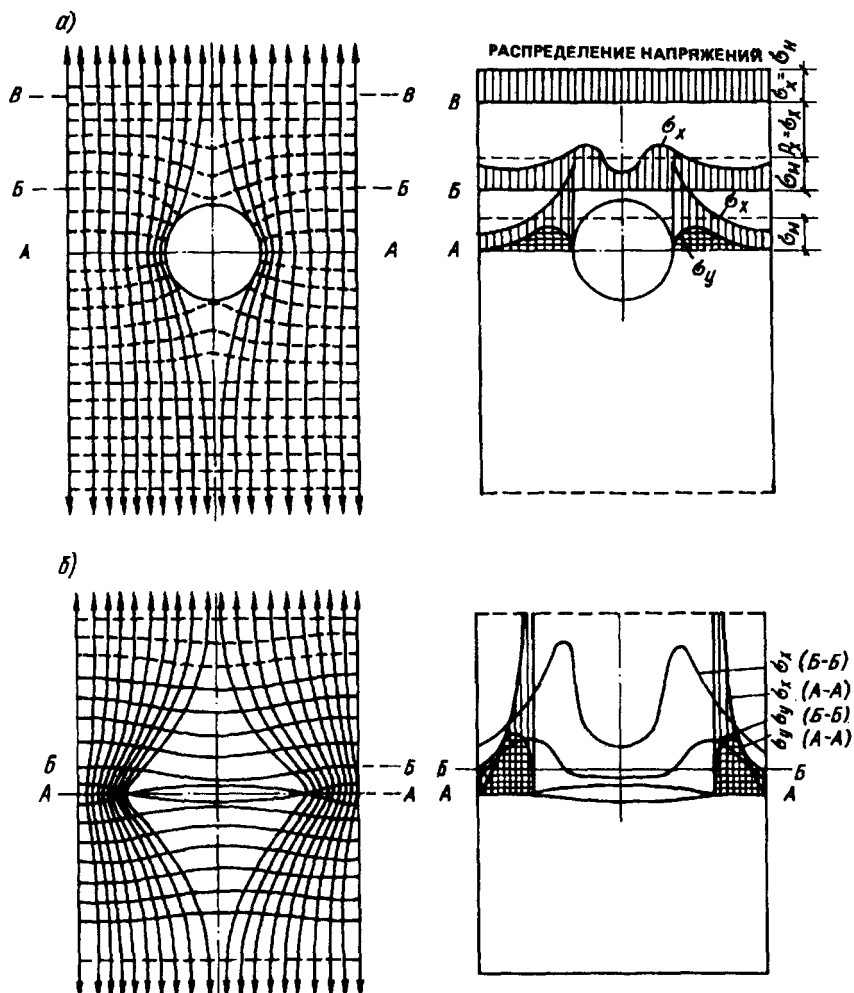


Рис. 1.21. Концентрация напряжений в местах резкого изменения формы элемента
a — около отверстия; *б* — около трещины

Неравномерность распределения напряжений характеризуется коэффициентом концентрации

$$k = \sigma_{\max} / \sigma_n, \quad (1.5)$$

где σ_{\max} — максимальное напряжение в месте концентрации; $\sigma_n = N/A_0$ — 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 $r \rightarrow 0$ (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 на рис. 1.22) 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 загрузку не отражается на работе материала, поскольку упругие деформации обратимы.

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

Многочисленные (миллионы раз) повторные нагрузки могут 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 загрузке и концентрации их около стыков зерен с последующим скоплением в большие группы, что способствует разрыхлению

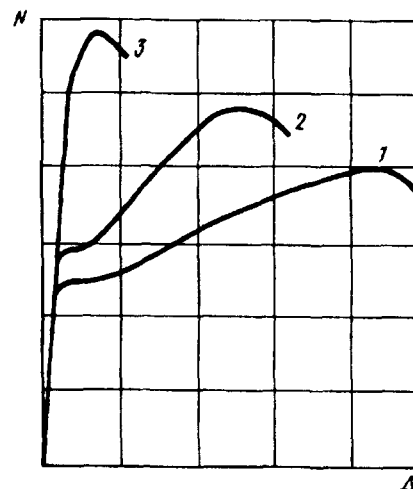


Рис. 1.22. Диаграммы растяжения образца с концентратором напряжений (N — нагрузка, Δ — удлинение)

1 — гладкий образец; 2 — образец с круглым отверстием; 3 — образец с трещиной

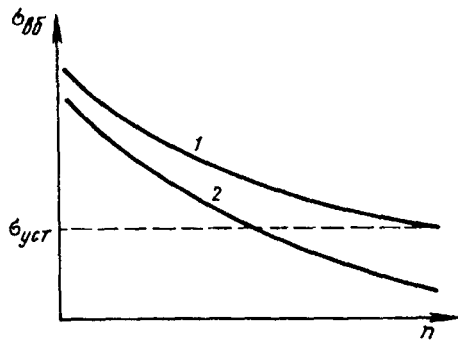


Рис. 1.23. Зависимость вибрационной прочности $\sigma_{вб}$ от числа циклов n для стали (1) и алюминиевых сплавов (2)

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 нагружения n (рис. 1.23), вида нагружения, который характеризуется коэффициентом асимметрии $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$, где σ_{\max} и σ_{\min} — соответственно наибольшее и наименьшее по абсолютному значению напряжения (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.

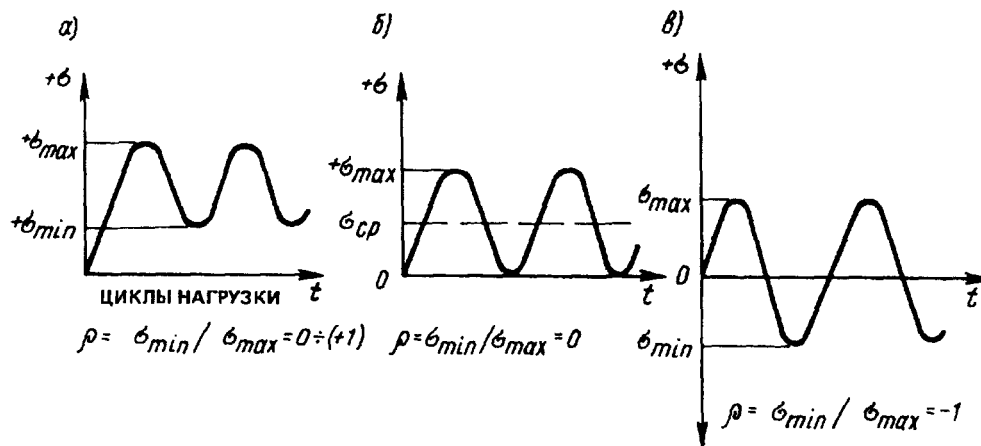


Рис. 1.24. Характеристика циклов напряжения

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

металла в этом месте и, наконец, образованию 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

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.

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 $\sigma_{уст}^k$ при полном симметричном цикле называется эффективным коэффициентом концентрации $\beta = \sigma_{уст}/\sigma_{уст}^k$, который всегда больше единицы.

Так, при круглом отверстии в образце (кривая 3 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 кромки 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 8 групп (см. п. 2.1.10).

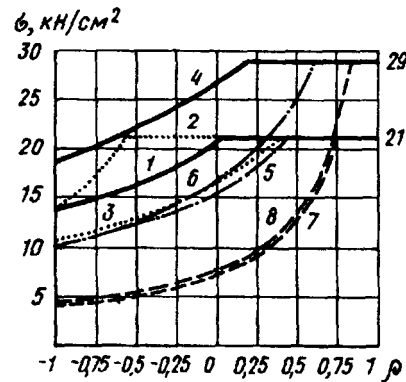


Рис. 1.25. Зависимость предела усталости от коэффициента

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

Обычно усталость наблюдается в конструкциях, испытывающих миллионы циклов нагружения. Это явление называют *многоцикловою усталостью*.

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

Механизм малоцикловою 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 нагрева 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 габаритов 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 1951 г. в нашей стране металлические конструкции рассчитывались по методике допускаемых напряжений, в которой использовался единый коэффициент запаса, учитывающий изменчивость названных параметров. В 1951 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 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

$$N \leq S, \quad (1)$$

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 и снега обусловлены сложными природными явлениями. Для подобных нагрузок в нормах устанавливаются условные величины. Для ветра нормативная нагрузка определяется как максимальная за 5 лет метеонаблюдений, осредненная на 10-минутном интервале регистрации и измеренная на уровне 10 м над поверхностью земли на открытой местности.

Нормативная снеговая нагрузка определяется как среднее значение за 10-летний период регистрации ежегодных максимумов веса снегового покрова, определяемого по запасу снеговой воды, собранной на защищенной от ветра площадке. По тому же принципу определяются и другие нагрузки,

вызываемые атмосферными и иными природными явлениями: гололедные 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

$$P(F) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(F-F_m)^2}{2\sigma^2}} \quad (2.2)$$

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 нагрузки 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 $\gamma_f = F/F_n$.

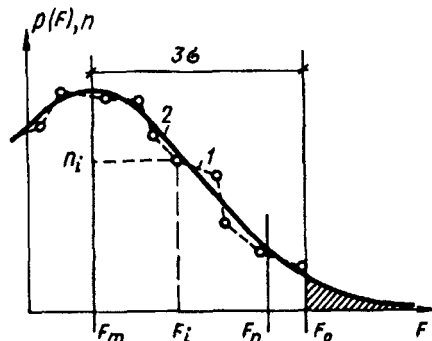


Рис. 2.1. Статистические графики распределения нагрузок

В приведенной методике определения расчетных нагрузок следует обратить внимание на два противоречивых обстоятельства. Первое — статистические кривые распределения строятся на основе большого числа натуральных 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 характерной 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 нагрузки¹. 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", колеблются от 1,05 для массы металлических конструкций до 1,6 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 $\psi \leq 1$, на который следует умножать каждую из суммируемых нагрузок. Согласно СНиП 2.01.07—85 значения коэффициентов сочетаний колеблются от 1 до 0,6 и менее для особых случаев.

¹Задав 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.

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 второго степенного значения, такими, как временные сооружения, склады удобрений, сельхозпродукции и т.д. (класс III).

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:

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

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

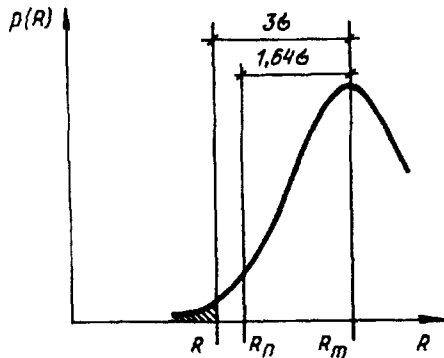


Рис. 2.2. Кривая распределения прочности материала

наиболее характерная и стабильная точка — предел текучести $\sigma_T = \sigma_y$. 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. $R_n = R_m - 1,64\sigma$.

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 изм. "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 конструкцию¹, 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, а $\gamma_c > 1$ — благоприятные условия работы конструкции. Обычно коэффициенты условий работы устанавливаются для отдельных конструктивных элементов, 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:

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

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).

¹В 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.

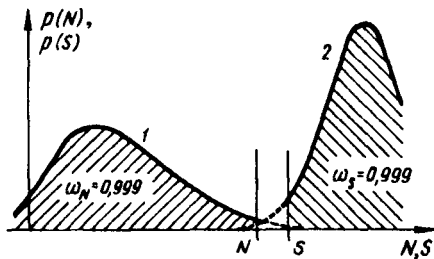


Рис. 2.3. Графики статистического распределения усилий (1) и несущей способности (2) конструкции

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

$$\gamma_n \sum_{i=1}^m F_{ni} \psi_i \delta_i \leq \Delta, \quad (2.5)$$

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 напряжений¹. Полагая для всех видов нагрузки коэффициенты надежности γ_f одинаковыми, коэффициенты сочетаний $\psi_i = 1$ и имея в виду, что $R_n = \sigma_T$, получим

$$\gamma_n \gamma_f \sum_{i=1}^m F_{ni} \alpha_i \leq A \sigma_T \gamma_c / \gamma_m. \quad (2.6)$$

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

$$\sigma < \sigma_T / k = [\sigma], \quad (2.7)$$

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

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

Формально неравенство (2.7) является неравенством методики допускаемых напряжений. Слева стоит напряжение в конструкции от нормативной нагрузки, справа — нормативный предел текучести. Это неравенство расс-

¹Эта методика применялась в нашей стране для расчета строительных конструкций до 1951 г. В настоящее время она используется, например, в машиностроительных расчетах. В некоторых странах она применяется в настоящее время и для расчета строительных конструкций.

матривает 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

$$P(N \leq S) \geq \omega. \quad (2.8)$$

Здесь 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

$$P(V \geq \omega). \quad (2.9)$$

Имея статистические характеристики нагрузки, сопротивляемости материала и т.п. 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 [ср. (2.1) с (2.8)], можно видеть, что в (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 упро-

щено сформулировать как "неравенство вероятностей", а вероятного метода — как "вероятность неравенства".

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.

Усилия в поясе от нормативной нагрузки $N_n = Q_n / \sin 30^\circ = 125 / 0,5 = 250$ кН. Примем сталь типа Ст3.

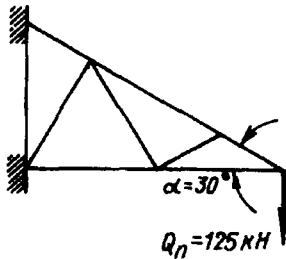


Рис. 2.4. Расчетная схема

1. Методика допускаемых напряжений: $[\sigma] = 16$ кН/см². Основное неравенство $N_n/A \leq [\sigma]$. Отсюда $A_{тр} = N_n / [\sigma] = 250 / 16 = 15,63$ см².

2. Методика предельных состояний: $R_n = 22$ кН/см², $R = 21$ кН/см², $\gamma_f = 1,2$, $\gamma_n = \gamma_c = 1$. Основное неравенство $N/A \leq R$, $A_{тр} = N/R = N_n \gamma_f / R = 250 \cdot 1,2 / 21 = 14,29$ см². 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/см². 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/см², $\sigma_N = (N - N_m) / 3 = (250 \cdot 1,2 - 250) / 3 = 16,67$ 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 $\sigma_S = \sigma_{RA}$, 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 таблице¹ находим $n = 2,98$. Тогда $c = 30^2 - (2,98 \cdot 3)^2 = 820,1$, $a = 30 \cdot 250 / 820,1 = 9,15$, $b = [250^2 - (2,98 \cdot 16,67)^2] / 820,1 = 73,2$; $A_{тр} = 9,15 + \sqrt{9,15^2 - 73,2} = 12,39$ см².

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 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 разделяются на *постоянные* и *временные*. Последние, в свою очередь, могут быть длительными и кратковременными.

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

Нагрузки, не укладываемые 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 — собственный вес несущих и ограждающих конструкций, давление грунта, предварительное напряжение.

Временные длительные нагрузки — вес стационарного технологического оборудования, вес складываемых 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, вес людей для пешеходного моста. Они могут быть как временными, так и постоянными, например, вес экспоната монументального выставочного сооружения является постоянной полезной нагрузкой для постаментов. В этом же смысле для фундамента вес 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. п. 2.2).

В соответствии со СНиП 2.01.07—85 "Нагрузки и воздействия" различают: основные сочетания, состоящие по постоянным и временным нагрузкам; 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.

Приравнявая 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_0 и изменению формы тела A_Φ . Первая не превышает 13% полной работы при упругом деформировании и зависит от среднего нормального напряжения¹

$$A_0 = \frac{1-2\nu}{6E} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)^2. \quad (2.10)$$

Вторая работа связана со сдвигами в материале:

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

Как показано в гл. 1, разрушение кристаллической структуры строительных сталей и алюминиевых сплавов связано именно со сдвиговыми явлениями в материале (движение дислокаций 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 $A_1 = [(1 + \nu)/3E] \sigma^2$.

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

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

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

Это соотношение устанавливает энергетическую эквивалентность сложного напряженного состояния одноосному. Выражение в правой части иногда называют *приведенным напряжением* $\sigma_{\text{пр}}$, 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 σ_T , то выражение (2.12) принимает вид $\sigma_{\text{пр}} = \sigma_T$ 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

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

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

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

$$\tau_{xy} = \sigma_T / \sqrt{3} = 0,58 \sigma_T. \quad (2.14)$$

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

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 $\varepsilon_{\text{пр}} = \varepsilon_{\text{т}}$ 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

$$\tau_{ij} = (\varepsilon_i - \varepsilon_j)/2 = \varepsilon_{\text{т}}/2, \quad i, j = 1, 2, 3, \quad (2.15)$$

где $\varepsilon_i, \varepsilon_j$ — 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

$$\varepsilon = N/A_n \leq R \gamma_c, \quad (2.16)$$

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)]:

$$N_n l / (EA) \leq \Delta, \quad (2.17)$$

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 де-

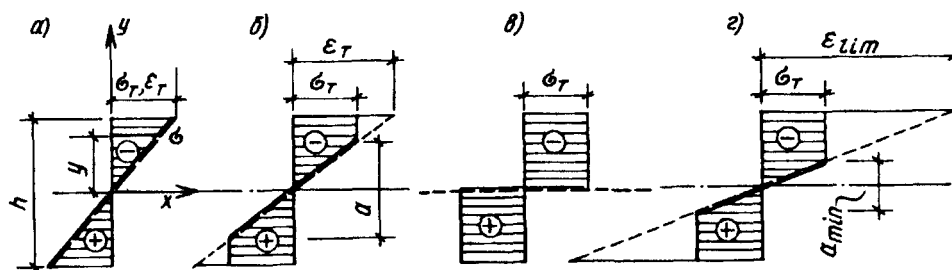


Рис. 2.5. Изменение эпюры напряжений в изгибаемом элементе при развитии пластических деформаций в материале

формаций по высоте сечения происходит по линейному закону, напряжения распределяются аналогично только до предела текучести σ_T (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

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

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 $W_{\min} = I_x/y_{\max}$; S — статический момент сдвигающейся части сечения относительно нейтральной оси; I — момент инерции сечения балки; t — толщина стенки.

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

$$f_{\max} = (5/384)(q_n l^4/ED) \leq l/400, \quad (2.19)$$

¹На этом рисунке 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 .

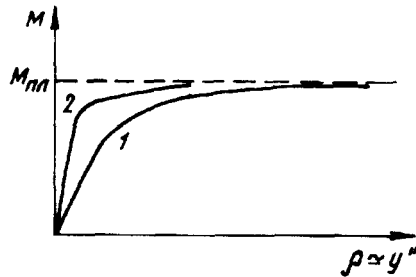


Рис. 2.6. Рост кривизны балки прямоугольного сечения (1) и двутавровой балки (2) при развитии в материале пластических деформаций

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

$$f_{\max} = P_n l^3 / (48EI) \leq l/250. \quad (2.19')$$

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 σ_T (сплошная линия на рис. 2.5,б)¹. Упругое ядро высотой a , где $\sigma < \sigma_T$, будет уменьшаться. Кривизна $\rho = 1/r \approx y''$, а следовательно, прогиб балки y будет резко нелинейно возрастать (рис. 2.6), и несущая способность асимптотически приближаться к предельной $M_{\text{пл}}$. Эта стадия работы изгибаемого элемента называется *упругопластической*. Полное исчерпание несущей способности балки по указанной схеме наступит при $a \rightarrow 0$, т.е. когда все сечение будет охвачено пластичностью (рис. 2.5,в).

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

Легко показать², 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 обеспечива-

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

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

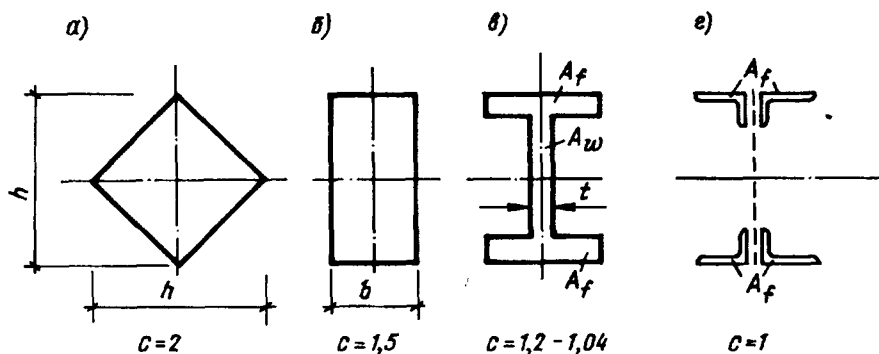


Рис. 2.7. Зависимость коэффициента c от формы поперечного сечения изгибаемого элемента

ется 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.

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:

$$M_{пл} = \sigma_T \int_A y dA = \sigma_T (|S_B| + |S_H|) = \sigma_T W_{пл}, \quad (2.20)$$

где S_B и S_H — статические моменты верхней и нижней частей сечения относительно нейтральной оси при пластическом шарнире¹; dA — элемент площади поперечного сечения балки.

В формуле (2.20) введено обозначение $W_{пл} = |S_B| + |S_H|$, 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: $M_{упр} = \sigma_T W$, 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) $S_B = S_H = S$, $W_{пл} = 2S$, где S — статический момент полусечения относительно нейтральной оси.

Введем коэффициент

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

характеризующий резерв несущей способности изгибаемого элемента, обусловленный пластической работой материала. Вычислим его значение для

¹Для 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.

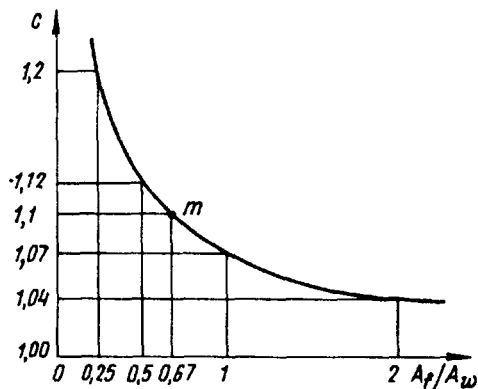


Рис. 2.8. Зависимость коэффициента c от отношения площадей поперечного сечения пояса и стенки двутавровой балки

двутаврового сечения, наиболее распространенного в изгибаемых металлических элементах (рис. 2.7, в). Имеем

$$\begin{aligned}
 W_{\text{пл}} &= 2S = 2\left(A_f \frac{h}{2} + \frac{h}{2} t \frac{h}{4}\right) = \\
 &= A_f h + A_w \frac{h}{4} = A_w h \left(\frac{A_f}{A_w} + \frac{1}{4}\right); \\
 W &= \frac{2I}{h} = \frac{2}{h} \left[2A_f \left(\frac{h}{2}\right)^2 + \frac{th^3}{12}\right] = \\
 &= A_f h + A_w \frac{h}{6} = A_w h \left(\frac{A_f}{A_w} + \frac{1}{6}\right).
 \end{aligned}$$

Подставляя эти выражения в (2.21), получаем

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

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 (рис. 2.7, в) получаем прямоугольное сечение (рис. 2.7, б), а из формулы (2.22) при $A_f \rightarrow 0$ $c = 1,5$, т.е. при использовании пластических деформаций несущая способность балки прямоугольного сечения возрастает в полтора 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, з), в которых изгибающий момент воспринимается практически только поясами. Из формулы (2.22) при $A_w \rightarrow 0$ получаем $c = 1$.

Действительно, пояса фермы при шарнирном сопряжении элементов в узлах работают на осевое растяжение (сжатие). Появление в поясах пластических деформаций приводит (см. п. 2.4.5) к исчерпанию несущей способности изгибаемого элемента (фермы). Для таких сечений пластического резерва нет¹.

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

¹Напомним, 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).

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,а, б, в. Длина пластической области $l_{пл}$ может быть определена из неравенства $M^{II} \geq \sigma_T W$. Изменение ее высоты зависит от эпюры моментов¹.

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

$$M/(cW_n) \leq R_y \gamma' c \text{ или } M/W_n \leq cR_y \gamma' c. \quad (2.23)$$

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

Кроме нормальных напряжений σ_x в балках возникает 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): $\sigma_{пр} = \sigma_T$. 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.

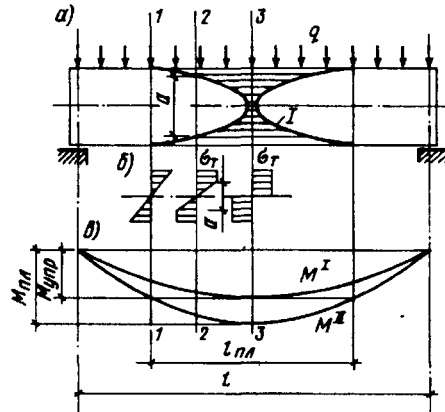


Рис. 2.9. Распределение пластических деформаций в балке

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

¹Подробнее см.: Ржаницын А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материала. 2-е изд. — М., 1954.

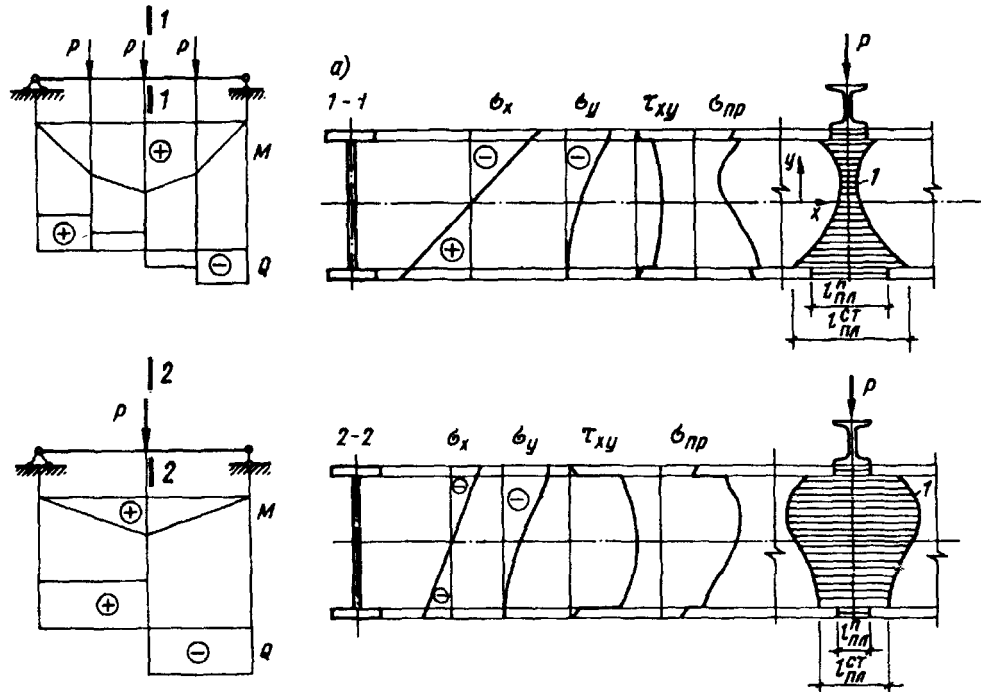


Рис. 2.10. Распределение пластических деформаций в двутавровой балке при сложном напряженном состоянии
 а — при больших нормальных напряжениях; б — при больших касательных напряжениях

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

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

$$\epsilon_{pr} = \sqrt{\epsilon_x^2 + \epsilon_y^2 - \epsilon_x \epsilon_y + 3 \tau^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c, \quad (2.24)$$

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 ϵ_x и τ_{xy} , когда $\tau_{xy} \leq 0,5 R_s$. 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 прочности с учетом пластических деформаций допускается осуществлять по упрощенной формуле

$$M_x / (c_x \beta W_{x,n,\min}) + M_y / (c_y W_{y,n,\min}) \leq R_y \gamma' c \quad \text{при } \tau \leq 0,5 R_s, \quad (2.25)$$

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. п. 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 $N = N_{cr}^I$ 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* 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.

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 $N = \text{const}$, 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 внут-

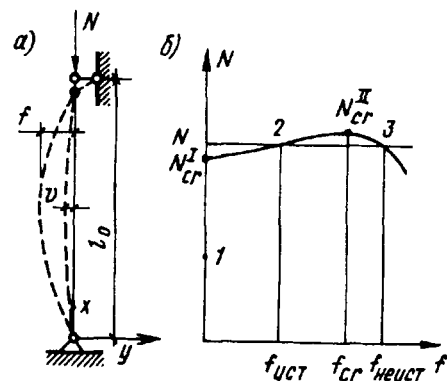


Рис. 2.11. Работа центрально-сжатого стержня

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

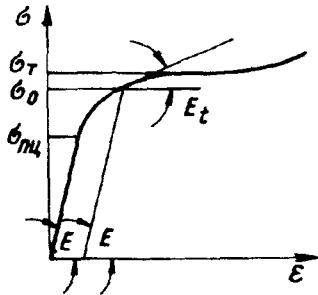


Рис. 2.12. Диаграмма упруго-пластической работы стали

ренных 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 $N = \text{const}$ приращение момента внешних сил при возможной 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 приравнявая $\delta M_i = \delta M_e$, получаем значение первой критической силы¹ $N_{cr}^I = \pi^2 EI/l_0^2$. Это известная формула Эйлера, полученная в 1744 г. иным путем. Соответствующее критическое напряжение будет иметь вид

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

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.

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

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

При λ меньше предельных стержни теряют устойчивость в упруго-пластической 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 $\sigma_0 = N/A > \sigma_{пл}$ (рис. 2.13,а).

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

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):

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

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

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

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

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

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 иначе¹. Продолжая

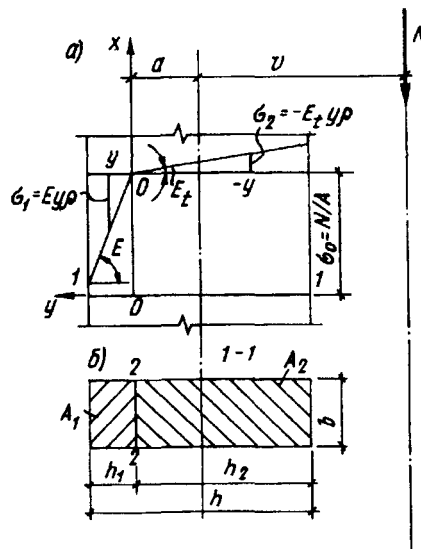


Рис. 2.13. Напряженно-деформированное состояние центрально сжатого стержня в момент потери устойчивости
а — эпюра напряжений; б — поперечное сечение стержня

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

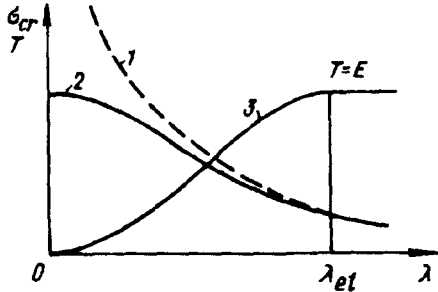


Рис. 2.14. Зависимость критических напряжений и приведенного модуля деформаций от гибкости стержня

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

ющие сжатой и растянутой зон от изгиба должны быть равны между собой по абсолютной величине

$$\int_{A_1} |\mathcal{E}_1| dA = \int_{A_2} |\mathcal{E}_2| dA \text{ или } E \rho \int_{A_1} y dA = E_t \rho \int_{A_2} y dA \text{ или } S_1 = k S_2, \quad (2.30)$$

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 $\mathcal{E}_0 = \mathcal{E}_{cr}$, можно определить $\lambda = \pi \sqrt{T/\mathcal{E}_0}$, соответствующее критическому состоянию.

Задавая различные значения \mathcal{E}_0 , можно таким способом по точкам построить зависимость $\mathcal{E}_{cr} - \lambda$ (рис. 2.14).

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

При вычислении \mathcal{E}_{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, $S_1 = bh_1^2/2$, $S_2 = bh_2^2/2$. 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 \mathcal{E}_0 по графику $\mathcal{E} - \varepsilon$ (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 $\mathcal{E}_{cr} = 0,23 \pi^2 E / \lambda^2$, откуда $\lambda = 0,48 \pi \sqrt{E/\mathcal{E}_0}$.

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.

цепочку выкладок (2.27), напишем $\mathcal{S}M_i = \rho E(I_1 + kI_2)$, где $k = E_t/E$. Введем обозначение $I_{ef} = I_1 + kI_2$ — приведенный момент инерции. Тогда $\mathcal{S}M_i = \rho E I_{ef}$. Это приведет к формуле критических напряжений $\mathcal{E}_{cr} = \pi^2 E / \lambda_{ef}^2$, 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 уравнивается равнодействующей эпюры напряжений $\mathcal{E}_0 = N/A$, следовательно, равнодействующие

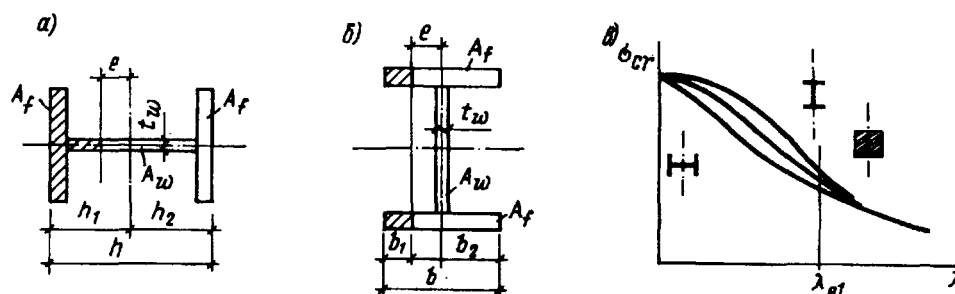


Рис. 2.15. Влияние формы поперечного сечения стержня на критические напряжения
 а — потеря устойчивости двутаврового стержня в плоскости стенки; б — то же, в плоскости полок; в — зависимость критических напряжений от гибкости

При $k = 0,1$ и $c = 1,5$ имеем $m = 0,89$, $T = 0,19E$, $\sigma_{cr} = 0,19\pi^2 E / \lambda^2$. 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 $m = 0,74$, $T = 0,26E$, $\sigma_{cr} = 0,26\pi^2 E / \lambda^2$. 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 нагрузка остается постоянной, тогда на выпуклой стороне стержня происходит разгрузка и материал начинает работать по упругому закону. Однако, если деформация сжатия в процессе продольного изгиба растет или остается постоянной в каждой точке сечения стержня, 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 формуле¹

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

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

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

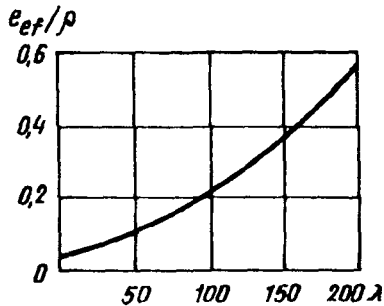


Рис. 2.16. Зависимость случайных эксцентриситетов от гибкости

(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.

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 и т.д., 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 $\sigma = N/A \leq \sigma_{cr,e} \gamma_c$. Умножив и поделив правую часть на расчетное сопротивление и введя обозначение

$$\sigma_{cr,e}/R_y = \varphi, \quad (2.32)$$

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

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

Коэффициент φ имеет двойственную природу:

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr,e}}{R_y} = \frac{\sigma_{cr}}{R_y} \frac{\sigma_{cr,e}}{\sigma_{cr}} = \varphi_1 \varphi_2, \quad (2.34)$$

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.

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

²В литературе можно встретить название "коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии".

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

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= \frac{\sigma_{cr}}{R_y} = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2 R_y} \frac{E}{E} = \\ &= \frac{\pi^2}{(\lambda \sqrt{R_y/E})^2} \frac{T}{E} = \frac{\pi^2}{\bar{\lambda}^2} \frac{T}{E} \quad (2.35) \end{aligned}$$

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 стержня¹, 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 момента² 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.

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

²Если 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 $e = M/N$.

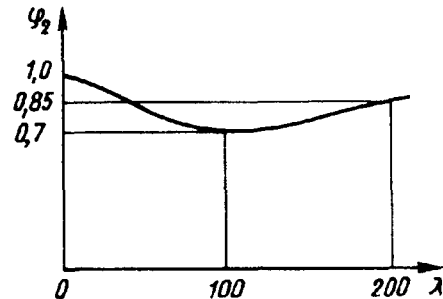


Рис. 2.17. Влияние случайных эксцентриситетов на коэффициент устойчивости в зависимости от гибкости стержня

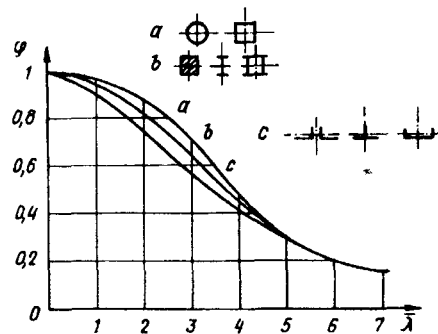


Рис. 2.18. Зависимость коэффициента устойчивости от условной гибкости

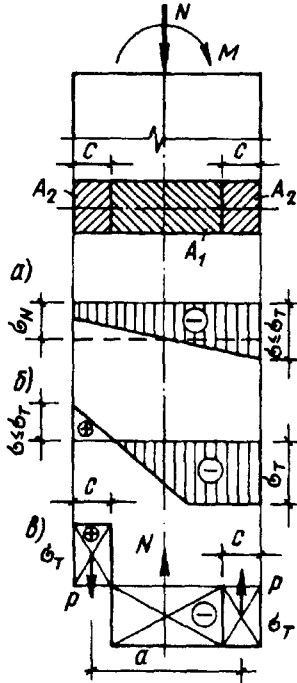


Рис. 2.19. Развитие пластического шарнира при действии на стержень осевой силы и изгибающего момента

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

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, *a*). 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*).

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 уравнивают 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

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

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 ($\sigma_T > 58 \text{ кН/см}^2$), 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, ср. 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 $a-t$ на рис. 2.20, б). Наибольшая несущая способность стержня (точка t на графике) соответствует критическому состоянию $N_{\max} = N_{cr,e}$. Левее точки t — устойчивое состояние, правее — неустойчивое.

Следует отметить, что внецентренно сжатые стержни реальных металлических конструкций теряют устойчивость при развитии пластических деформаций (точка t 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 эпюра 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 $\sigma_{из} = \rho y E_s$ (ρ — кривизна). Две части поперечного сечения A_1 и A_2 разделены осью x , являющейся нейтральной для компоненты изгибного напряжения $\sigma_{из}$. 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 $N = \text{const}$, задавая различные значения прогибов стержня f , можно вычислить соответствующие

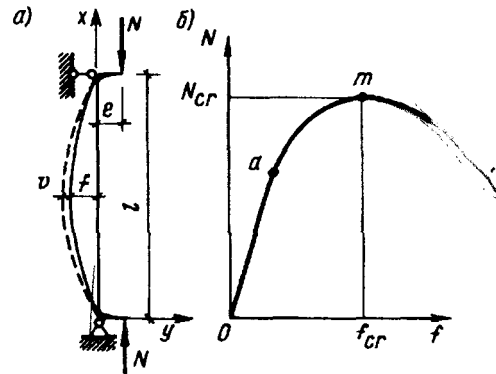


Рис. 2.20. Работа внецентренно сжатого стержня

a — расчетная схема; b — зависимость между нагрузкой и прогибом стержня

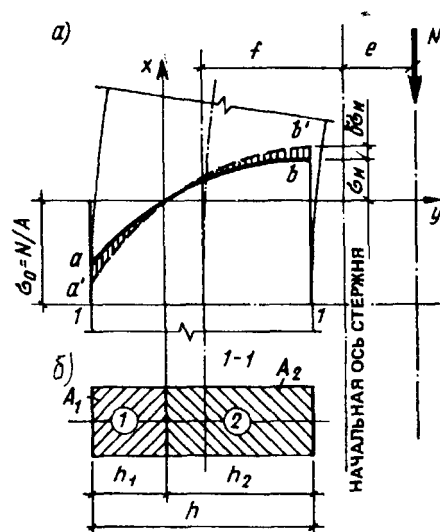


Рис. 2.21. Напряженно-деформированное состояние внецентренно сжатого стержня в момент потери устойчивости

a — эпюры напряжений; b — поперечное сечение стержня

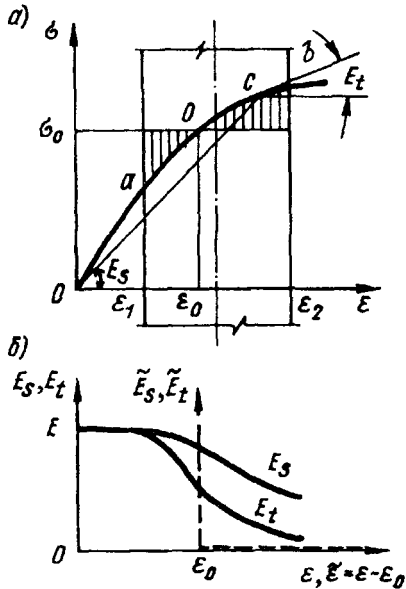


Рис. 2.22. Определение физических и геометрических характеристик равновесного состояния внецентренно сжатого стержня
 а — определение нейтральной оси стержня при изгибе; б — графики модулей деформаций

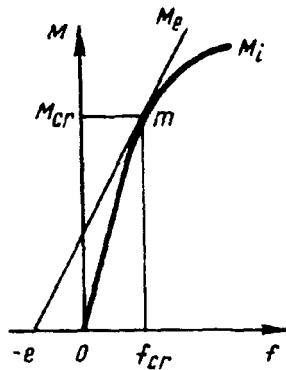


Рис. 2.23. Условие критического состояния внецентренно сжатого стержня

значения момента внутренних сил $M_i = \int \sigma_{uy} dA$ (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 $N = \text{const}$ 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

$$\begin{aligned} \delta M_i &= \int_{A_1+A_2} \delta \sigma_{uy} dA = \delta \rho \int_{A_1+A_2} E_t y^2 dA = \\ &= \frac{\pi^2 v}{l^2} \int_{A_1+A_2} E_t y^2 dA, \quad \delta M_e = Nv. \end{aligned} \quad (2.37)$$

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

$$\begin{aligned} \int_{A_1+A_2} E_t y^2 dA &= Nl^2/\pi^2 \quad \text{или} \\ & \int_0^{h_1} E_t y^2 t dy + \int_0^{h-h_1} E_t y^2 t dy = Nl^2/\pi^2. \end{aligned} \quad (2.38)$$

Здесь использовалось $dA = t dy$, $t = t(y)$ — 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):

$$\int_{A_1+A_2} \sigma_{xy} dA = 0 \quad \text{или} \quad \int_0^{h_1} E_s y t dy - \int_0^{h-h_1} E_s y t dy = 0 \quad (2.39)$$

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 $\epsilon = \epsilon_0 + \rho y$, где $\epsilon_0 = \sigma_0 / E_{s0}$ (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 $M_e = M_i$

$$M_e = N(e+f), \quad M_i = \int_{A_1+A_2} \sigma_{xy} dA = \rho \int_{A_1+A_2} E_s y^2 dA = \rho E I_s,$$

$$\text{где } I_s = \frac{1}{E} \int_{A_1+A_2} E_s y^2 dA$$

или

$$\int_0^{h_1} E_s y^2 t dy + \int_0^{h-h_1} E_s y^2 t dy = E I_s. \quad (2.40)$$

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

$$\epsilon = \epsilon_0 + \frac{e y}{E I_s / N - l^2 / \pi^2}. \quad (2.41)$$

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 $m_{ef} = m \eta$.

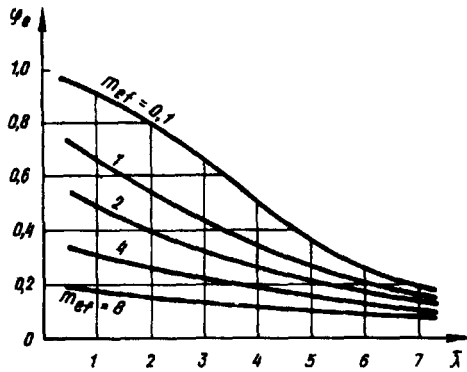


Рис. 2.24. Графики коэффициента устойчивости при внецентричном сжатии стержней

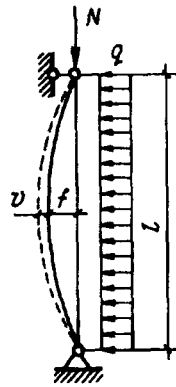


Рис. 2.25. Расчетная схема сжато-изогнутого стержня

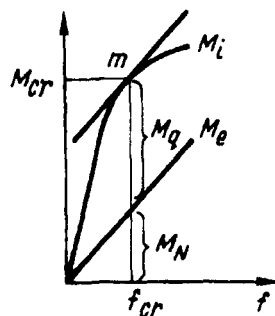


Рис. 2.26. Условие критического состояния сжато-изогнутого стержня

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

$$N/(A \varphi_e) \leq R_y \gamma_c, \quad (2.42)$$

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

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

Схема решения задачи устойчивости сжато-изогнутых стержней отличается от рассмотренной выше для внецентрично сжатых стержней (см. рис. 2.23). В сжато-изогнутом стержне (рис. 2.25) внешние силы, вызывающие сжатие (N) и поперечный изгиб (q), не 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 $\partial M_i = \partial M_e$. 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 внецентричного 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 $\bar{\lambda} \rightarrow 0$ 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 ($\mathcal{E}_{cr} = \mathcal{E}_T$). При больших и средних $\bar{\lambda}$ разница между графиками для сжато-изогнутых и внецентренно сжатых стержней будет незначительной.

В современных нормах проектирования с целью 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 данном направлении работает как центрально сжатый. Однако при подсчете вариаций моментов δM_i и δM_e необходимо учитывать влияние момента в перпендикулярной плоскости, а также возможности 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 O). В связи с этим в формулу проверки устойчивости относительно оси y вводится понижающий коэффициент s

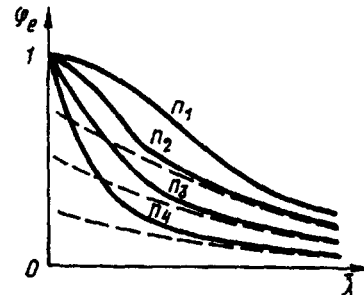


Рис. 2.27. Графики коэффициента устойчивости для сжато-изогнутых (сплошные линии) и внецентренно сжатых (штриховые линии) стержней

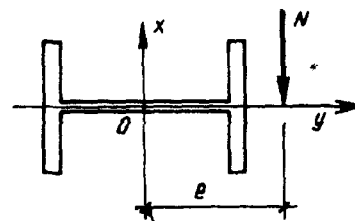


Рис. 2.28. Наиболее рациональное положение двутаврового сечения при внецентренном сжатии стержней

$$\frac{N}{c\varphi_y A} \leq \gamma_c R_y, \quad (2.43)$$

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 β_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

$$\tau_{\max} = M_t/W_t = M_{tr}/I_t, \quad (2.44)$$

где W_t, I_t — момент сопротивления и момент инерции при кручении; r — расстояние от центра кручения до точки сечения с максимальным напряжением. Для круглого сечения $W_t \approx 0,2d^3, I_t \approx 0,1d^4$, для тонкостенных труб ($d/t > 5$) $W_t \approx 2\pi r^2 t, I_t \approx 2\pi r^3 t$.

В случае свободного кручения¹ стержней открытого профиля (двутавры, швеллеры и т.п., рис. 2.29, з, 2.30, а) $I_t \approx \alpha \sum b_i t_i^3/3$, 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.

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

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

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 деформации сечения²

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

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

¹При свободном кручении нет препятствий перемещению точек стержня в продольном направлении, что приводит к деформации поперечного сечения. При стесненном кручении такие перемещения затруднены, стеснение деформации приводит к возникновению нормальных напряжений в поперечном сечении стержня.

²Подробнее см.: В.З. Власов. Тонкостенные упругие стержни. — М.: Физматгиз, 1959; А.Ф. Смирнов. Сопротивление материалов. 2-е изд. — М.: Высшая школа, 1969, 3-е изд., 1975.

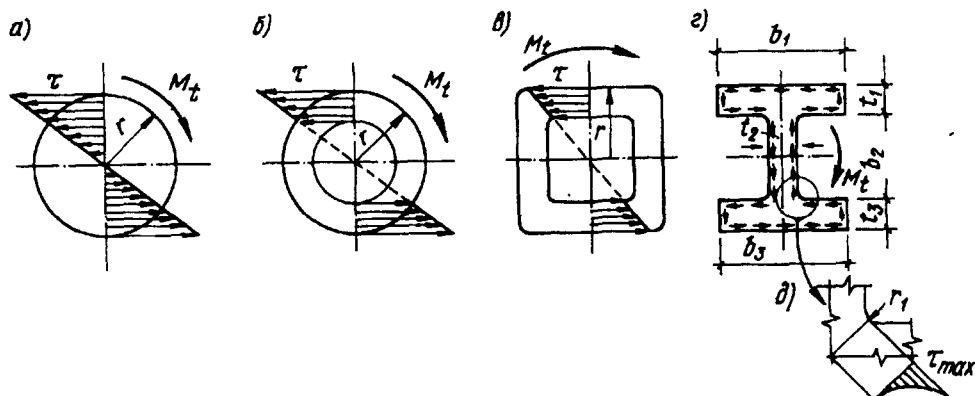


Рис. 2.29. Распределение напряжений при кручении стержней
 а — сплошного сечения; б, в — трубчатого сечения; г — открытого (двутаврового) сечения; д —
 концентрация напряжений во входящих углах профилей

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

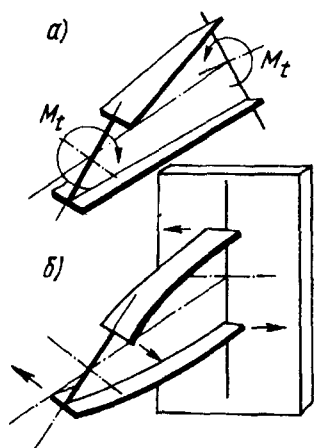


Рис. 2.30. Свободное (а) и стесненное (б) кручение балки

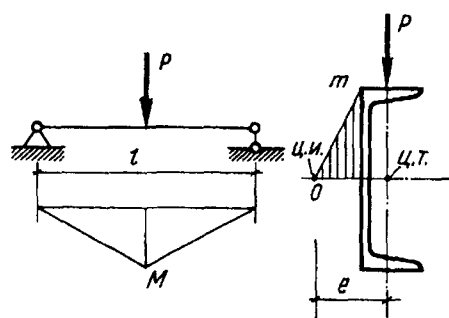


Рис. 2.31. Определение бимоента и секториальных характеристик сечения балки при стесненном кручении

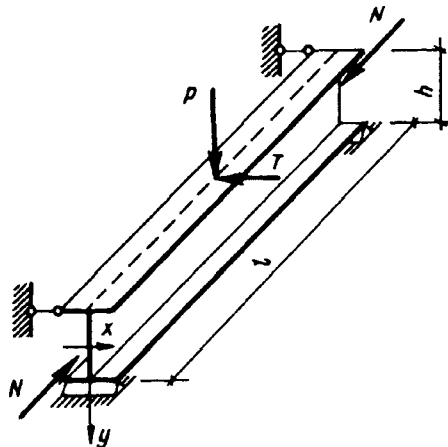


Рис. 2.32. Расчетная схема балки, испытывающей сжатие, косой изгиб и стесненное кручение

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, нагруженном 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

$$\sigma = N/A + M_{xy}/I_x + M_yx/I_y + B_\omega/I_\omega, \quad (2.47)$$

где $M_x = Pl/4$, $M_y = Tl/4$, $B = M_yh/2$.

2.4.8. Общая устойчивость плоской формы изгиба стержней. В п. 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.

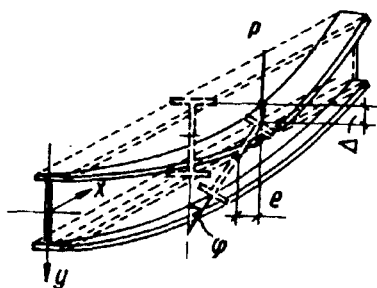


Рис. 2.33. Потеря устойчивости двутавровой балки при изгибе

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 изгиба¹. 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

¹Естественно, что в плоскости изгиба выпучивание сжатой части балки произойти не может, этому препятствует растянутая зона балки.

синусоиде $\varphi = k \sin(\pi x/l)$, где l — длина балки. Тогда изгибающий момент в горизонтальной плоскости

$$M(x) = (P/2)x \sin \varphi \approx (P/2)x \varphi = (kP/2)x \sin(\pi x/l) \quad (2.48)$$

Вариация работы внутренних сил от изгиба

$$\begin{aligned} \delta A_m &= \int_0^l \frac{M^2(x)}{EI_y} dx = \frac{2}{EI_y} \int_0^{l/2} M^2(x) dx = \\ &= \frac{k^2 P^2}{2EI_y} \int_0^{l/2} x^2 \sin^2 \frac{\pi x}{l} dx = k^2 P^2 l^3 / (59,7 EI_y); \end{aligned} \quad (2.49)$$

то же, от стесненного кручения балки:

$$\delta A_t = 2g_t \omega \int_0^{l/2} \varphi'(x)^2 dx = \frac{2k^2 \pi^2 g_t \omega}{l^2} \int_0^{l/2} \cos^2 \frac{\pi x}{l} dx = \frac{k^2 \pi^2 g_t \omega}{2l}, \quad (2.50)$$

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

$$\Delta = \frac{\partial}{\partial P} \delta A_m = \frac{2k^2 P l^3}{59,7 EI_y}.$$

Тогда

$$\delta A_e = P \Delta = \frac{2k^2 P^2 l^3}{59,7 EI_y}. \quad (2.51)$$

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

$$P_{cr} = \frac{c}{l^2} \sqrt{EI_y \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI \omega}{l^2} \right)}, \quad (2.52)$$

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 $M_{cr} = kP_{cr}l$ и критическое напряжение $\sigma_{cr} = M_{cr}/W_x$. Здесь k — коэффициент, зависящий от расчетной схемы балки и вида нагрузки.

При проверке общей устойчивости балки максимальное напряжение от изгиба сравнивается с критическим напряжением $\sigma_x = M/W_x \leq \leq \sigma_{cr} \gamma_c$. Умножив и разделив правую часть неравенства на R и введя обозначение

$$\varphi_b = \sigma_{cr}/R, \quad (2.53)$$

получим формулу для проверки общей устойчивости балки

$$\frac{M}{\varphi_b W_x} \leq R \gamma_c. \quad (2.54)$$

Параметр φ_b называется коэффициентом устойчивости балки. Его значение можно получить, используя выражение (2.52),

$$\varphi_b = \frac{\sigma_{cr}}{R} = \frac{M_{cr}}{R W_x} = \frac{k P_{cr} l h}{R I_x^2} = \frac{c k h}{2 R I I_x} \sqrt{E I_y (G I_t + \frac{\pi^2 E I \omega}{l^2})}. \quad (2.55)$$

Умножив и разделив правую часть этого выражения на $E h I I_y$ и вынося за скобки $G I_t$, получим

$$\varphi_b = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \frac{E}{R}, \quad (2.56)$$

где

$$\psi = \frac{c k l}{2 E h I_y} \sqrt{E I_y G I_t (1 + \pi^2/a)}; \quad (2.57)$$

$$a = l^2 G I_t / E I \omega. \quad (2.58)$$

Для стали отношение 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

$$a \approx 1,54 \left(\frac{l}{h} \right)^2 \left(\frac{I_t}{I_y} \right). \quad (2.59)$$

При значении $\varphi_b > 0,85$ потеря устойчивости балок будет происходить при развитии в ней 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 стержнях¹ 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.

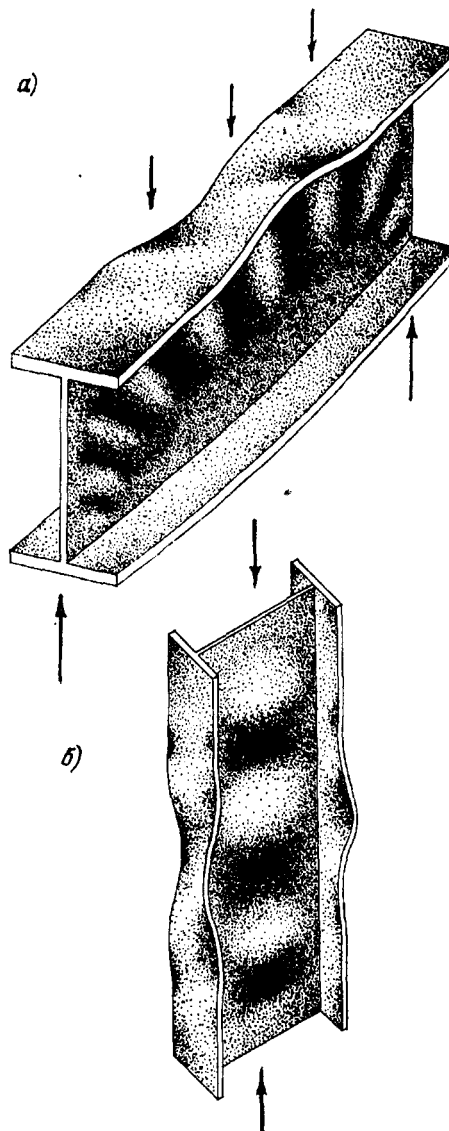


Рис. 2.34. Потеря местной устойчивости тонкостенных элементов — балки (а) и колонны (б)

¹Об эффективности сжатых элементов можно судить по значению коэффициента устойчивости $\varphi = \sigma_{cr}/R_y$. Чем оно ближе к единице, тем эффективнее используется металл в конструкции.

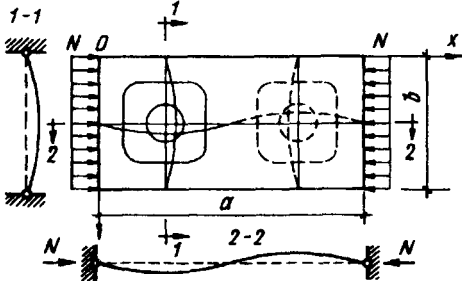


Рис. 2.35. Расчетная схема шарнирно опертой прямоугольной пластины при потере устойчивости от нормальных сил

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 нагруженную на торцах равномерно распределенной нагрузкой N (рис. 2.35). Зададим виртуальный прогиб пластины по синусоиде, удовлетворяющей граничным условиям,

$$W(x, y) = f \sin(\pi x/a) \sin(\pi y/b). \quad (2.60)$$

Вариации работ, в частности, определяются следующими формулами¹:

$$\delta A_i = D \int_0^a \int_0^b \left(-\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) dx dy = \frac{\pi^4 f^2 D a b}{4} \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right)^2; \quad (2.61)$$

$$\delta A_e = N \int_0^a \int_0^b \left(-\frac{\partial W}{\partial x} \right) dx dy = \frac{N \pi^2 f^2 b}{4a} \quad (2.62)$$

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:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{b^2} \left(\frac{b}{a} + \frac{a}{b} \right)^2 = k \frac{\pi^2 D}{b^2}. \quad (2.63)$$

Для пластинок иной формы, иного способа закрепления и нагружения в этой формуле изменяется только коэффициент k . Многочисленные примеры можно найти в работах С.П. Тимошенко и Б.М. Броуде².

¹Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. — М.: Гостехиздат, 1946.

²Броуде Б.М. Устойчивость пластинок в элементах стальных конструкций. — М.: Машстройиздат, 1949.

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

Из последнего выражения с учетом значения D получаем

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{t} = \frac{k\pi^2 E t^3}{b^2 t 12(1-\nu^2)} = 0,9kE \left(\frac{t}{b}\right)^2. \quad (2.64)$$

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:

$$\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_u, \quad (2.65)$$

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 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

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma}}. \quad (2.66)$$

Для стали типа Ст3 $R_y \approx 23 \text{ кН/см}^2$. При $\sigma = R_y$ имеем $b_{ef}/t_f \leq 0,5\sqrt{E/R_y} = 0,5\sqrt{2,06 \cdot 10^4/23} = 15$. Для стали 09Г2С $R_y \approx 34 \text{ кН/см}^2$, что дает значение $b_{ef}/t_f = 12$.

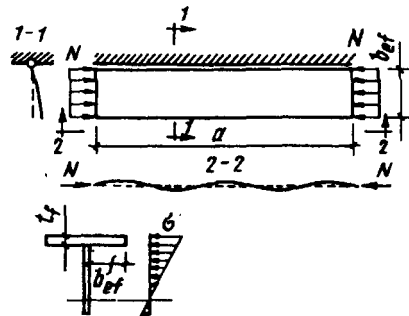


Рис. 2.36. Расчетная схема при потере устойчивости консольной пластины от нормальных сил

Отсюда видно, что с точки зрения обеспечения местной устойчивости тонкостенных элементов конструкций применение сталей повышенной прочности невыгодно.

Если балка работает в упругопластической стадии (см. п. 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 закреплена 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 $0,3 \leq \bar{\lambda}_{uf} \leq 0,5$, для стенки $2,2 \leq \bar{\lambda}_{uw} \leq 5,5$.

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 неравенств, получаем $\alpha = 0,17$, $\beta = 0,06$. Таким образом, в балках, работающих в упругопластической стадии,

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06 \bar{\lambda}_{uw}, \quad (2.67)$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ дается в нормах в виде таблицы в зависимости от пластических деформаций $\bar{\epsilon} = \epsilon E/R_y$ 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

$$(\bar{\lambda}_f)_{\max} = (b_{ef}/t_f \sqrt{R_y/E})_{\max} = \bar{\lambda}_{uf} = 0,95 \sqrt{k/\varphi} \quad (2.68)$$

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 $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,1 \bar{\lambda}. \quad (2.69)$$

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

$$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,5 + 0,7 \bar{\lambda}) m_x, \quad (2.70)$$

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 $2 \leq k \leq 3,7$. Используя, как в предыдущем случае, зависимость $\varphi(\bar{\lambda})$, получаем для стенки центрально сжатой колонны

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{uw} &= 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}^2 && \text{при } \bar{\lambda} < 2; \\ \bar{\lambda}_{uw} &= 1,2 + 0,35 \bar{\lambda} \leq 2,3 && \text{при } \bar{\lambda} \geq 2, \end{aligned} \quad (2.71)$$

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 $10 \geq m_x \geq 1$ следующие аппроксимации:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{uw} &= 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}_x^2 && \text{при } \bar{\lambda}_x < 2; \\ \bar{\lambda}_{uw} &= 1,2 + 0,35 \bar{\lambda}_x \leq 3,1 && \text{при } \bar{\lambda}_x \geq 2; \end{aligned} \quad (2.72)$$

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 $\mathcal{E} = \max$ 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

$$\mathcal{E}_{cr} = 0,9kE(t_w/h_w)^2 (R_y/R_y) = 0,9kR_y/\bar{\lambda}_w^2, \quad (2.73)$$

где $\bar{\lambda}_w = (h_w/t_w)\sqrt{R_y/E}$ — условная гибкость стенки балки.

Обозначим $c_{cr} = 0,9k$, тогда

$$\mathcal{E}_{cr} = c_{cr}R_y/\bar{\lambda}_w^2. \quad (2.74)$$

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 $\mathcal{E}^s = k_2GI_t/(h_wD)$, где k_2 — коэффициент пропорциональ-

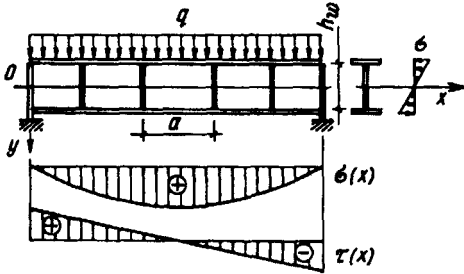


Рис. 2.37. Расчетная схема двутавровой балки при проверке местной устойчивости отсеков ее стенки, разделенных ребрами жесткости

ности. Принимая во внимание значения $G = E/[2(1 + \nu)]$, $D = Et_w^3/[12(1 - \nu^2)]$, $I_t = bft_f^3/3$, получаем

$$\delta = \frac{k_2 E b_f t_f^3}{2(1 + \nu) 3 h_w E t_w^3} \frac{12(1 - \nu^2)}{h_w} = 1,4 k_2 \frac{b_f}{h_w}$$

$$\left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 = \beta \frac{b_f}{h_w} - \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3. \quad (2.75)$$

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 не приваренным 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^D и колеблется в пределах $30 \leq c_{cr} \leq 35,5$.

Б. Для опорной панели стенки $\tau = \max$, $\delta \approx 0$. 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

$$\begin{aligned} \tau_{cr} &= 0,9 k R_y / \bar{j}^2 d^2 = \\ &= 1,55 k R_s / \bar{j}^2 d^2. \end{aligned} \quad (2.76)$$

Здесь учтено известное соотношение $R_s = 0,58 R_y$, а также обозначено $\bar{j}^2 d^2 = (d/t_w) \sqrt{R_y/E}$, где d — меньшая сторона отсека стенки.

Кривая на рис. 2.39 аппроксимируется выражением

$$k = c(1 + 0,76/\mu^2), \quad (2.77)$$

где $c = 5,3$ для шарнирного закрепления стенки в поясах.

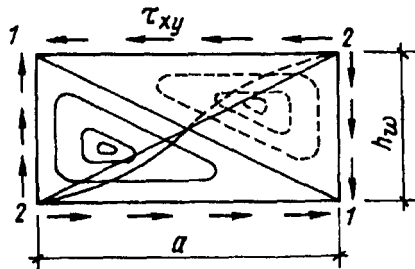


Рис. 2.38. Расчетная схема пластины при потере устойчивости от касательных сил

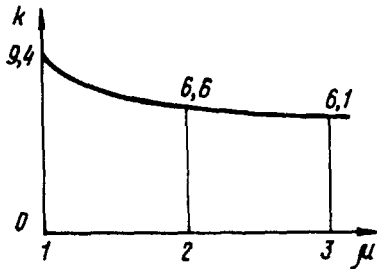


Рис. 2.29. Зависимость коэффициента k , характеризующего критические напряжения, от соотношения размеров сторон прямоугольной пластины

В практических расчетах учитывается частичное защемление стенки в поясах путем увеличения коэффициента до значения $c = 6,65$. Подставляя (2.77) в (2.76), получаем

$$\tau_{cr} = 10,3(1 - 0,76/\mu^2)(R_s/\bar{\lambda}_d^2). \quad (2.78)$$

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}

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2, \quad (2.79)$$

где c_1 учитывает длину распределения локальной нагрузки и зависит от a/h_w и $\rho = 1,04l_{ef}/h_w$; c_2 учитывает жесткость защемления стенки поясами и зависит от a/h_w и $e^0 = k_2 G I_1 / (h_w D)$; коэффициенты c_1 и c_2 в СНиПе даются в табличной форме в зависимости от указанных параметров.

Г. При совместном действии всех трех компонентов напряжений (σ , σ_{loc} , τ) критическое состояние проверяемого отсека стенки определяется выпуклой поверхностью второго порядка¹ (рис. 2.41):

$$(s + v)^2 + u^2 = 1, \quad (2.80)$$

где $s = \frac{\sigma_{cr}^{\sigma_{loc}}}{\sigma_{cr}}$; $v = \frac{\tau_{cr}^{\sigma_{loc}}}{\sigma_{loc,cr}}$; $u = \frac{\sigma_{cr}^{\sigma_{loc}}}{\tau_{cr}}$; 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. $\sigma \leq \sigma_{cr}^{\sigma_{loc}}$, $\sigma_{loc} \leq \sigma_{loc,cr}$, $\tau \leq \tau_{cr}^{\sigma_{loc}}$. Подставляя эти значения в уравнение (2.80), извлекая квадратный корень и обеспечивая запас устойчивости с помощью коэффициента условия работы γ_c , получаем проверочную формулу

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (2.81)$$

где $\sigma = M h_w / (2I)$, $\sigma_{loc} = P / (t_w l_{ef})$, $\tau = Q / (t_w h_w)$; M и Q — средние значения изгибающего момента и поперечной силы в пределах проверяемого отсека стенки; P — расчетное значение локальной нагрузки в этом отсеке.

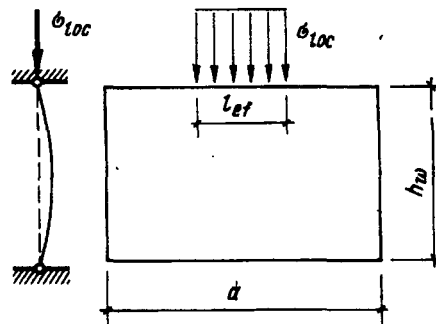


Рис. 2.40. Расчетная схема пластины при потере устойчивости от локальной нагрузки

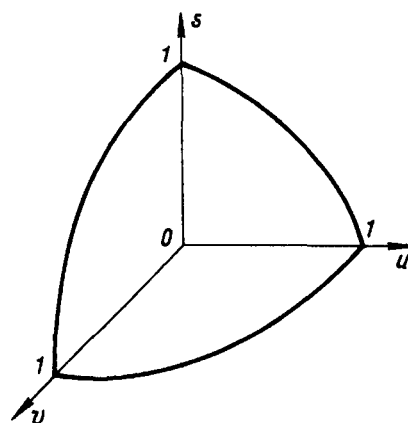


Рис. 2.41. Критическая поверхность раздела устойчивого и неустойчивого состояний пластины при трехкомпонентном нагружении

¹Броуде Б.М. Предельные состояния стальных балок. — М., 1953.

Д. В отсеках стенки, где допускается развитие пластических деформаций при поперечном изгибе балки, должно проверяться также условие

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w) \sqrt{R_y/E} \leq \bar{\lambda}_{uw}, \quad (2.82)$$

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. п. 1.4.5). Это наблюдается в таких конструкциях, как подкрановые балки, балки рабочих площадок при загрузке 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 временному 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 коэффициента¹.

В гл. 1 рассмотрена работа металлических образцов на усталость. Показано, что вибрационная прочность существенно зависит от числа циклов нагружения, вида напряженного состояния, асимметрии цикла нагружения, 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 п. 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

$$\sigma_{\max} \leq \alpha R_v \gamma_v \quad (2.83)$$

при ограничении

$$\alpha R_v \gamma_v \leq R_u / \gamma_u, \quad \gamma_u = 1,3, \quad (2.84)$$

¹Иногда 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.

где R_v — условное расчетное сопротивление усталости, зависящее от типа стали и степени концентрации напряжений в проверяемой точке конструкции.

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 нагружения $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = -1$ 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

$$\alpha = 0,064(n/10^6)^2 - 0,5(n/10^6) + 1,75; \quad (2.85)$$

для 3-й—8-й групп элементов

$$\alpha = 0,07(n/10^6)^2 - 0,64(n/10^6) + 2,2. \quad (2.86)$$

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

$$\gamma_v = a/(b - \rho), \quad (2.87)$$

где a и b — коэффициенты, зависящие от ρ и знака усилия (растяжение, сжатие), вызывающего характерное напряжение (подробнее см. [8]).

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/см² 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/см², для стали С590 — $R_u / \gamma_u = 60/1,3 \approx 46$ кН/см².

К элементам 8-й группы относятся, например, раскосы из спаренных уголков, прикрепляемые к фасонкам в сварных фермах (см. рис. 9.20, 9.26 и 13.9). 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/см².

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 $L100 \times 10$, соединенных в узлах фасонками, второй вариант — сварная двутавровая балка с поясами толщиной 20 мм. Материал — сталь ВСтЗсп5, $R_y = 25 \text{ кН/см}^2$, $R_u = 36 \text{ кН/см}^2$.

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 $R_y = 2,7 \text{ кН/см}^2$, $\alpha = 1,2$, $\gamma_y = 1,67$. Вибрационная прочность $\alpha R_y \gamma_y = 5,4 \text{ кН/см}^2$.

Во втором варианте сварной двутавр относится ко 2-й группе элементов. Для него соответственно $R_y = 10 \text{ кН/см}^2$, $\alpha = 3,31$, $\gamma_y = 1,67$, $\alpha R_y \gamma_y = 66,3 \text{ кН/см}^2$, $R_u \gamma_u = 36 \cdot 1,3 = 46,8 \text{ кН/см}^2$. Вибрационная прочность определяется вторым условием и равна $46,8 \text{ кН/см}^2$, 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, образовавшиеся при ее производстве, сварке, термообработке и некоторые другие (см. п. 1.3).

Доминирующим фактором является пониженная температура эксплуатации. В связи с этим сопротивление стальных конструкций хрупкому разрушению отождествляется с их хладостойкостью¹.

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

¹В отдельных районах нашей страны расчетная низкая температура может достигать -60°C .

итическая 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 [5].

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 году¹.

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

$$\sigma_{\max} \leq \beta \gamma_c R_u / \gamma_u, \quad (2.88)$$

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.

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

$$\beta = 1 - \alpha \frac{t - t_1}{t_2 - t_1}; \quad (2.89)$$

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 про-

¹Районирование территории страны дано в ГОСТ 16350—80 "Климат СССР. Районирование и статистические параметры климатических факторов для технических изделий".

ката, более хладостойкой стали, изменения технологии изготовления и тому подобных мероприятий¹.

Для примера сравним расчетные сопротивления хладостойкости, определяемые правой частью выражения (2.88), для узла прикрепления элементов сварной стропильной формы к фасонке толщиной 10 мм для районов Москвы и Новосибирска с расчетными низкими температурами $t = -26^{\circ}\text{C}$ и $t = -39^{\circ}\text{C}$ соответственно. Материал фермы ВСтЗпсб (сталь С245).

При $t \leq 20$ мм имеем $\alpha = 0,25$. Критические температуры $t_1 = -12,5^{\circ}\text{C}$, $t_2 = -32,5^{\circ}\text{C}$. Положим $\gamma_c = 1$, тогда для Москвы $\beta = 0,86 \beta \gamma_c R_u / \gamma_u = 23,8 \text{ кН/см}^2$. Для Новосибирска $\beta = 0,67$, $\beta \gamma_c R_u / \gamma_u = 18,6 \text{ кН/см}^2$. Отсюда видно, что для Москвы расчетное сопротивление на хладостойкость практически совпадает с $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$. Для Новосибирска оно снижается почти на 30%.

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, делится на две группы: *сталь листовая* (рис. 3.1,а) — тонколистовая, толстолистовая, широкополосная, универсальная и просечно-вытяжная; *сталь профильная* (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, веса 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. Применение при проектировании большого разнообразия профилей увеличивает объем работы на заводах металлоконструкций по сортировке, складированию, транспортировке, правке профилей и т.п. С целью уменьшения объема работ при изготовлении конструкций введены сокра-

¹Подробнее вопросы хладостойкости строительных конструкций изложены в спецкурсе [5].

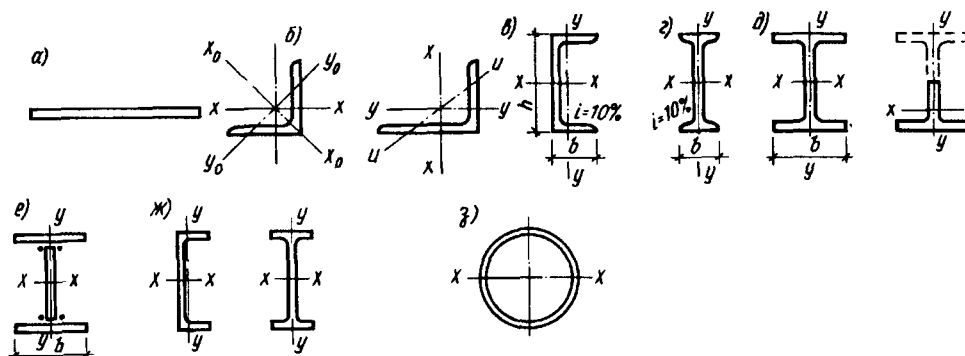


Рис. 3.1. Основные виды профилей

щенные 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. Н.А. Белелюбского. В дальнейшем он неоднократно расширялся и совершенствовался, но основные формы профилей (см. рис. 3.1, а—г) были предложены еще в прошлом веке.

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. Михайлов¹, В.М. Вахуркин², Г.М. Ковельман³, Б.Г. Ложкин⁴, Я.А. Каплун⁵, Н.П. Мельников⁶. В книге Н.П. Мельникова приводятся 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

¹Михайлов Б.П. Индустриализация металлического строительства. — М.: Стройиздат, 1939.

²Вахуркин В.М. Вопросы теории построения сортамента прокатных профилей // Вестник инженеров и техников. 1952. — № 2.

³Ковельман Г.М. Основы технико-экономической теории построения сортамента // Вестник инженеров и техников. 1953. — № 1.

⁴Ложкин Б.Г. Теоретические основы построения сортамента прокатных сталей // Вестник инженеров и техников. 1951. № 6; 1953. — № 3

⁵Каплун Я.А. О методике оценки экономичности прокатных профилей // Проектирование металлических конструкций. ЦИНИС (информ.-реферат. сб.). Сер. VII. — М., 1969. — № 5.

⁶Мельников Н.П. Металлические конструкции. Состояние и перспективы развития. — М.: Стройиздат, 1983..

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. табл. 11 прил. 16) широко применяется в строительстве. Она поставляется в пакетах и рулонах и классифицируется следующим образом.

Сталь толстолистовая (ГОСТ 19903—74). Сортамент этой стали включает листы толщиной от 4 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.).

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 изготавливаются 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. Угловые профили

Угловые 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 см² до мощных профилей с площадью сечения 140 см² (прил. 16, табл. 1, 2). Полки уголков имеют параллельные грани, что облегчает конструирование. Широкое применение уголки имеют в легких сквозных конструкциях. Рабочие стержни из уголков обычно komponуются 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.

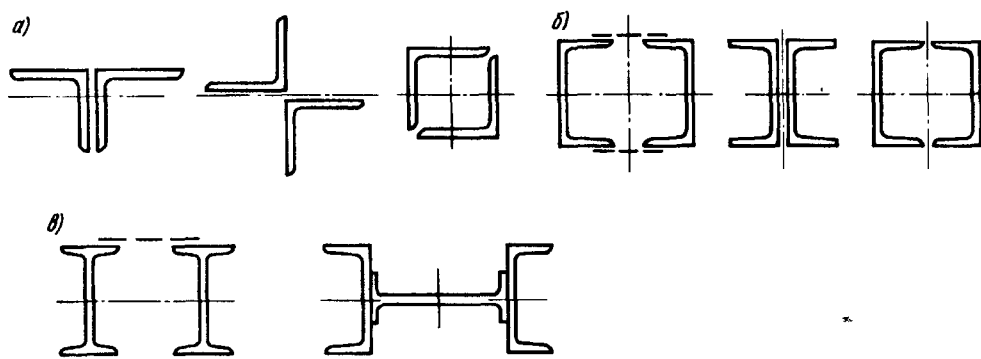


Рис. 3.2. Компоновка сечений стержней из прокатных профилей

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 швеллеры от № 5 до № 40 с уклоном внутренних граней полок (см. прил. 16, табл. 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.

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. 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 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 y (см. прил. 16, табл. 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 (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. 10), применяемые в строительстве, бывают круглые — горячекатаные (ГОСТ 8732—78 с изм.) и электросварные (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 изготавливаются 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

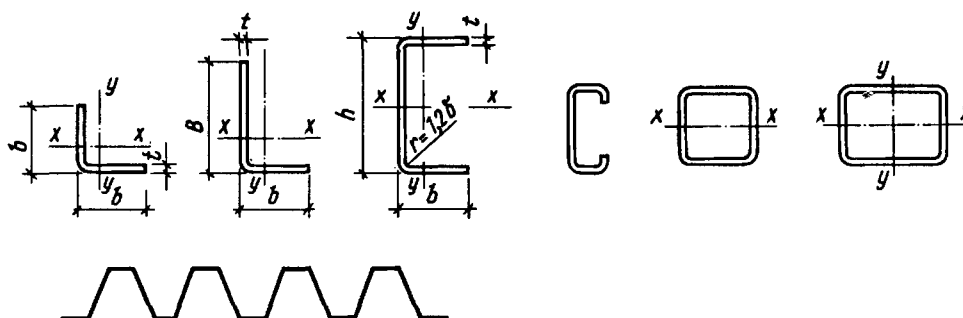


Рис. 3.3. Типы гнутых профилей

(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 пряжи 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, $d = 720$ и 820 мм;

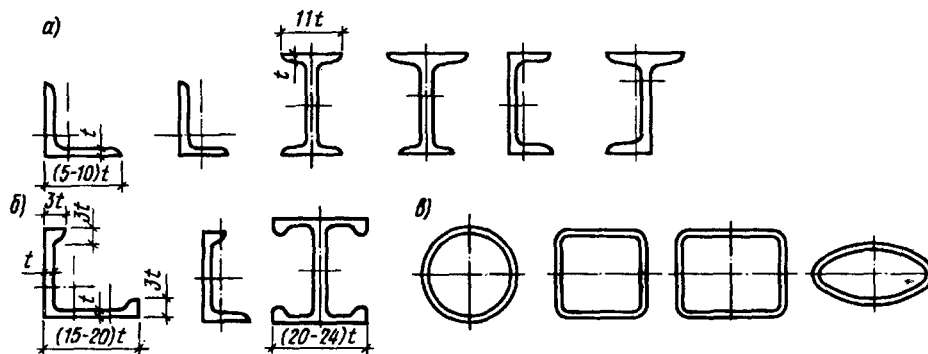


Рис. 3.4. Типы профилей из алюминиевых сплавов без бульб (а) и с бульбами (б)

для трубопроводов высокого давления по ТУ 14-3-620-77, $d = 1020$ и 1220 мм;

для газонефтепроводов по ТУ 14-3-1138-82, $d = 1020$ и 1120 мм и 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 состоянии. 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 см². Гнутые профили изготовляют из листов и лент толщиной до 4 мм гнутым 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).

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 [3] 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 профили разных марок сталей.

4. Применение в одном объекте профилированных листов одной номинальной высоты разной толщины не допускается.

ГЛАВА 4. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Создание сварной конструкции представляет собой комплексную задачу, которая включает в себя проектирование, исследование прочности, расчет, рациональный выбор технологии изготовления, прежде всего сварки, с применением средств механизации и автоматизации.

Сварные соединения являются основным видом соединений в строительных конструкциях. При проектировании конструкций со сварными соединениями следует предусмотреть применение высокопроизводительных эффективных видов сварки с учетом конструктивных особенностей и объемов производства, обеспечивающих повышение надежности сварных соединений и производительности труда. Количество наплавленного металла снижается при применении минимальных размеров сварных швов, а также минимально необходимого числа расчетных и конструктивных сварных швов.

В данной главе приводятся сведения, необходимые для проектирования соединений в конструкциях из стали, а также некоторые данные о работе, конструктивных решениях и расчете соединений в конструкциях, выполненных из алюминиевых сплавов. Такие вопросы, как физические процессы сварки, особенности технологии изготовления сварного соединения, выбор оборудования, механизация процесса сварки изложены в специальной литературе (учебниках и учебных пособиях по технологии сварочного производства) и здесь не рассматриваются.

Сваркой металлов называют технологический процесс образования неразъемного соединения деталей конструкции путем местного сплавления или совместного пластического деформирования в области соединения этих деталей, сопровождающегося диффузией атомов. В результате сварки возникает прочное сцепление, основанное на межатомном взаимодействии в примыкающих участках деталей.

Сварка является прогрессивным процессом. Она позволяет получить простую конструктивную форму соединения, дает экономию металла по сравнению с другими видами соединений (например, болтовыми), позволяет применять высокопроизводительные механизированные способы изготовления. С помощью сварки можно получить практически любую конструктивную форму. Она используется для конструкций различного назначения. Сварные соединения обладают свойством газо- и водонепроницаемости, что важно для листовых конструкций, предназначенных для хранения газов или жидкостей (резервуары, газгольдеры, трубопроводы).

Однако при проектировании сварных конструкций не следует забывать о том, что процесс сварки, являясь мощным энергетическим процессом, вносит в область соединения изменения в свойства исходного материала. В сварном соединении образуются зоны с различным химическим составом металла, различной структурой и соответственно различными механическими свойствами.

В области сварного соединения часто возникает геометрическая неоднородность (разные изменения сечения сопрягаемых элементов, необходимость иметь элементы конструктивного оформления, например ребра жесткости, фасонки, накладки и т.п.). Возможные дефекты сварных соединений (поры, подрезы и др.) также создают неоднородность соединения. К этому следует добавить наличие остаточного напряженно-деформированного состояния, являющегося следствием неравномерного нагрева изделия при сварке.

Все эти обстоятельства учитываются при проектировании конструкций путем применения сварочных материалов в соответствии со свойствами основного материала конструкций и условиями их работы (температура окружающей среды при изготовлении и эксплуатации, вид напряжения — статические нагрузки или циклические и т.п.), выбора режима сварки, а также назначения специальных коэффициентов надежности сварного соединения.

4.1. Виды сварки, применяющиеся в строительстве

Процесс сварки все время совершенствуется. В настоящее время все шире внедряются такие процессы, как электронно-лучевая, плазменная, лазерная и другие виды сварки. Относительная простота конструктивной формы, пластичность используемых в строительстве материалов, размеры (толщина) элементов конструкций и характер внешних воздействий на конструкции (во многих случаях воздействий, близких к статическим, относительно небольшой диапазон изменения температур при эксплуатации и т.п.) позволяют использовать в основном сварку электродуговую, реже газовую и контактную).

Длинномерные швы в конструкциях (поясные швы балок, колонн и др.) выполняются в заводских условиях, как правило, автоматической сваркой под слоем флюса. Флюс защищает изделие от вредного воздействия окружающей среды на металл соединения. При этом механизированы два рабочих движения: подача электродной проволоки и относительное перемещение дуги и изделия. К недостаткам автоматической сварки можно отнести затруднительность выполнения швов в вертикальном и потолочном положениях и в стесненных условиях, что ограничивает ее применение на монтаже.

Относительно короткие швы (приварка ребер, сварка узлов в решетчатых конструкциях и т.п.) выполняют полуавтоматической сваркой. При этом автоматически подается сварочная электродная проволока, а передвижение дуги по изделию производится вручную. Полуавтоматическую сварку стальных конструкций чаще всего выполняют в среде защитного газа. В качестве защитного используют обычно достаточно дешевый углекислый газ CO_2 . Реже применяют сварку порошковой проволокой.

В ряде случаев используют ручную сварку качественными электродами, т.е. электродами с качественным покрытием (толстым покрытием). При ручной дуговой сварке оба главных рабочих движения — подача электродной проволоки и передвижение дуги по изделию — выполняются вручную. В этом случае сварочная ванна расплавленного металла защищена от вредного воздействия окружающей среды плавящимся и частично испаряющимся электродным покрытием. Качественное покрытие электродов также повышает устойчивость горения дуги и улучшает качества металла шва.

Ручная электродуговая сварка универсальна и широко распространена, так как может выполняться в любом пространственном положении. Она часто применяется при монтаже в труднодоступных местах, где не могут быть использованы механизированные способы сварки. К недостаткам ручной сварки относятся меньшая глубина проплавления основного металла, меньшая производительность процесса из-за относительно низкой величины применяемого сварочного тока, а также меньшая стабильность ручного процесса по сравнению с автоматической сваркой под флюсом.

При проектировании конструкций необходимо учитывать, что конструктивная форма и технология изготовления взаимно влияют друг на друга. Конструктивная форма соединения должна по возможности обеспечивать удобство выполнения процесса сварки и соответствовать наилучшему распределению напряжений: в соединении должна быть минимальной концентрация напряжений.

Электрошлаковая сварка представляет собой разновидность сварки плавлением; этот тип сварки удобен для вертикальных стыковых швов металла толщиной от 20 мм и более. Процесс сварки ведется голый электродной проволокой под слоем расплавленного шлака, сварочная ванна защищена с боков медными формирующими шов ползунами, охлаждаемыми проточной водой. Качество шва, выполняемого этим способом, получается очень высоким.

Ванная сварка, являющаяся разновидностью электрошлаковой, применяется в некоторых случаях при сварке арматуры большой толщины в железобетонных конструкциях.

4.2. Виды сварных швов и соединений




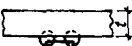
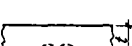
Сварным швом (в дуговой сварке) называется конструктивный элемент сварного соединения на линии перемещения источника сварочного нагрева (дуги), образованный затвердевшим после расплавления металлом¹.

Сварным соединением является комплекс сварного шва и части основного металла соединяемых элементов, прилежащего к шву. В сварное соединение включается зона влияния, характеризующаяся изменением структуры и свойств металлов соединяемых элементов.

4.2.1. Сварные швы. Сварные швы классифицируют по конструктивному признаку, назначению, положению, протяженности и внешней форме.

По конструктивному признаку швы разделяют на стыковые и угловые (вальцовые). В табл. 4.1 показаны виды швов и необходимая форма разделки кромок соединяемых элементов различной толщины для обеспечения качественного соединения при автоматизированной и ручной сварке.

Т а б л и ц а 4.1. Виды сварки в зависимости от толщины шва (двусторонняя или с подваркой корня)

Соединение	Шов	Эскиз	Значение t , мм, для сварки		
			автоматической и полуавтоматической под флюсом	электродуговой в защитных газах	ручной электродуговой
Стыковое	Без разделки кромок V-образный X-образный		2—20	3—12	2—8
			14—34	8—60	10—50
			20—60	12—120	12—60
Тавровое	Без разделки Со сплошным проплавлением		3—40	2—40	2—30
			16—40	12—80	12—60

Стыковые швы наиболее рациональны, так как имеют наименьшую концентрацию напряжений, но они требуют дополнительной разделки кромок. При сварке элементов толщиной больше 8 мм для проплавления металла по всей толщине сечения необходимы зазоры и обработка кромок изделия. В соответствии с формой разделки кромок швы бывают V-, U-, X- и K-образные. Для V- и U-образных швов, свариваемых с одной стороны, обязательна подварка корня шва с другой стороны для устранения возможных непроваров (рис. 4.1), являющихся источником концентрации напряжений.

¹Николаев Г.А., Куркин С.А., Винокуров В.А. Сварные конструкции. Прочность сварных соединений и деформации конструкций. — М.: Высшая школа, 1982. С. 272.

При автоматической сварке принимаются меньшие размеры разделки кромок швов вследствие большего проплавления соединяемых элементов (см. табл. 4.1). Чтобы обеспечить полный провар шва, односторонняя автоматическая сварка часто выполняется на флюсовой подушке, медной подкладке или стальной остающейся подкладке.

При электрошлаковой сварке разделка кромок листов не требуется, но зазор в стыке принимают не менее 14 мм.

Угловыми швами, весьма часто применяемыми в конструкциях, являются поясные швы в балках и колоннах. Такими швами привариваются элементы конструктивного оформления (ребра, накладки), а также элементы в углах решетчатых конструкций и т.п. Угловые (валиковые) швы наваривают в угол, образованный элементами, расположенными в разных плоскостях. Применяющаяся при этом разделка кромок изделий показана в табл. 4.1.

Угловые швы, расположенные параллельно действующему осевому усилию, называются фланговыми, а расположенные перпендикулярно — лобовыми.

Швы могут быть рабочими или связующими (конструктивными), сплошными или прерывистыми (шпоночными). По положению в пространстве во время их выполнения они бывают нижними, вертикальными, горизонтальными и потолочными (рис. 4.2). Сварка нижних швов наиболее удобна, легко поддается механизации, дает лучшее качество шва, а потому при проектировании следует предусматривать возможность выполнения большинства швов в нижнем положении. Вертикальные, горизонтальные и потолочные швы в большинстве своем выполняются при монтаже. Они плохо поддаются механизации, выполнить их вручную трудно,

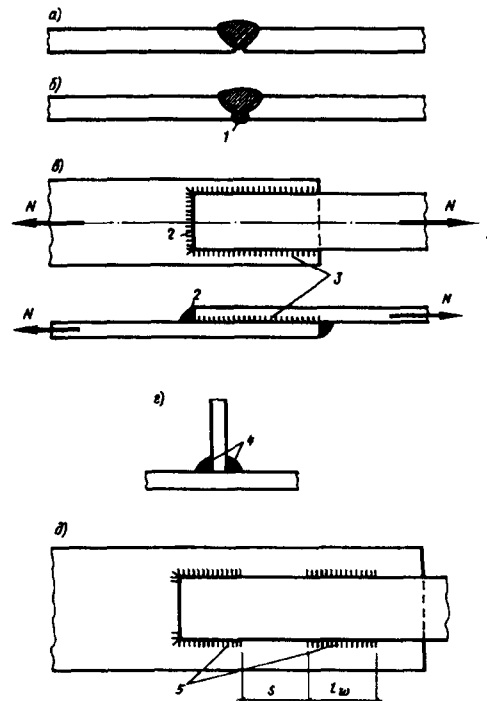


Рис. 4.1. Виды швов

а — стыковой шов в однопроходном стыковом соединении; б — стыковой шов с подваркой корня в однопроходном стыковом соединении; в — фланговый и лобовой швы в нахлесточном соединении; г — угловые швы в тавровом соединении; д — прерывистые (шпоночные) швы в нахлесточном соединении; 1 — подварка корня шва; 2 — лобовой шов; 3 — фланговый шов; 4 — угловые швы; 5 — прерывистые или шпоночные швы

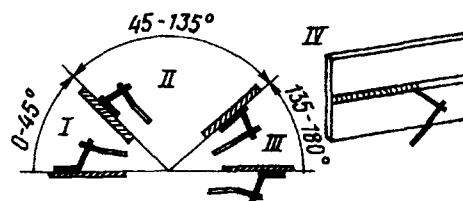


Рис. 4.2. Положение швов в пространстве I — нижнее; II — вертикальное; III — потолочное; IV — горизонтальное на вертикальной поверхности

качество шва получается хуже, а потому применение их в конструкциях следует по возможности ограничивать.

4.2.2. Сварные соединения. Различают следующие виды сварных соединений: стыковые, внахлестку, угловые и тавровые, или впритык (рис. 4.3).

Стыковыми называют соединения, в которых элементы соединяются торцами или кромками, при этом один элемент является продолжением другого (рис. 4.3, а). Стыковые соединения наиболее рациональны, так как имеют наименьшую концентрацию напряжений при передаче усилий, отличаются экономичностью и удобны для контроля. Толщина свариваемых элементов в соединениях такого вида почти не ограничена. Стыковое соединение листового металла может быть выполнено прямым или косым швом. Стыковые соединения профильного металла применяются реже, так как затруднена обработка их кромки под сварку.

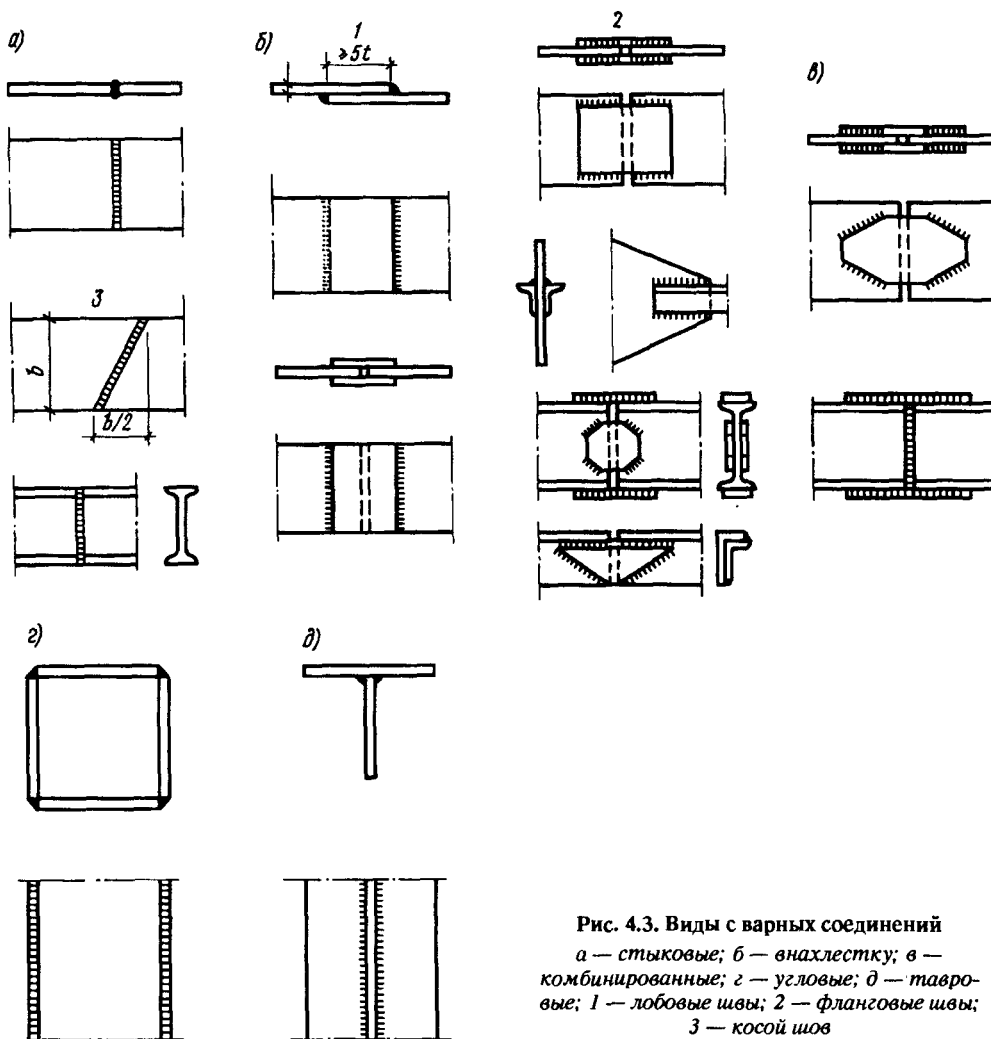


Рис. 4.3. Виды сварных соединений
 а — стыковые; б — внахлестку; в —
 комбинированные; г — угловые; д — тавро-
 вые; 1 — лобовые швы; 2 — фланговые швы;
 3 — косой шов

Соединениями внахлестку называются такие, в которых поверхности свариваемых элементов частично находят друг на друга (рис. 4.3,б). Эти соединения широко применяют при сварке листовых конструкций из стали небольшой толщины (2—5 мм), в решетчатых и некоторых других видах конструкций. Разновидностью соединений внахлестку являются соединения с накладками, которые применяют для соединения элементов из профильного элемента и для усиления стыков.

Соединения внахлестку и с накладками отличаются простотой обработки элементов под сварку, но по расходу металла они менее экономичны, чем стыковые. Кроме того, эти соединения вызывают резкую концентрацию напряжений, из-за чего они нежелательны в конструкциях, подвергающихся действию переменных или динамических нагрузок и работающих при низкой температуре.

Угловыми называют соединения, в которых свариваемые элементы расположены под углом (рис. 4.3,г).

Тавровые соединения (соединения впритык) отличаются от угловых тем, что в них торец одного элемента приваривается к поверхности другого (рис. 4.3,д).

Во всех видах сварных соединений (угловых, тавровых, нахлесточных) применяются угловые швы (валиковые). Только стыковые соединения выполняются с помощью стыковых швов.

4.3. Термическое влияние сварки на соединения

Процесс сварки сопровождается структурными и химическими изменениями металла в зоне сварного соединения и возникновением сварочных напряжений и деформаций.

4.3.1. Структурные и химические изменения металла в зоне соединения. Во время сварки низкоуглеродистой стали металл шва и околошовной зоны нагревается и претерпевает различные изменения; в соответствии с этим различают три зоны соединения: зона расплавления, зона термического влияния (рис. 4.4) и основной металл.

В зоне расплавления металл нагревается выше температуры плавления ($T = 1535^{\circ}\text{C}$). Расплавленный металл изделия и электрода перемешивается, и после прекращения нагрева начинается первичная кристаллизация металла.

Для зоны расплавленного металла характерна столбчатая структура литого металла. В процессе охлаждения расплавленный металл претерпевает структурные изменения и приобретает вторичную структуру. Качество металла этой зоны улучшают путем легирования элементами, входящими в состав флюса, электродной (или присадочной) проволоки и покрытия качественных электродов (толстое покрытие), а также правильным выбором скорости охлаждения. В качестве легирующих элементов применяют марганец (нейтрализует вредное действие серы и некоторых других примесей), титан, кремний и другие компоненты, вводя их в расплавленный металл через электродную проволоку, флюсы и обмазки.

Скорость остывания шва регулируют правильным выбором тепловложения при сварке, а также предварительным или сопутствующим подогревом. В

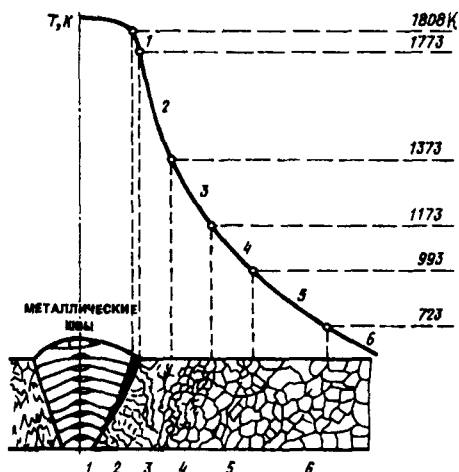


Рис. 4.4. Зона термического влияния сварного соединения в элементах из малоуглеродистой стали

1 — участок неполного расплавления; 2 — участок перегрева; 3 — участок нормализации; 4 — участок неполной перекристаллизации; 5 — участок рекристаллизации; 6 — основной металл

но и повышенные по сравнению с основным металлом механические свойства. На участке 4 нагрева (993—1173 К) металл испытал лишь частичную перекристаллизацию, и его качество не очень сильно отличается от качества основного металла. На участке 5 происходит рекристаллизация.

Для низколегированных строительных сталей температурные интервалы смещаются, но структурные преобразования аналогичны.

В зоне термического влияния при ее усиленном охлаждении возможно также образование закалочных структур, например мартенсита, имеющего сильно пониженные вязкость и пластичность.

Работоспособность сварного соединения зависит от его качества, прежде всего минимального числа дефектов. Наиболее часто встречающимися дефектами сварного соединения являются:

- а) подрезы, представляющие собой углубления (канавки) в основном металле, идущем вдоль границы шва;
- б) непровары — отсутствие сплавления между металлом шва и основным металлом. При этом в местах несплавления (непроваров) обнаруживаются тонкие пленки оксидов, а иногда и шлаковые включения;
- в) шлаковые (неметаллические) включения — частицы шлака, не успевшие всплыть на поверхность шва до затвердевания поверхностных слоев металла шва;
- г) поры — области, заполненные газом, выделяющимся в процессе сварки;
- д) горячие трещины — разрушение металла шва при температурах, близких к температурам солидуса. Горячие трещины представляют собой

некоторых случаях качество металла шва улучшают последующей термической обработкой.

Зоной термического влияния называют прилегающую к шву часть основного металла, нагревающуюся выше температуры $A_{с3}$ ($A_{с3} = 996$ К, или 723°C) и ниже температуры расплавления (1808 К, или 1535°C), (см. участки 1—4 на рис. 4.4). Глубина этой зоны при ручной сварке составляет приблизительно 3—6 мм, а при автоматической — 2—4 мм. Структура металла в этой зоне неравномерна. Для низкоуглеродистых сталей на участках 1 и 2, подвергавшихся нагреву выше 1273—1373 К, расположен перегретый металл с сильно выросшим зерном. Металл здесь имеет пониженные механические свойства по сравнению с основным металлом элемента. На участке 3, подвергавшемся действию температур 1173—1373 К, металл претерпел полную перекристаллизацию, имеет мелкое зерно

межкристаллитное или межзеренное разрушение, излом которого имеет матово-желтоватый цвет и крупнокристаллическое строение. При попадании в трещину воздуха, поверхность ее покрывается темными оксидами коричнево-синеватого цвета. Горячие трещины появляются тогда, когда металл шва еще не набрал нужной способности сопротивляться развитию деформаций, и в определенном температурном интервале (интервале хрупкости) сокращение размеров элемента в результате охлаждения становится выше его способности деформироваться без разрушения¹;

е) холодные трещины, наблюдаемые, как правило, после охлаждения сварного соединения. Характерной особенностью этих трещин является блестящий кристаллический излом без следов высокотемпературного окисления. Существует множество причин образования холодных трещин, в том числе изменение структуры металла в результате сварки, насыщение металла сварного соединения водородом из атмосферы сварочной дуги и, в некоторых случаях, основного металла в результате процесса термодиффузии, а также наличие напряжений, включая сварочные напряжения. Именно сварочные напряжения приводят к образованию и развитию холодных трещин после сварки до нагружения конструкции эксплуатационными нагрузками и даже до монтажа.

Все дефекты сварных соединений в принципе снижают работоспособность конструкции, так как являются концентраторами напряжений, однако при определенных размерах, форме, числе и расположении их в соединении работоспособность конструкции может быть обеспечена в соответствии с заданными условиями эксплуатации (вид нагружения — статическое или циклическое, предполагаемая температура эксплуатации сооружения и т.п.). В этих условиях особо важную роль играют выбранные методы контроля качества сварных соединений и тщательность их выполнения.

Одним из важных направлений в изучении работоспособности сварных соединений является учет условий образования трещин. Трещины относятся к особо опасным дефектам. Как горячие, так и холодные трещины являются острыми концентраторами, к тому же их трудно обнаружить при контроле качества соединения. Трещины, особенно горячие, часто не выходят на поверхность соединения, поэтому их можно выявить лишь с помощью физических методов контроля — просвечиванием рентгеновскими или гамма-лучами; в простейшем случае используют ультразвуковой метод.

Изготовить конструкцию с абсолютным отсутствием дефектов практически невозможно. Нормами и техническими условиями на основании исследований работы соединений и практики эксплуатации конструкций устанавливаются допустимые число и величина дефектов. Современные методы механики разрушения позволяют определить безопасный уровень напряжений при эксплуатации конструкции в зависимости от величины и расположения трещиноподобных дефектов. Обеспечить их минимальное число и допустимую величину можно путем соответствующего выбора сварочных материалов, режима сварки и конструктивного решения соединения.

В сварном соединении бывают опасные области, в которых наиболее вероятно появление трещин. Расположение этих областей связано с нерав-

¹Макаров Э.Л. Холодные трещины при сварке легированных сталей. — М.: Машиностроение, 1981. С. 248.

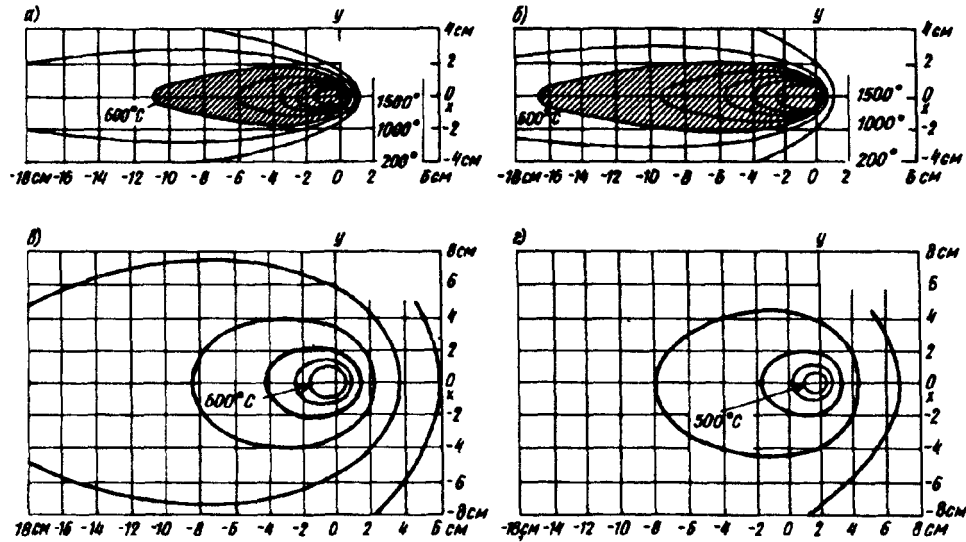


Рис. 4.5. Влияние теплофизических свойств основного металла на температурное поле предельного состояния линейного источника в пластине толщиной 1 см

а — углеродистая сталь; *б* — хромоникелевая сталь; *в* — алюминий; *г* — красная медь

номерностью нагрева при сварке и соответствующем развитии сварочных напряжений.

Распределение температуры в изделии при сварке зависит от теплофизических свойств свариваемого материала, мощности источника нагрева (сварочной дуги) и скорости его передвижения относительно свариваемого изделия.

На рис. 4.5 представлены поля распределения температуры при стыковой дуговой сварке пластин из различных материалов¹.

Как видно из рисунка, чем меньше теплопроводность (теплопроводность стали меньше теплопроводности меди и алюминия), тем больше размер области, нагретой до высоких температур. Определение геометрических параметров изотерм позволяет найти размеры ванны расплавленного металла (ширину шва или глубину проплавления), а также размеры зоны термического влияния и различных ее участков.

Трудность улучшения свойств металла зоны термического влияния легированием и неизбежные структурные превращения делают ее наиболее уязвимым местом сварного соединения.

Весь остальной металл изделия (участки 5 и 6 на рис. 4.4) сохраняет свои первоначальные свойства, так как температура его нагрева не достигла критической точки $A_{C3} = 996$ К.

Проникновение зоны расплавления в основной свариваемый металл называют глубиной проплавления, или проваром шва. При ручной сварке он составляет 1,5—2 мм, при механизированной же сварке он больше. Глубина

¹Рыкалин Н.Н. Расчеты тепловых процессов при сварке. — М.: Машгиз, 1951. С. 296.

проплавления определяет коэффициент "полноты" угловых швов. Чем глубже проплавление, тем лучше шов, при этом особенно важно, чтобы необходимая глубина проплавления была в корне угловых швов.

Снижение тепловой мощности дуги или увеличение скорости охлаждения уменьшает размер зон расплавления и термического влияния, увеличивает температурный градиент (крутизну кривой падения температуры) и способствует появлению закалочных структур. Так же действуют повышение скорости сварки (без увеличения тепловой мощности дуги) и сварка при низкой температуре. В этих условиях во время сварки повышается возможность хрупких разрушений, что усугубляется низким качеством основного металла (малой пластичностью), обусловленным большим содержанием серы, фосфора и других вредных примесей.

Обеспечить высокое качество сварных соединений при сварке в условиях низких температур можно при выполнении повышенных требований к основному металлу, сварочным материалам и конструктивной форме соединения. Концентрация напряжений в соединении должна быть минимальной, а металл в соединении — по возможности пластичным. В качестве показателя пластичности металла шва кроме испытаний на растяжение используют испытания на загиб (рис. 4.6). В пластичном металле угол загиба α достигает 180° . Однако сварка в условиях низких температур должна быть по возможности исключена. Конструкции, предназначенные для эксплуатации при низких температурах (северное исполнение, криогенные температуры), обычно свариваются в условиях цеха, т.е. при положительных температурах.

4.3.2. Понятие о сварочных напряжениях и деформациях. Собственные напряжения при сварке разделяются 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 удельного объема металла. Если при этом удельный 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

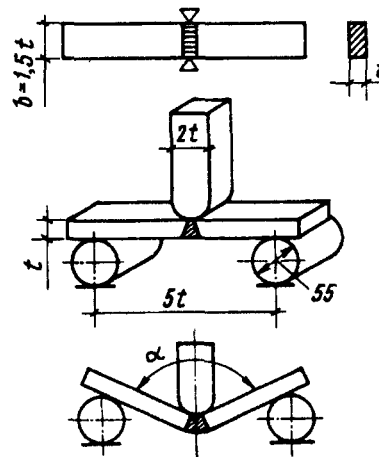


Рис. 4.6. Испытания металлов на изгиб

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 нагрева 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 нагрева приводит к развитию пластических деформаций, часто высокого уровня. Напряжения в процессе сварки возникают при отсутствии внешних силовых воздействий, поэтому сварочные напряжения относятся к внутренним или собственным.

По мере изменения температуры в изделии (соединении) изменяется и его напряженно-деформированное состояние. Поэтому напряжения и деформации, изменяющиеся во времени, называют 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 называют часто начальными.

Свойства сталей, применяемых в строительстве (не склонных к образованию закалочных структур), обуславливают 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 внутренние деформации не компенсируют внутренних 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 конструкции оказывается искаженной по отношению к исходному состоянию (или проектному). Это явление называется короблением. Характерные виды сварочных деформаций — коробления элементов конструкций — представлены на рис. 4.7.

Механизм развития сварочных напряжений и деформаций можно проиллюстрировать на простейшем примере — наплавке шва (валика) на кромку пластины (рис. 4.8).

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 удлиняться. 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), называ-

емые 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 нагреве со стрелкой прогиба $f_{ост}$. При этом $f_{ост} < f_{вр}$.

Распределение остаточных напряжений, соответствующее принятой схеме, представлено на рис. 4.8, з. Распределение сварочных напряжений удовлетворяет условиям равновесия ($\sum X = 0$; $\sum Y = 0$; $\sum M = 0$)¹. Из рис. 4.8 видно, что чем больше ширина пластины или жесткость свариваемых элементов, тем меньше искажается форма конструкции (в данном случае меньше прогиб).

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 вероятно². 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

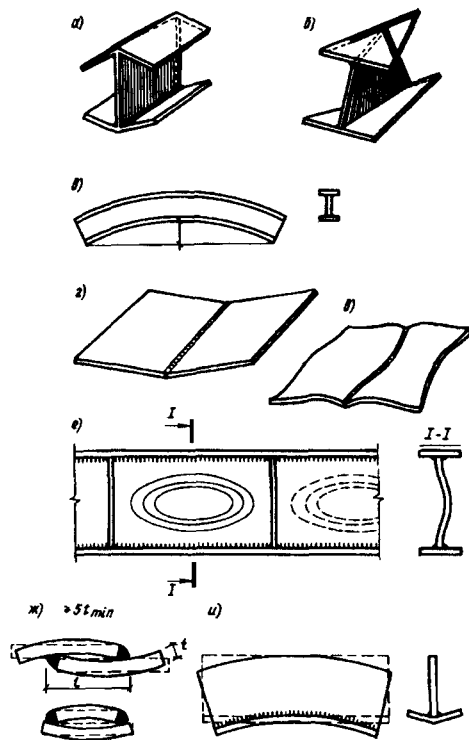


Рис. 4.7. Характерные виды деформаций элементов сварных конструкций

а — грибовидность (угловые деформации при сварке поясных швов и 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

¹ Николаев Г.А. Сварные конструкции. — М.: Машгиз, 1953. С. 350.

² Прохоров Н.Н. Физические процессы в металлах при сварке. Внутренние напряжения и фазовые превращения. — М.: Металлургия, 1975. — С. 599.

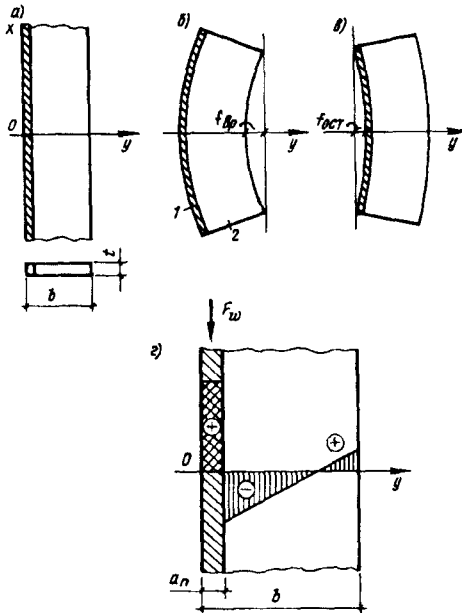


Рис. 4.8. Расчетная схема определения остаточных сварочных напряжений и деформаций в полосе с наплавленным валиком по методу фиктивных сил

a — вид полосы с наплавленным на кромку валиком; b — временные деформации полосы; $в$ — остаточные деформации полосы, $г$ — остаточные напряжения

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 с целью 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.

4.4. 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.

4.4.1. Стыковые соединения (выполняемые с помощью стыковых швов). Хорошо сваренные стыковые соединения имеют весьма небольшую концентрацию напряжений от внешних сил, поэтому прочность таких соединений при растяжении или сжатии в первую очередь зависит от прочностных характеристик

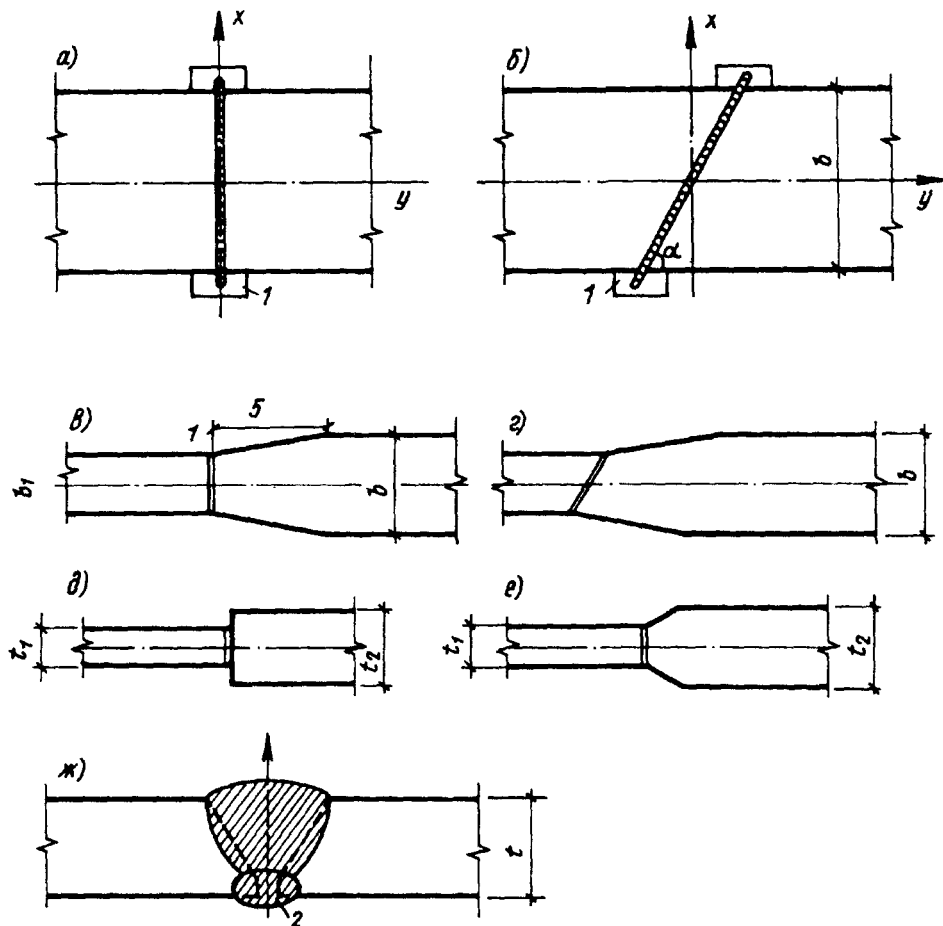


Рис. 4.9. Виды сварных стыковых соединений

a — 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

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. 4.9, *a* 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.

Гарантировать допустимые величину и число дефектов в сварном соединении на любом его участке затруднительно, поэтому необходим контроль

качества соединения. 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, рис. 4.9,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. 4.9), при сварке же встык элементов разной толщины на элементе большей толщины делают скосы (рис. 4.9,е). Без скосов нормами на изготовление разрешается сваривать элементы, толщина которых отличается не более чем на 4 мм (рис. 4.9,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 часто делают подварку корня шва (рис. 4.9,ж).

4.4.2. 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. 4.10,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. 4.11). Особенно велики напряжения в корне шва. Уменьшение концентрации напряжений в соединении может быть достигнуто плавным примыканием привариваемой детали, механической обработкой (сглаживанием) поверхности шва и конца, увеличением пологости шва (например, шов с соотношением катетов 1:1,5), применением вогнутого шва и увеличением

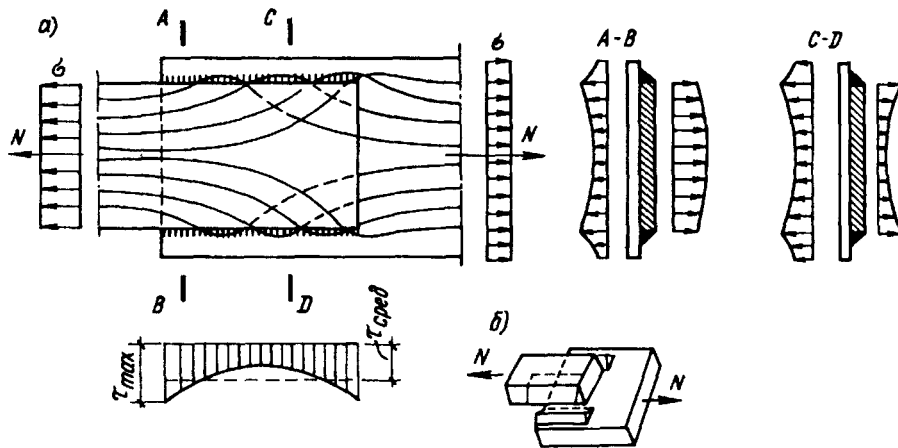


Рис. 4.10. Фланговые швы

a — распределение напряжений в соединении с фланговыми швами; *б* — вид разрушенного шва

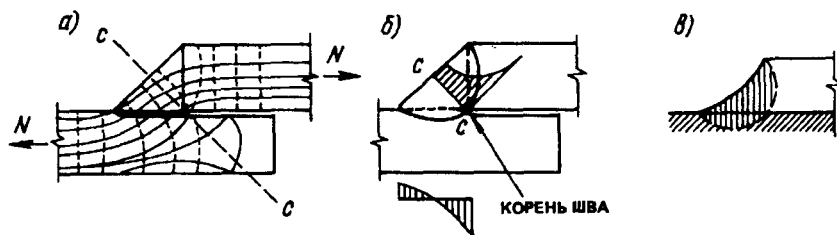


Рис. 4.11. Работа лобового шва

a — траектория силовых линий; *б* — распределение напряжений в сечении *c-c* с учетом концентрации напряжений; *в* — сечение вогнутого лобового шва

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 срезающих 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.

4.4.3. Влияние остаточных сварочных напряжений (ОСН) на работу сварных конструкций. Это влияние определяется уровнем и характером распределения 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.).

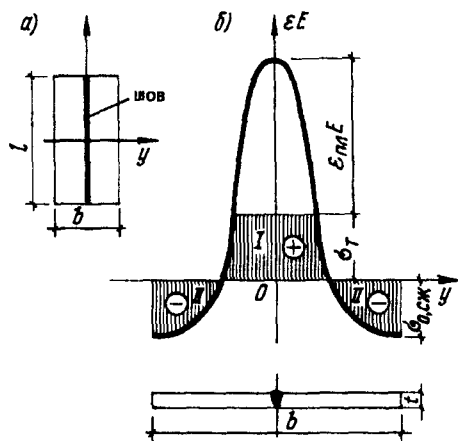


Рис. 4.12. Распределение остаточных сварочных напряжений и соответствующих им деформаций при сварке встык полос по длинной стороне

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: неодносное 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. 4.12, а), 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 $N_{\text{пред}}$ остается таким же, как и в полосе без остаточных напряжений:

$$N_{\text{пред}} = t \sigma_T b,$$

где t — толщина полосы; σ_T — предел текучести; b — ширина полосы.

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. 4.8).

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 внутренних деформаций равна примерно 1—1,5%, в то время как предельное удлинение строительных сталей существенно больше.

При неодносном распределении напряжений ОСН могут быть одной из причин появления трещин.

При сварке строительных конструкций часто возникает двухосное поле остаточных напряжений. На рис. 4.13 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

собиран на прихватках). При закреплении кромок, параллельных шву, существенно изменится поперечная составляющая напряжений (напряжения σ_y , перпендикулярные шву).

Закрепление от смещения кромки, параллельной оси шва, даст 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. 4.14). При сварке на заводе оставляют несваренными концевые участки швов (ропуски). Предполагаем, что нагрузка приложена к верхнему поясу балки. Первым сваривают стык (шов 1) стенка как наиболее гибкого элемента (из плоскости стенки) и поэтому оказывающего наименьшее сопротивление сокращению размеров при сварке последующих швов (стыковые швы полки). Вторым сваривают стык 2, создающий некоторый строительный подъем в балке, а третьим — стык 3, не полностью компенсирующий изгиб при выполнении шва 2, в результате строительный подъем остается. Далее завариваются швы 4 и 4', а затем 5 и 5'.

При наличии ропусков уменьшается вероятность возникновения трещин в стыковых швах поясов двутавровых элементов. В жестких элементах (двутаврах) при отсутствии ропуска поперечная усадка стыкового шва реализуется на очень маленькой базе (практически на ширине шва), что приводит к большим сварочным напряжениям в соединении. Ропуск позволяет деформироваться отдельно от стенки полкам балки. Усадка реализуется на базе, равной величине ропуска. При этом относительные деформации поясов, а следовательно, и напряжения существенно снижаются. Необходимая величина ропуска 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.

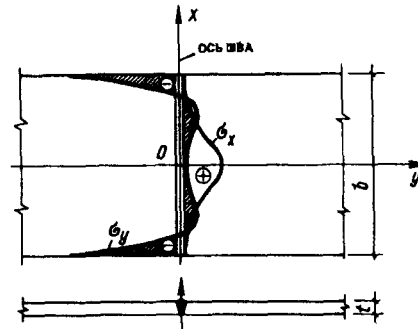


Рис. 4.13. Распределение остаточных сварочных напряжений в пластине, сварной встык по короткой (торцевой) стороне

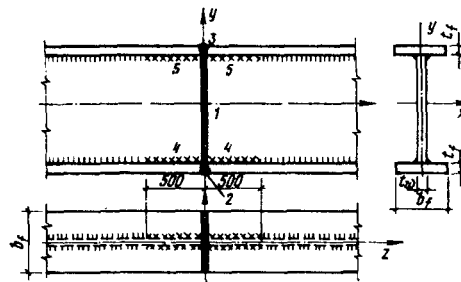


Рис. 4.14. Порядок сварки укрупнительного стыка двутавровой балки

На устойчивость сжатых стержней остаточные сварочные напряжения оказывают как отрицательное, так и положительное действие^{1,2}. 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 центральной 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 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.

4.5. 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. 4.2).

Расчет стыковых сварных соединений при действии осевой силы N , проходящей через центр тяжести соединения, выполняют по формуле

$$N/tl_w \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (4.1)$$

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 стыка (например, на технологические планки, см. рис. 4.9); R_{wy} — расчетное сопротивление стыковых сварных соединений по пределу текучести (см. нормы 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 $R_{un} > 440 \text{ кН/мм}^2$ вместо R_{wy} следует принимать R_{wy}/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.

При отсутствии физических методов контроля расчетное сопротивление металла сварного соединения 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. 4.9,б и 4.15,б), поэтому в соединении применяют косой шов. Косой шов с наклоном реза α при $\text{tg}\alpha = 2:1$, как правило, равнопрочен с основным металлом и поэтому не требует проверки

¹Вершинин В.П. Автореф. дис. на соиск. степени канд. техн. наук. Влияние остаточных сварочных напряжений на несущую способность сжатых сварных стержней. М.: 1990.

²Ожеролом Н.О. Конструктивно-технологическое проектирование сварных конструкций. — М.-Л.: Машиностроение, 1964. С. 419.

Т а б л и ц а 4.2. Материалы для сварных соединений стальных конструкций

Сталь	Материал			Нормативное сопротивление металла шва $R_{wшл}$, кН/см ²	Расчетное сопротивление металла угловых швов R_{wf} , кН/см ²	
	Марка сварочной проволоки при сварке в углекислом газе или в его смеси с аргоном	Марка флюса при сварке под флюсом	Тип электрода при сварке покрытыми электродами			
С235, С245, С255, С275, С285, Ст3кп, Ст3пс, Ст3сп, 20	Св-08А Св-08ГА	АН-348-А	Э42*, Э42А	41	18	
		АН-60	Э46*, Э46А	45	20	
С345, С345Т, С375, С375, С390, С390Т, С390К, С440, 09Г2С, 16Г2АФ	Св-08Г2С*	Св-08ГА*	АН-17-М	45	20	
		Св-10ГА	АН-43	Э50*, Э50А	49	21,5
		Св-10Г2	АН-47	—	—	—
		Св-10НМА	АН-348-А*	—	59	24
С345К	Св-08ХГ2СДЮ	Св-08Х1ДЮ	АН-348-А	—	49	21,5

Примечания: 1. Для проволок Св-08Г2С следует принимать $R_{wшл} = 49$ кН/см² и $R_{wf} = 21,5$ кН/см², кроме угловых швов с катетом $k \leq 8$ мм. 2. При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций допускается использовать материалы, не указанные в настоящей таблице. При этом свойства металла шва должны удовлетворять требованиям технических условий. Использование данного материала уточнить по СНиП.

прочности. При действии сдвигающей силы Q на стыковой шов в шве возникают срезающие напряжения τ_w .

Расчетное сопротивление при сдвиге соединения $R_{ws} = R_s$, где R_s — расчетные сопротивления основного металла на сдвиг.

Если расчетное сопротивление металла шва в стыковом соединении R_{ws} меньше расчетного сопротивления основного металла, 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 (рис. 4.15, б):

перпендикулярно шву

$$\sigma_w = N \sin \alpha / tl_w;$$

вдоль шва

$$\tau_w = N \cos \alpha / tl_w,$$

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 одном и том же сечении шва нормальных напряжений, σ_{wx} и σ_{wy} , действующих по взаимно перпендикулярным направлениям x и y , и касательных напряжений τ_{wxy} , следует проверять по формуле

$$\sqrt{\sigma_{wx}^2 + \sigma_{wy}^2} - \sigma_{wx} \sigma_{wy} + 3 \tau_{wxy}^2 \leq 1,15 R_{wy} \varphi_c. \quad (4.2)$$

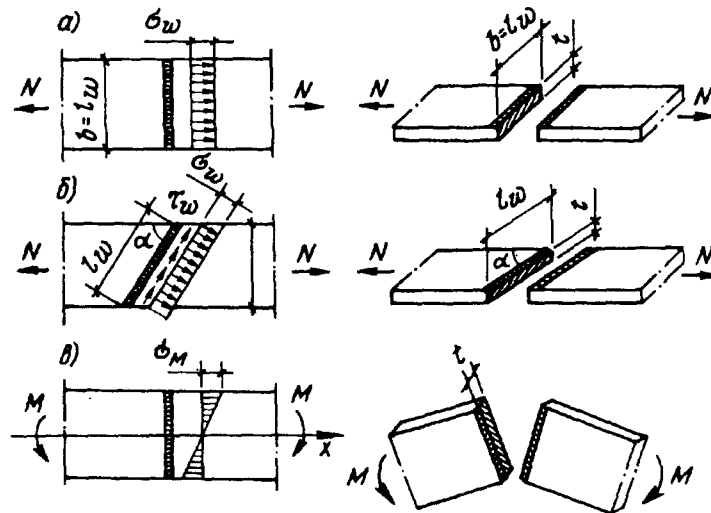


Рис. 4.15. К расчету стыковых швов

a — на продольную силу; *б* — на продольную силу стыка с косым швом; *в* — на изгиб

4.5.2. 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. 4.16). 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. 4.17) 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 срезающее. Поэтому технические нормы и правила допускают производить расчет на срез, названный "условным" срезом.

Расчетная площадь сечения шва при разрушении по металлу шва равна $A_{wf} = \beta_f k_f l_w$, при разрушении по металлу границы сплавления $A_{wz} = \beta_z k_z l_w$.

Если $\beta_f R_{wf} / 0,45 \beta_z R_{un} < 1$, то расчетным сечением является сечение по металлу шва и напряжение

$$\tau_{wf} = N / \beta_f k_f l_w \leq R_{wf} \gamma_c \quad (4.3)$$

Если $\beta_f R_{wf} / 0,45 \beta_z R_{un} > 1$, то проверка прочности соединения выполняется по металлу границы сплавления, тогда:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{wz} = N / \beta_z k_z l_w \leq R_{wz} \gamma_c; \\ R_{wz} = 0,45 R_{un} \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

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. 4.3 и учитывающие проплавление металла при сварке.

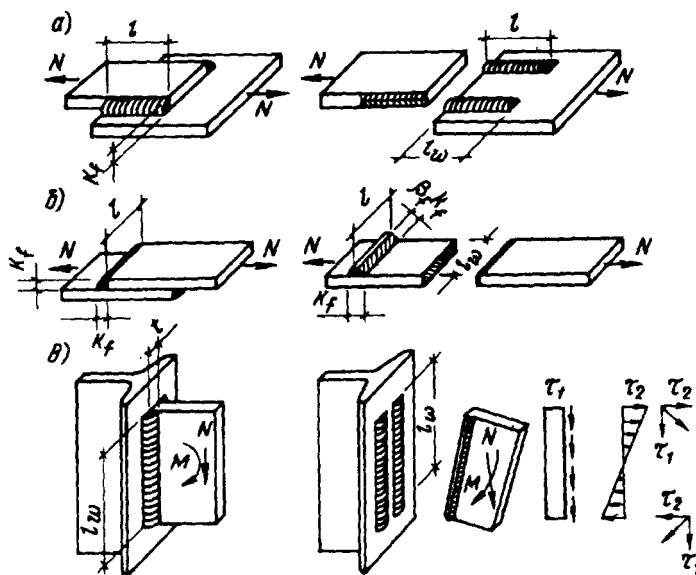


Рис. 4.16. К расчету угловых швов

а — на разрушение соединений с фланговыми швами; *б* — с лобовыми швами; *в* — работающих на изгиб

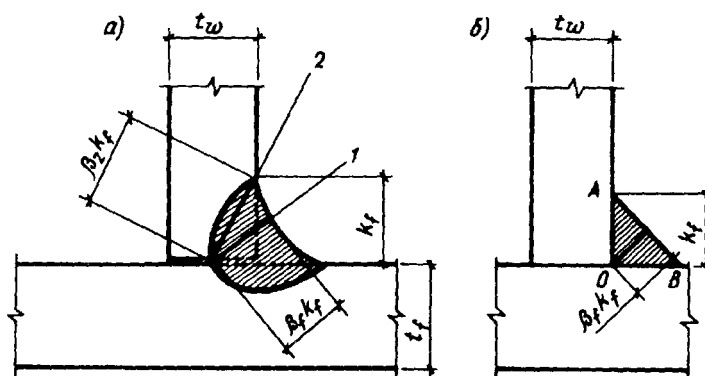


Рис. 4.17. Расчетные сечения шва

1 — по металлу шва; *2* — по металлу границы сплавления

Физический смысл коэффициентов β_f и β_z представляет собой отношение минимальных размеров в сечении шва к катету шва (см. рис. 4.17). При ручной сварке, когда глубина проплавления невелика и заштрихованную площадь на рис. 4.17,б можно считать равнобедренным прямоугольником, $\beta_f = 0,7$.

Из формул (4.3) и (4.4) можно определить требуемый катет шва. Однако катет однослойного шва k_f не должен быть меньше указанного в табл. 4.4.

Т а б л и ц а 4.3. Коэффициенты проплавления в зависимости от вида сварки

Вид сварки и диаметр сварочной проволоки, мм	Положение шва	Коэффициент проплавления	Значения коэффициентов β_f и β_z при нормальных режимах сварки и катетах швов, мм			
			3—8	9—12	14—16	> 16
Автоматическая, $d = 3—5$	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1
Автоматическая и полуавтоматическая, $d = 1,4—2$	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1	
	Нижнее	β_f	0,9	0,8		0,7
		β_z	1,05	1		
Ручная полуавтоматическая проволокой сплошного сечения, $d < 1,4$, или порошковой проволокой	В лодочку Нижнее Горизонтальное Вертикальное Потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1			

Т а б л и ц а 4.4. Минимальные значения катета шва k_f

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали, кН/см ²	k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм						
			4—5	6—10	11—16	17—22	23—32	33—40	51—80
Тавровое с двусторонними угловыми швами, нахлесточное и угловое	Ручная дуговая	До 28,5 (включительно)	4	4	4	5	5	6	6
		Св. 28,5—39	4	5	6	7	8	9	10
		Св. 39—59	5	6	7	8	9	10	12
	Механизированная	До 28,5 (включительно)	3	4	4	5	5	6	6
		Св. 28,5—39	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 39—59	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная дуговая	До 37,5	5	6	7	8	9	10	12
	Механизированная	До 37,5	4	5	6	7	8	9	10

П р и м е ч а н и я. В конструкциях из стали с пределом текучести свыше 390 Н/мм² (39 кН/см²), а также из всех сталей при толщине элементов более 80 мм минимальный катет угловых швов следует принимать по специальным техническим условиям.

Чем меньше отношение катета шва k_f (или толщина 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.

Сварные соединения с угловыми швами при действии момента M в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов, рассчитывают на срез (условный):

по металлу шва

$$M/W_f \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \quad (4.5)$$

или по металлу границы сплавления

$$M/W_z \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (4.6)$$

где W_f и W_z — моменты сопротивления расчетных сечений сварного соединения соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления; γ_{wf} и γ_{wz} — коэффициенты условия работы шва, равные 1 во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах, указанных в нормах районирования; R_{wf} и R_{wz} — расчетные сопротивления металла шва и металла границы сплавления (см. табл. 4.2 и прил. 5).

При действии момента в плоскости расположения швов последние рассчитывают на срез (условный) по следующим формулам:

по металлу шва

$$\frac{M\sqrt{x^2+y^2}}{I_{fx}+I_{fy}} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (4.7)$$

по металлу границы сплавления

$$\frac{M\sqrt{x^2+y^2}}{I_{zx}+I_{zy}} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (4.8)$$

где x и y — координаты точки A сварного соединения, наиболее удаленной от центра тяжести O расчетного сечения этого соединения (рис. 4.18); I_{fx} и I_{fy} — моменты инерции расчетного сечения сварного соединения по металлу шва относительно его главных осей x и y ; I_{zx} и I_{zy} — то же, по металлу границы сплавления.

При расчете сварного соединения с угловыми швами на одновременное действие продольной силы N , поперечной силы Q и момента M должны быть также выполнены условия

$$\tau_f \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \quad \text{и} \quad \tau_z \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c,$$

где τ_f и τ_z — напряжения в точке расчетного сечения сварного соединения соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления, определяемые по формуле

$$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + (\tau_Q + \tau_{My})^2}. \quad (4.9)$$

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.

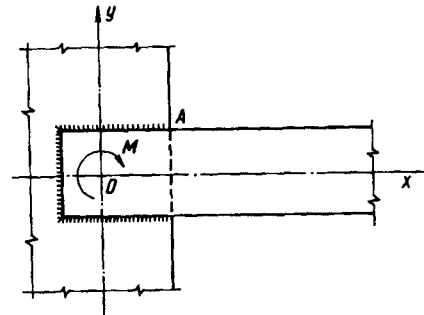


Рис. 4.18. К расчету сварных соединений, работающих на изгиб

4.6. 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 обуславливается габаритами сварочных головок и тракторов и положением швов в пространстве; например, предельные размеры стенок и полок балок, свариваемых сварочным трактором ТС-17м и сварочной головкой А-639, приведены на рис. 4.19.

Чтобы уменьшить сварочные деформации (искажение формы), следует стремиться к наименьшему объему сварки в конструкции, применяя швы наименьшей толщины (наименьшего катета), полученной 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 и т.п. 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. 4.4.

Наибольший катет углового шва в зависимости от толщины соединяемых элементов может быть равен $k_{fmax} = 1,2t$ (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).

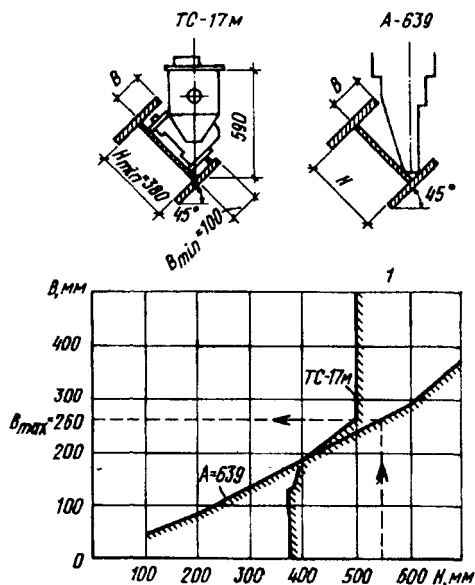


Рис. 4.19. Предельные размеры сварного элемента при сварке трактором ТС-17 м и сварочной головкой А-639

1 — область допускаемых размеров балок

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 $85 \beta_{fkf}$, так как фактические напряжения по длине шва распределены неравномерно (см. рис. 4.10) 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, соотношение катетов фланговых и лобовых швов следует принимать, как правило, равным 1:1. При соединении листов разной толщины или ширины рекомендуется делать односторонний или двусторонний скос кромок с уклоном не более 1:5.

4.7. Особенности работы сварных соединений при действии циклических нагрузок

Общие закономерности работы конструкций на действие циклических нагрузок и прочность с учетом крупного 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 фасонки, 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 соединений. В тавровых соединениях (например, поясах подкрановых балок) необходимо полностью проплачивать 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" — загрузку конструкции нагрузками выше номинальных.

4.8. 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 аргоно-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 при этом происходит разупрочнение 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 на-

дежности при проектировании конструкций. Основные положения по расчету и конструированию конструкций из алюминиевых сплавов приведены в соответствующей главе норм.

4.9. 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 (рис. 4.15) под углом 60° . Материал полосы — сталь С345. Сварка полуавтоматическая, выполняется в среде углекислого газа проволокой Св-08Г2С. Нормативное сопротивление металла шва $R_{wш} = 490 \text{ Н/мм}^2 = 49 \text{ кН/см}^2$. Расчетное сопротивление стыковых сварных соединений на растяжение по пределу текучести $R_{wy} = 0,85R_y$. Для толщины полосы $t = 10 \text{ мм}$ $R_y = 33,5 \text{ кН/см}^2$.

Предельное значение усилия, которое может выдержать полоса в сечении по основному металлу, равно $N = R_y b t \gamma_c$. Коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$, ширина полосы $b = 300 \text{ мм}$, толщина полосы $t = 10 \text{ мм}$. Следовательно, $N = 33,5 \cdot 300 \cdot 1 \cdot 1 = 1005 \text{ кН}$.

Раскладываем усилие N на составляющие. Усилие, перпендикулярное оси шва (нормальное), $N = N \sin \alpha = 1005 \cdot 0,866 = 870,33 \text{ кН}$.

Усилие, направленное вдоль оси шва (тангенциальное), $N_\tau = N \cos \alpha = 1005 \cdot 0,5 = 502,5 \text{ кН}$.

Площадь расчетного сечения шва $A_w = tb / \sin \alpha = 1 \cdot 300 / 0,866 = 34,64 \text{ см}^2$.

Расчетное сопротивление металла стыкового шва растяжению для стали С345 (без физического контроля качества) $R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 33,5 = 28,48 \text{ кН/см}^2$.

Напряжения $\sigma = N_\tau / A_w = 870,33 / 34,64 = 25,12 \cdot R_{wy} = 28,48 \text{ кН/см}^2$.

Напряжения от сдвигающего усилия $\tau = N_\tau / A_w = 502,5 / 34,64 = 14,51 \text{ кН/см}^2$. $0,85R_{ws} = 0,85 \cdot 19,52 = 16,59 \text{ кН/см}^2$.

Расчетное сопротивление металла стыкового шва сдвигу $R_{ws} = R_s = 0,58R_{un} / \gamma_m = (0,58 \cdot 34,5 / 1,025) = 19,52 \text{ кН/см}^2$.

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 $\angle 80 \times 7 \text{ мм}$, к фасонке из такой же стали толщиной $t = 12 \text{ мм}$ (рис. 4.20). Сварка полуавтоматическая в углекислом газе проволокой Св-08Г2С. Расчетное сопротивление металла шва $R_{wф} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 21,5 \text{ кН/см}^2$.

Расчетное сопротивление металла по границе сплавления $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 49 = 22,05 \text{ кН/см}^2$.

Для уголков толщиной 7 мм из стали С345 (см. прил. 5) $R_{un} = 490 \text{ Н/мм}^2 = 49 \text{ кН/см}^2$.

Усилие N , проходящее через центр тяжести сечения стержня, равно 700 кН . На один уголок действует $N_1 = 0,5N = 350 \text{ кН}$. Распределяем усилие, приходящееся на один уголок между швами на обушке уголка и на пере.

При равнополочных уголках на обушок действует усилие $0,7N_1 = 0,7 \cdot 350 = 245 \text{ кН}$ (усилия распределяются в соотношении, обратном пропорциональному расстоянию от центра тяжести сечения стержня до швов, см. рис. 4.20). Усилие на пе-

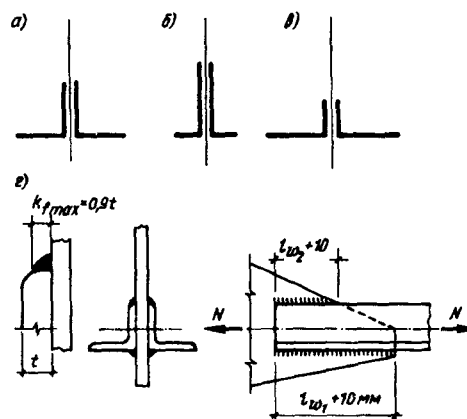


Рис. 4.20. Прикрепление уголков к фасонке
а — равнобоких; б — неравнобоких, соединенных большими полками вместе; в — неравнобоких, соединенных маленькими полками вместе; г — соединение уголков с фасонкой

ре $0,3N_1 = 105$ кН. Определяем расчетное сечение соединения.

По границе сплавления $R_{wz} \beta_z = 0,45 R_{un} \beta_z = 1,05 \cdot 0,45 \cdot 47 = 22,21$ кН/см²; для фансонки толщиной 1,2 мм $R_{un} = 37$ кН/см². По металлу шва $\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 21,5 = 19,35$ кН/см².

Коэффициенты β_f и β_z определяем по табл. 4.3. Расчетное сопротивление R_{wf} по табл. 4.2 равно 21,5 кН/см²; $\beta_z R_{wz} = 22,21 > \beta_f R_{wf} = 19,35$. Расчетным сечением является сечение по металлу шва, согласно табл. 4.4 при толщине фансонки $t = 12$ мм минимальный катет шва $k_{fmin} = 6$ мм. При толщине уголка 7 мм максимальное значение катета шва $k_{fmax} = 0,9t = 0,9 \cdot 7 = 6,3$ мм. Принимаем катеты швов на обухе и пере одинаковыми: $k_f = 6$ мм. Требуемая длина шва на обухе 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 $l_{w2} = 0,3N_1 / \beta_f k_f R_{wf} = 105 / 0,9 \cdot 0,6 \cdot 21,5 = 9,04$ 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 обухе $l_{w1} + 1 \approx 22$ см; на пере $l_{w2} + 1 \approx 10$ см; принимаем длину шва 100 мм (см. рис. 4.20).

Как правило, катеты швов на обухе и пере уголков принимаются одинаковыми. Разная величина катетов усложняет изготовление конструкций, так как при этом необходимо менять режим сварки.

Пример 4.3. Рассчитать соединение столика с колонной. Усилие, воспринимаемое столиком, $N = 1000$ кН (рис. 4.21). Эксцентриситет приложения силы N мал, и мы им пренебрегаем. Материал колонны и столика — сталь С245. Нормативное сопротивление листового и широкополосного универсального проката $R_{un} = 370$ Н/мм² = 37 кН/см². Расчетное сопротивление стали С245 $R_y = 245$ Н/мм² = 24,5 кН/см². Сварка выполняется в среде углекислого газа проволокой Св-08Г2С.

Согласно нормам и техническим условиям (см. табл. 4.2) нормативное сопротивление металла шва, взятое по временному сопротивлению R_{wun} , равно 490 Н/мм² = 49 кН/см². Расчетное сопротивление металла углового шва срезу (условному) $R_{wf} = 215$ Н/мм² = 21,5 кН/см². Расчетное сопротивление металла по границе сплавления $R_{wz} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ кН/см².

Согласно табл. 4.3 при нижнем положении шва и диаметре проволоки $d = 1,4$ мм $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$. Определяем расчетное сечение шва; $\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 21,5 = 19,35$; $\beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 16,65 = 17,48$.

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. 4.21, 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 $l_w = N / \beta_z k_f R_{wz} \gamma_c$; $\gamma_c = 1$. Задаемся катетом шва $k_f = 12$ мм. Следовательно, $l_w = 1000 / 1,05 \cdot 1,2 \cdot 16,65 = 47,67$ см.

Длина лобового шва равна ширине столика $b = 200$ мм = 20 см. Длина флангового шва $l_{w1} = (47,67 - 20) / 2 = 13,84$ см. Принимаем высоту столика с учетом 10 мм на непровар и кратер в концевых участках шва $h = 13,84 + 1 = 14,84$ см = 150 мм.

При пластичном металле такой расчет соединения достаточно надежен. В случае малопластичного металла фланговый и лобовой швы будут работать неравномерно, и лобовой шов, работая на сжатие, окажется перегруженным как менее деформативный. В этом случае в запас прочности можно считать, что все

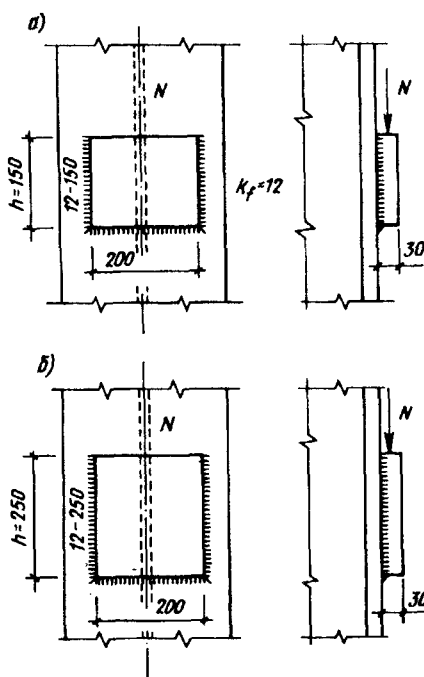


Рис. 4.21. К расчету прикрепления столика к колонне при незначительной величине эксцентриситета

нагрузки от столика на колонну передаются только через фланговые швы (рис. 4.21,б). Тогда $l_w = 47,67$ см распределяется между двумя швами и высота столика $h = (47,67)/2 + 1 = 24,84$ см. Принимаем высоту столика $h = 250$ мм.

При опирании на столик балок следует учитывать возможную непараллельность торцов опорных ребер 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: $l_w = 1,3N/2\beta_z k_f R_{wz} = 1,3 \cdot 1000/2 \cdot 1,05 \cdot 1,2 \cdot 16,65 = 31$ см. Высота столика $h = l_w + 1 = 31 + 1 = 32$ см = 320 мм.

Пример 4.4. Рассчитать прикрепление столика к колонне на действие эксцентрично приложенной силы $N = 700$ кН. Эксцентриситет приложения силы $e = 80$ мм (рис. 4.22). Материал столика и колонны — сталь С245. Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению $R_{wш} = 41$ кН/см² (см. табл. 4.2). Нормативное сопротивление металла столика и колонны $R_{шл} = 37$ кН/см² (см. прил. 5). Сварка ручная электродами Э42. Расчетное сопротивление металла угловых швов срезу (условному) $R_{wf} = 18$ кН/см². Ребро приваривается двусторонней сваркой.

В соответствии с требованиями норм для угловых швов, размеры которых установлены расчетом для элементов из стали с пределом текучести до 285 Н/мм² = $28,5$ кН/см², следует, как правило, применять электродный материал, удовлетворяющий при ручной сварке условию $1,1R_{wz} < R_{wf} \leq R_{wz}(\beta_z/\beta_f)$.

При $R_{wf} = 20$ кН/см², $\beta_z/\beta_f = 1,4$; $R_{wz} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$; $1,1 \cdot 16,65 < 20 < 16,65 \cdot 1,4$ или $18,32 < 20 < 23,31$.

Ручная сварка выполняется электродом Э46; расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 20$ кН.

Определяем, какое сечение в соединении является расчетным. По табл. 4.3 $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1$; $\beta_z R_{wz} = 1 \cdot 16,65 = 16,65$ кН/см² — по металлу границы сплавления; $\beta_f R_{wf} = 0,7 \cdot 20 = 14$ кН/см² — по металлу шва.

Имеем $\beta_z R_{wz} = 16,65 > \beta_f R_{wf} = 14$ кН/см².

Расчетным сечением является сечение по металлу шва. Если бы эксцентриситет e был равен нулю, то катет шва определялся бы из условия $k_f = N/2 \beta_f l_w R_{wf} \gamma^2$. При $\gamma^2 = 1$ $k_f = 700/2 \cdot 0,7 \cdot 37 \cdot 20 = 0,68$ см.

Учитывая наличие изгибающего момента M , задаемся размером катета шва $k_f = 12$ мм. Высота ребра $h = 380$ мм (см. рис. 4.22), откуда максимальная расчетная длина шва $l_w = 38 - 1 = 37$ см.

Изгибающий момент, действующий на соединение, $M = 700 \cdot 8 = 5600$ кН·см.

Момент сопротивления расчетного сечения соединения $W_w = 2 \beta_f k_f l_w^2/6 = 2 \cdot 1,2 \cdot 0,7 \cdot 37^2/6 = 383,3$ см³.

Нормальное напряжение от момента $M = 5600$ кН·см $\sigma_w = 5600/383,3 = 14,61$ кН/см².

Напряжения от среза $\tau_w = 700/2 \cdot 0,7 \cdot 37 \cdot 1,2 = 11,26$. Тогда $\sqrt{14,61^2 + 11,26^2} = 18,44 < R_{wf} = 20$ кН/см².

При $k_f = 11$ мм будем иметь перенапряжение. Принимаем $k_f = 12$ мм.

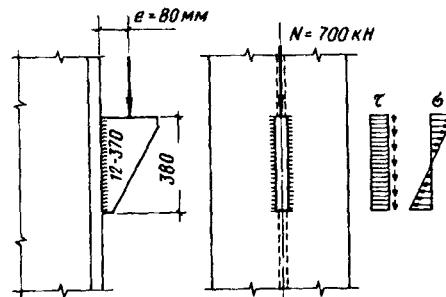


Рис. 4.22. К расчету соединения, работающего на срез и изгиб

Пример 4.5. Рассчитать стыковое соединение полосы. Стык перекрыт двумя накладками (рис. 4.23). Полоса растянута. Сечение полосы 300×20 мм. Сечение накладок 250×12 мм каждая. Материал полосы — сталь С235. Расчетное сопротивление стали $R_y = 230$ Н/мм² = 23 кН/см². Нормативное сопротивление стали С235 по пределу текучести $R_{yn} = 23,5$ кН/см². Нормативное сопротивление стали С235 по пределу прочности $R_{un} = 36$ кН/см².

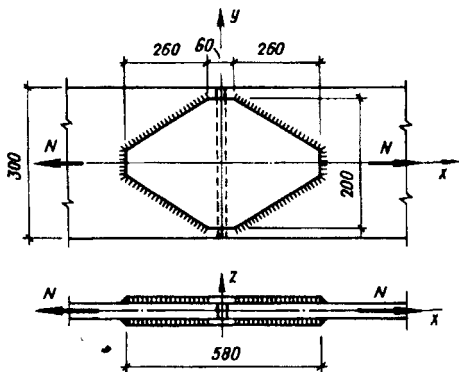


Рис. 4.23. К расчету сварного стыка на накладках

По металлу границы сплавления $\beta_z R_{wz} = 1 \cdot 16,2 = 16,2 \text{ кН/см}^2$; $\beta_f R_{wf} = 12,6 < \beta_z R_{wz} = 16,2 \text{ кН/см}^2$. Расчетным является сечение по металлу шва.

Суммарная площадь сечения накладок должна быть не меньше сечения перекрываемой полосы. Принимаем две накладки сечением $250 \times 12 \text{ мм}$. Общая площадь накладок $A = 2 \cdot 25 \cdot 1,2 = 60 \text{ см}^2$. Задаемся величиной катета углового шва $k_{f\max} = 0,9 \cdot 1,2 = 1,08 \text{ см}$; $k_{f\min} = 5 \text{ мм}$. Принимаем $k_f = 1 \text{ см} = 10 \text{ мм}$, что больше минимально допустимого k_f при толщине наиболее толстого из соединяемых элементов $t = 20 \text{ мм}$ (см. табл. 4.4).

Требуемая расчетная длина швов для одной накладки $l_w = N / \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c$. При $\gamma_c = 1$ $l_w = 690 / 0,7 \cdot 1 \cdot 18 = 54,8 \text{ см}$.

При двух расчетных швах на каждую накладку имеем $l_w = 54,8 / 2 = 27,4 \text{ см}$.

С учетом дефектных участков в концах швов длина шва на половине накладки $l_w = 27,4 + 1 = 29 \text{ см} = 297 \text{ мм}$.

Принимаем $l_w = 29 \text{ см} = 290 \text{ мм}$. Полная длина накладки $= 2 \cdot 290 = 580 \text{ мм}$.

Для уменьшения концентрации напряжений форму накладок принимаем, как показано на рис. 4.23 (форма "рыбки"), и производим обварку по контуру накладки. Фактическая длина швов больше расчетной, что идет в запас прочности.

Примечание. Подобные соединения допустимы лишь в исключительных случаях, например, в некоторых случаях при ремонте. Как правило, стыковое соединение следует выполнять стыковым швом.

Нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению $R_{w\text{вн}} = 0,45 R_{w\text{н}} = 0,45 \cdot 36 = 16,2 \text{ кН/см}^2$.

Усиле N , на которое нужно рассчитать стык, определяем по несущей способности полосы: $N = btR_y = 30 \cdot 2 \cdot 23 = 1380 \text{ кН}$.

Площадь поперечного сечения двух накладок равна площади поперечного сечения полосы.

Усиле, приходящееся на одну накладку, $N_1 = N / 2 = 1380 / 2 = 690 \text{ кН}$.

Сварка ручная электродами Э42, расчетное сопротивление углового шва $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$. Швы угловые. Проверяем условие $1,1 R_{wz} < R_{wf} < R_{wz} (\beta_z / \beta_f)$; $R_{wz} = 0,45 R_{w\text{н}} = 0,45 \cdot 36 = 16,2$; $(17,82 = 1,1 \cdot 16,2) < 18 < [16,2(1/0,7)] = 23,14$.

По табл. 4.3 $\beta_z = 1$; $\beta_f = 0,7$. Определяем расчетное сечение соединения по металлу шва $\beta_f R_{wf} = 0,7 \cdot 18 = 12,6 \text{ кН/см}^2$.

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

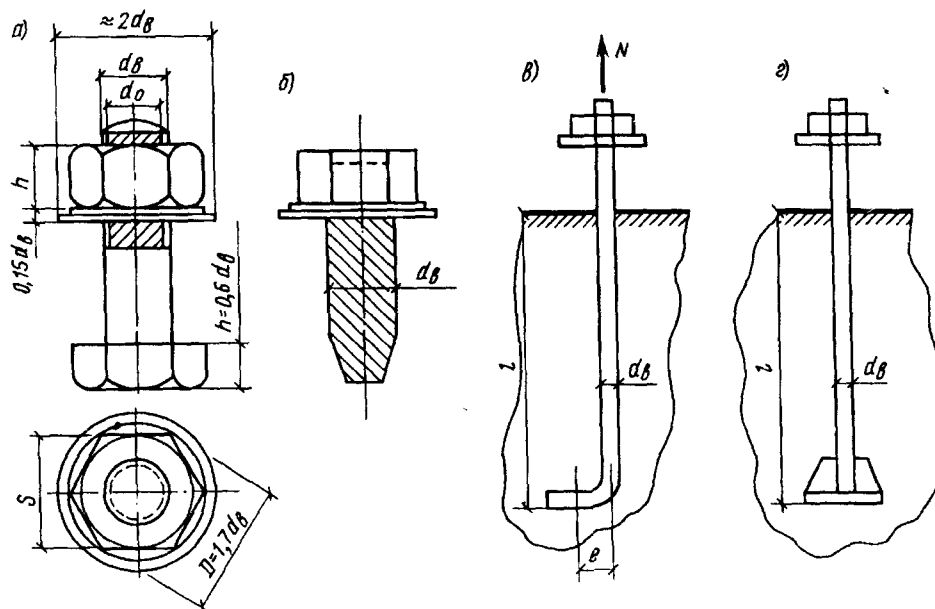


Рис. 5.1. Виды болтов

а — болт с шайбой (1) и гайкой (2); *б* — самонарезающий болт; *в* — фундаментные болты; тип 1 при $d_b \leq 36$ мм, тип 2 при $d_b \leq 30$ мм

фактического ослабления за счет передачи части действующего усилия трением между соединяемыми элементами за пределами ослабленного сечения.

В строительных конструкциях применяют 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 меньшей толщины соединяемого пакета, и нарезную часть стержня, на которую надевается шайба и навинчивается гайка (рис. 5.1, *а*).

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 или продавленные по кондукторам в отдельных элементах или деталях и 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 $380 \text{ Н/мм}^2 = 38 \text{ кН/см}^2$.

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 окислы 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 разности их толщин не удастся 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 выравнять 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 соединения, а сварным соединением — 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. Большим преимуществом таких болтов является необходимость доступа к конструкции только с одной стороны.

Фундаментные (анкерные) болты служат для передачи растягивающих усилий с 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 (табл. 5.1). Первое число, умноженное на 10, обозначает временное сопротивление σ_b , кН/см², а произведение первого числа на второе — предел текучести материала σ_t , кН/см².

Расчетные сопротивления болтового соединения на смятие с болтами класса точности В и С ниже, чем расчетное сопротивление болтового соединения с болтами класса точности А (табл. 5.2).

Т а б л и ц а 5.1. Расчетное сопротивление материала болтов срезу R_{bs} и растяжению R_{bt}

Класс болтов	Расчетное сопротивление, кН/см ²	
	R_{bs}	R_{bt}
4.6	15	17
4.8	16	16
5.6	19	21
5.8	20	20
6.6	23	25
8.8	32	40
10.9	40	50

Т а б л и ц а 5.2. Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами, кН/см²

Временное сопротивление стали соединяемых элементов, кН/см ²	Класс точности А	Классы точности В и С, высокопрочные без регулируемого натяжения
36,0	47,5	43,0
36,5	48,5	44,0
37,0	49,5	45,0
38,0	51,5	46,5
39,0	53,5	48,5
40,0	56,0	50,5
43,0	62,5	56,5
44,0	65,0	58,5
45,0	67,5	60,5
46,0	69,5	62,5
47,0	72,0	64,5
48,0	74,5	67,0
49,0	77,0	69,0
50,0	79,5	71,0
51,0	82,5	73,5
52,0	85,0	76,0
53,0	87,5	78,0
54,0	90,5	80,5
57,0	99,0	88,0

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°C) 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

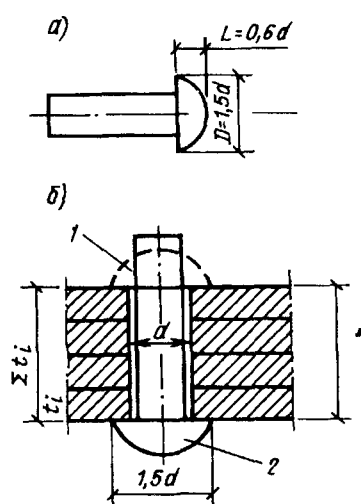


Рис. 5.2. Заклепочные соединения
а — заклепка с полукруглой головкой; *б* — постановка заклепки в соединение; 1 — замыкающая головка; 2 — закладная головка

нагрузок, а также при использовании трудно-свариваемых материалов. Заклепки изготавливают из специальной углеродистой или низколегированной стали, обладающей повышенными пластическими свойствами (рис. 5.2, *а*). Отверстия в соединяемых элементах образуют также, 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*).

Клепку ведут горячим и холодным способами. При использовании горячего способа разогревают до ярко-красного каления ($T \approx 800^{\circ}\text{C}$) 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 при этом 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 (сдвигустойчивых) 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 разделяются 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 неопределенна 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 соединение работает упруго. Так работает сдвиго-устойчивое соединение на высокопрочных болтах. При увеличении внешней сдвигающей силы 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 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

¹Пособие по проектированию стальных конструкций к СНиП-25-81 / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. — М., 1989.

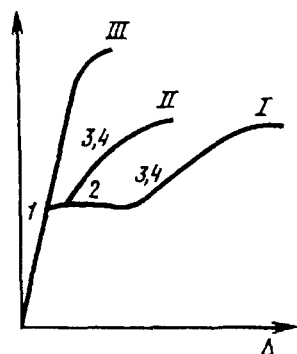


Рис. 5.3. Работа болтового соединения на сдвиг
 I — болты грубой и нормальной точности; II — болты повышенной точности; III — высокопрочные болты и сдвигоустойчивые болты; 1—4 — этапы работы соединений

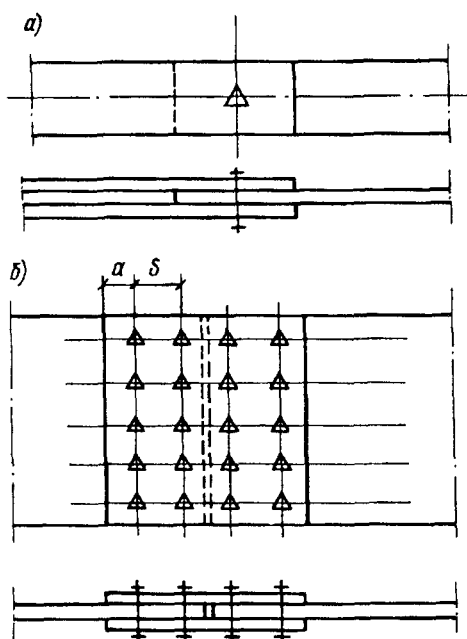


Рис. 5.4. К расчету одноболтового (а) многоболтового (б) соединений (треугольники обозначают болты frictionного соединения с контролируемым усилием натяжения болтов)

срезов одного болта; γ_b — коэффициент условия работы соединения, который следует принимать по табл. 5.3; γ_c — коэффициент условия работы конструкции (см. прил. твбл. 14).

Т а б л и ц а 5.3. Значения коэффициента условия работы болтового соединения γ_b

Характеристика соединения	γ_b
Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах класса точности А	1,0
классов точности В и С и высокопрочных с нерегулируемым натяжением	0,9
Одноболтовое и многоболтовое в расчетах на смятие при $a = 1,5$ и $s = 2$ в элементах конструкции из стали с пределом текучести $R_{уп}$, кН/см ² :	
до 28,5	0,8
28,5—38,0	0,75

П р и м е ч а н и я: 1. a — расстояние от центра отверстия, ближайшего к краю, до края элемента (рис. 5.4); s — расстояние между центрами отверстий. 2. Если $a > 2,5$ и $s > 3$ при любом значении, предела текучести стали соединяемых элементов, превышающем значение $R_{уп} = 37,5$ кН/см², то $\gamma_b = 1$.

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 назначением коэффициента условия работы соединения (рис. 5.4).

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,

$$N_b = R_{bs} \gamma_b A n_s \gamma_c, \quad (5.1)$$

где R_{bs} — расчетное сопротивление материала болта на срез, кН/см²; $A = \pi d^2 / 4 = 0,785 d^2$ — площадь сечения стержня болта (по ненарезанной части, см. рис. 5.1,а); n_s — число расчетных срезов

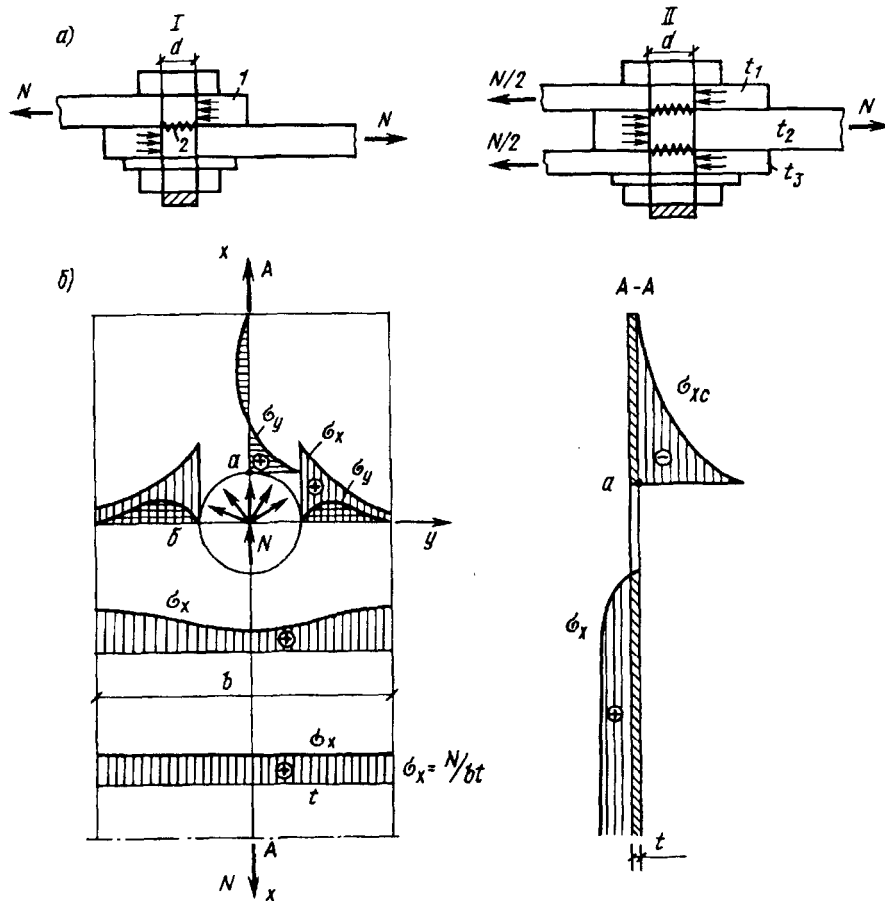


Рис. 5.5. Работа болтов

a — срез болта; b — смятие отверстия; I — односторонние соединения; II — двусторонние соединения; 1 — поверхность смятия; 2 — поверхность среза; t — толщина пластины

При промежуточном значении a и s между указанными в таблице и в примечании γ_b вычисляется по интерполяции.

Расчет болтового соединения на смятие носит условный характер, так как в местах передачи усилия с болта на соединяемые листы развивается сложноподобное состояние (рис. 5.5).

На этом же рисунке видно, что в точке a резко возрастают сжимающие напряжения σ_{xc} и растягивающие напряжения σ_y . Сжимающие 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 b болт практически не передает усилий на лист, и в этом месте возрастание напряжений σ_x объясняется только обычной концентрацией напряжений по краям отверстия. Неравномерность работы материала вблизи отверстия увеличивается в соединениях типа С. Трудность учета действительного сложноподобного со-

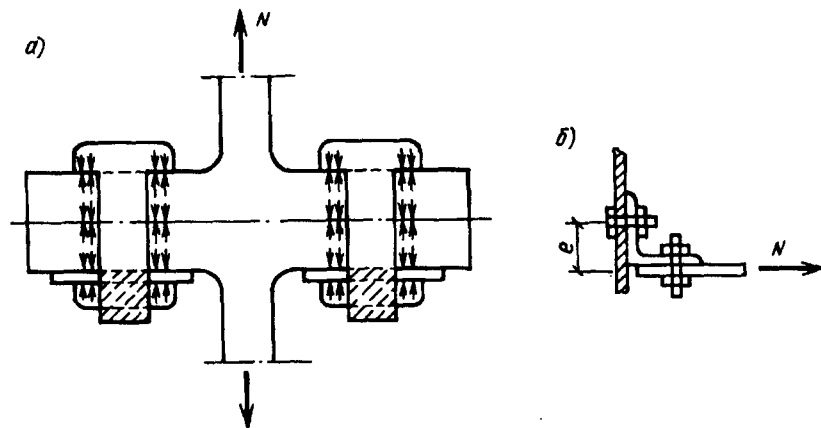


Рис. 5.6. Работа болтов на растяжение

стояния 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

$$N_b = R_{bp} \gamma_{bdb} \cdot \Sigma t \cdot \gamma_c, \quad (5.2)$$

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; Σt — наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении; γ_b — коэффициент условия работы соединения (см. табл. 5.3); 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 играет никакой роли, и болты нормальной и повышенной точности работают на растяжение одинаково (их расчетные сопротивления равны). 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 (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

$$N_b = R_{bt} A_{bn} \gamma_b \gamma_c, \quad (5.3)$$

где R_b — расчетное сопротивление материала стержня болта на растяжение; γ_b — коэффициент условия работы соединения; $\gamma_b = 1$ (см. табл. 5.3); γ_c — коэффициент условия работы конструкции (см. прил. 14); A_{bn} — площадь сечения болта нетто с учетом нарезки (табл. 5.4).

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. 5.3.

Число болтов n в соединении при действии сдвигающей силы N , приложенной в центре тяжести соединения, определяют, предполагая работу всех болтов одинаковой,

$$n = N/N_{b\min}, \quad (5.4)$$

где $N_{b\min}$ — наименьшее из значений расчетного усилия (на срез или смятие) для одного болта, вычисленное по формулам (5.1) и (5.2).

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, уравнивается 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.

Расчетное сопротивление материала фундаментных болтов несколько снижено по сравнению с расчетным сопротивлением материала обычных болтов. Это объясняется главным образом тем, что степень натяжения смежных болтов базы колонны в процессе монтажа может быть различна, а поэтому возможна некоторая перегрузка отдельных болтов, в результате чего расчетное сопротивление фундаментных болтов несколько ниже, чем обычных.

Работа и расчет соединений на сдвиг при повторных нагрузках. Работу болтовых соединений при нагрузках —

Т а б л и ц а 5.4. Площади сечения болтов
брутто A и нетто A_{bn} , см²

Номинальный диаметр болта d_b , мм	A	A_{bn}
16	2,01	1,54
18*	2,54	1,92
20	3,14	2,45
22*	3,80	3,03
24	4,52	3,52
27*	5,72	4,59
30	7,06	5,60
36	10,02	8,20
42	13,80	11,30
48	18,10	14,80
56	24,60	20,50
64	32,20	26,90
72	40,70	34,70
80	50,30	43,50
90	63,60	56,00
100	78,50	70,20

* Болты такого диаметра применять не рекомендуется.

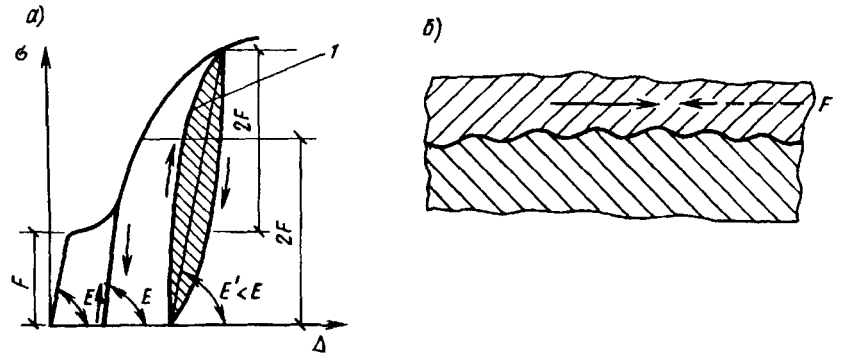


Рис. 5.7. Работа болтового соединения при повторных нагрузках
1 — петля гистерезиса

к е с п е р е р ы в а м и. 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 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 сильно уменьшает деформативность соединений после первых нагружений.

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 сопротивления трению. Упругая работа соединения не способствует выравниванию усилий между болтами соединения, и крайние болты работают сильнее средних.

Отверстия в соединении и сложнапряженное состояние материала около отверстий (см. рис. 5.4,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 в 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

$$P = R_{bh}A_{bn}, \quad (5.5)$$

где P — осевое усилие натяжения; R_{bh} — расчетное сопротивление растяжению материала высокопрочного болта, Н/мм² или кН/см²; $R_{bh} = 0,7R_{bun}$ (табл. 5.5); R_{bun} — наименьшее временное сопротивление материала болта растяжению; A_{bn} — площадь поперечного сечения болта нетто, определяемая по стандарту (см. табл. 5.4).

Расчетное усилие Q_{bh} , которое может быть воспринято каждой плоскостью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом (одним болтоконтактом), определяют по формуле

Т а б л и ц а 5.5. Нормативные сопротивления стали и расчетные сопротивления срезу и растяжению, кН/см², высокопрочных болтов по ГОСТ 22356 из стали марки 40Х "селект"

Номинальный диаметр резьбы, мм	R_{bun}	R_{bs}	R_{br}	R_{bh}
16, 20, (22), 24, (27)	110,0	40,5	55,0	77,0
30	95,0	35,0	47,5	66,5
36	75,0	28,0	37,5	52,5
42	65,0	—	—	45,5
48	60,0	—	—	42,0

П р и м е ч а н и е. 1. Размеры, заключенные в скобки, применять не рекомендуется. 2. Значения R_{br} указаны для болтов с последующим дополнительным отпуском при температуре 650°C.

Т а б л и ц а 5.6. Значения коэффициентов μ и γ_h при различных способах обработки поверхностей присоединяемых элементов

Способ обработки	Коэффициент трения μ	Коэффициент γ_h при контроле натяжения болтов по моменту закручивания при разности номинальных диаметров отверстий и болтов S , мм	
		3—6 при динамической и 5—6 при статической нагрузке	1 при динамической и 1—4 при статической нагрузке
Дробеструйный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	0,58	1,35	1,12
Газопламенный двух поверхностей без консервации	0,42	1,35	1,12
Стальными щетками двух поверхностей без консервации	0,35	1,35	1,17

П р и м е ч а н и е. При контроле натяжения болтов по углу поворота гайки γ_h следует умножать на 0,9.

$$Q_{bh} = P \gamma_b \mu / \gamma_h = R_{bh} A_{bn} \gamma_b \mu / \gamma_h, \quad (5.6)$$

где γ_b — коэффициент условия работы болтового соединения; μ — коэффициент трения, принимаемый по табл. 5.6; 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 $n \leq 5$, 0,9 при $5 < n \leq 10$ и 1,0 при $n > 10$, 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/см², 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

$$n \geq N / Q_{bhk} \gamma_c, \quad (5.7)$$

где k — число плоскостей трения; γ_c — коэффициент условия работы конструкции (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 про-

верку ослабленных сечений производят при статических нагрузках по площади сечения брутто A в том случае, когда площадь нетто $A_n \geq 0,85A$, а при $A_n < 0,85A$ — по условной площади $A_c = 1,18A_n$.

При динамических нагрузках расчет производят по площади нетто A_n .

Для высокопрочных болтов из стали 40Х "селект" значения усилия P приведены в табл. 5.7.

Опыт показывает, что среднестатистическое 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 применяются 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. 5.8 приведенны значения расчетных сопротивлений некоторых строительных сталей, применяемых в заклепочных соединениях.

Таблица 5.7. Значения усилия P

Номинальный диаметр болта d_b , мм	16	20	22	24	27
P , кН	121	189	233	271	353

Таблица 5.8. Значения расчетного сопротивления заклепочного соединения

Напряженное состояние	Условное обозначение	Группа соединений	Расчетное сопротивление заклепочного соединения	
			среза и растяжению заклепок из стали марок	
			Ст2 (С235)	09Г2 (С345)
Срез	R_s	В	180	220
		С	160	—
Растяжение (отрыв головок)	R_n	В, С	120	150
Смятие	R_p	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 срезом и смятием понижаются умножением на коэффициент 0,8. Работа на растяжение не допускается.

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

Рис. 5.8. Крепление одного элемента к другому с односторонней накладкой (ромбы обозначают болты в соединении с неконтролируемым усилием натяжения болтов)

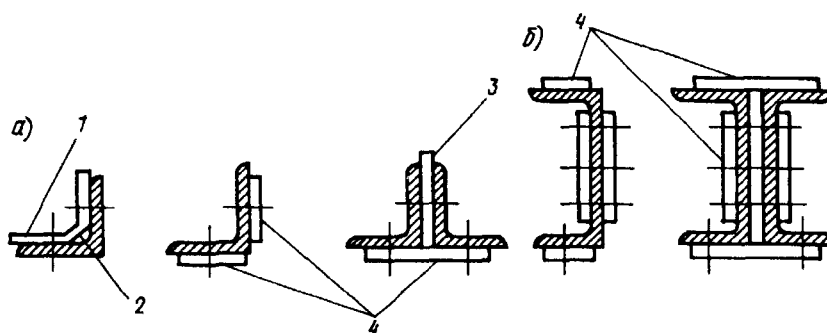
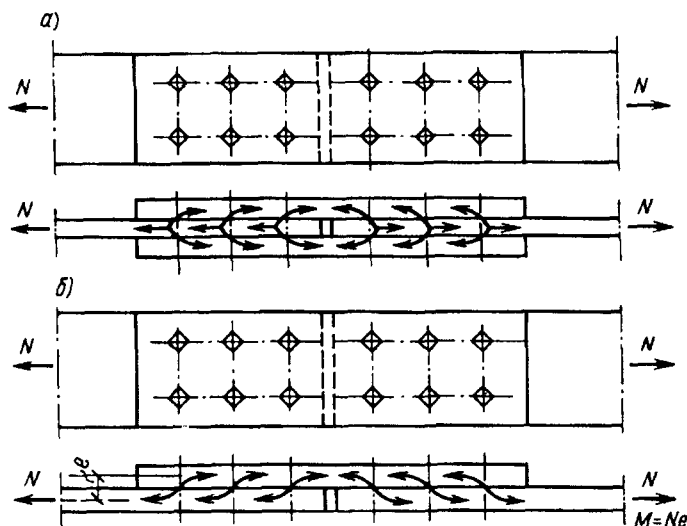


Рис. 5.9. Болтовые и клепаные стыки прокатных профилей
1 — угольная накладка; 2 — фаска; 3 — прокладка; 4 — листовые накладки

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 (рис. 5.9,а) или листовыми (рис. 5.9,б), двутавры и швеллеры — листовыми. 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). При одностороннем прикрепении жесткого элемента к гибкому, например уголка к фасонке (рис. 5.10,б) появляется эксцентриситет, что требует увеличения числа болтов соединения на 10% против расчетного.

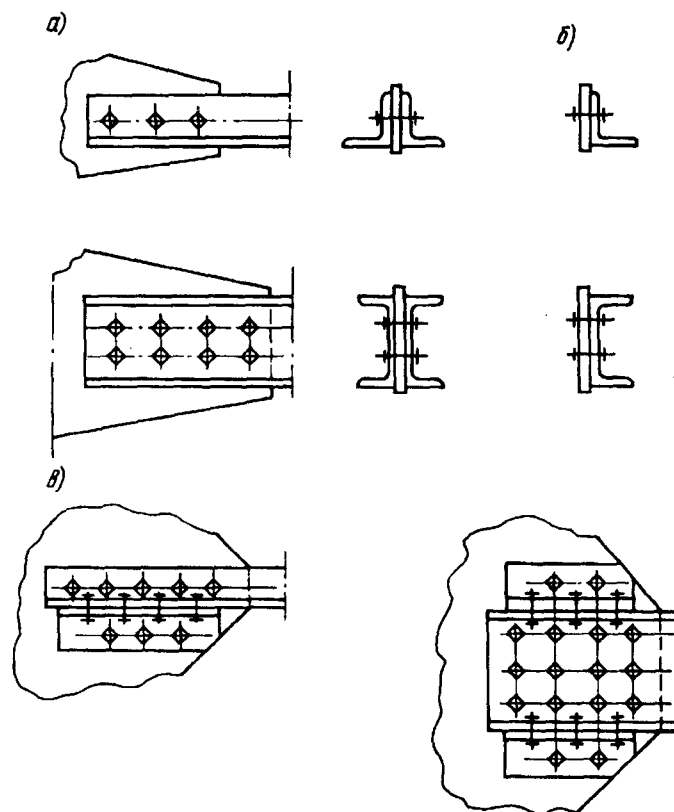


Рис. 5.10. Прикрепления элементов конструкций
 а — симметричное; б — несимметричное; в — с коротышами

Если возможная длина прикрепления элемента ограничена, то часть болтов располагают на специальных коротышах (рис. 5.10, в). Из-за увеличения пути передачи усилия через коротыш и большей деформативности соединения число болтов на одной из полок коротыша увеличивают на 50% 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. 5.9 и рис. 5.11. Минимальное расстояние, указанное в табл. 5.7, определяют условиями прочности основного материала. Максимальное расстояние определяют 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. Риски на профильных элементах приведены в справочниках металлических конструкций.

Для облегчения пользования кондукторами для сверления отверстий желательно иметь шаг и дорожку, кратные 40 мм.

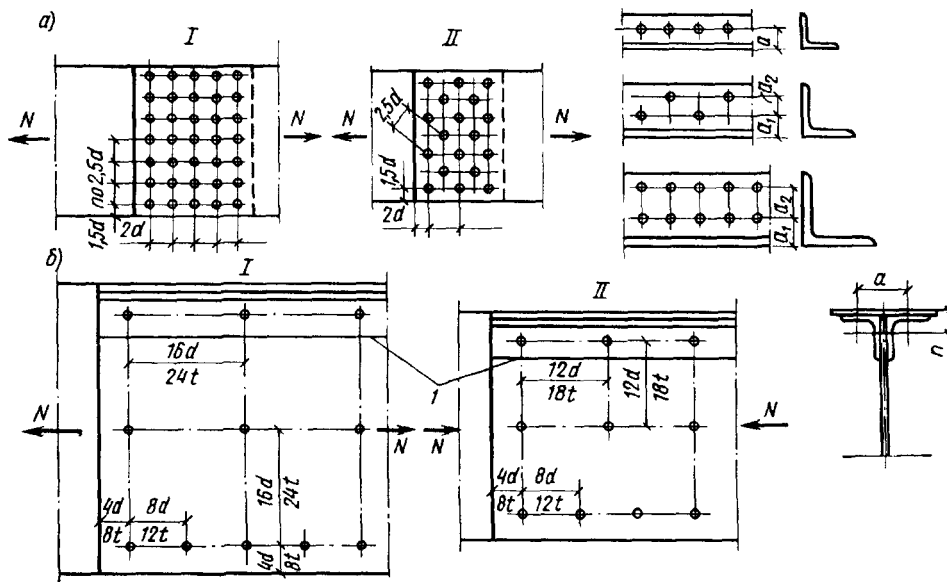


Рис. 5.11. Размещение отверстий для болтов в соединении

a — минимальные расстояния при рядовом (I) и шахматном (II) расположении болтов;
b — максимальные расстояния при растяжении (I) и сжатии (II) элементов; 1 — ойкаляющий уголок

Т а б л и ц а 5.9. Размещение болтов в стальных конструкциях

Направление и расположение болтов и заклепок	Расстояние между центрами отверстий для болтов и заклепок	Направление и расположение болтов и заклепок	Расстояние между центрами отверстий для болтов и заклепок
Расстояние между центрами болтов в любом направлении:		Расстояние от центра болта до края элемента:	
а) минимальное для болтов	2,5d	а) минимальное вдоль усилия от центра болта до края элемента	2d
б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	8d или 12t	б) минимальное поперек усилия при кромках: обрезанных "прокатных"	1,5d 1,2d
в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:		в) максимальное от центра болта до края элемента	4d или 8t
при растяжении	16d или 24t	г) минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия	1,3d
"сжатии"	12d или 18t		

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 изготавливают из специальных сплавов. Высокопрочные болты для конструкций из алюминиевых сплавов изготавливают из стали. При постановке высокопрочных стальных болтов нельзя допускать непосредственного контакта стали и алюминиевого сплава, так как в местах их соприкосновения 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 изготавливают 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 стыки листов сечением 500x12 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/см². Временное сопротивление отрыву $R_{un} = 37$ кН/см². Расчетное сопротивление смятию болтовых соединений $R_{bp} = 46$ кН/см². Стык проектируем симметричным с двумя накладками толщиной 8 мм каждая. Выбираем болты класса прочности 5.8. Расчетное сопротивление срезу $R_{bs} = 0,40 R_{byn} = 0,4 \cdot 50 = 20$ кН/см². 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), равно:

$$N'_b = R_{bs} \gamma_b A_{ns} \gamma_c = (R_{bs} \gamma_b \pi d_b^2 / 4) 2 \gamma_c; \quad \gamma_c = 1.$$

По табл. (5.1) для многоболтового соединения $\gamma_b = 0,9$; отсюда $N'_b = 20 \cdot 0,9 \cdot \pi \cdot 2^2 / 4)^2 = 113,04$ кН.

Из условия смятия (5.2)

$$N''_b = R_{bp} \gamma_b d_b \Sigma t \gamma_c;$$

$R_{bp} = 1,35 R_{un} = 1,35 \cdot 37 = 50$ кН/см²; отсюда $N''_b = 50 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 1,2 = 108$ кН; $\Sigma t = 12$ мм (толщина накладок $2 \cdot 8 = 16$ мм, что больше толщины соединяемого элемента).

Требуемое число болтов определяем из условия смятия. На полунакладке требуется болтов $n = N / N''_b = (1000 / 108) = 9,26$. Принимаем 10 болтов, расположенных в два ряда по 5 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, $N \leq R_y A_n \gamma_c; 1,2(50 - 5 \cdot 2,3) \cdot 24 \cdot 1,1 = 1220 > 1000$ 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 500x12 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/см². Принимаем диаметр болтов 20 мм. Материал болтов сталь 40Х "селект" с наименьшим временным сопротивлением $R_{byn} = 110$ кН/см². 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. 5.5 находим расчетное сопротивление растяжению стали 40Х "селект" $R_{bh} = 77$ кН/см². Коэффициент условия работы соединения, зависящий от числа болтов, необходимых для восприятия силы N , $\gamma_b = 0,9$ (ожидаемое число болтов n больше 5 и меньше 10). Площадь сечения болта нетто при $d_b = 20$ мм равна $A_{bn} = 2,45$ см². Коэффициент трения при газопламенной обработке поверхностей определяем по табл. 5.6; $\mu = 0,42$. Коэффициент надежности γ_h принимаем по той же таблице. При контроле усилия натяжения болта по углу поворота гайки $\gamma_h = 1,12 \cdot 0,9 = 1,008$; $Q_{bh} = (77 \cdot 0,9 \cdot 2,45 \cdot 0,42 / 1,008) = 70,74$.

Число болтов $n = (N/Q_{bhk} \gamma_c) = (1000/2 \cdot 70,74) = 7,07$. Коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$; 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 $A_n = 1,2(50 - 4 \cdot 2,3) = 48,96$ см². Площадь сечения листа брутто $A = 1,2 \cdot 50 = 60$ см². Отношение площадей $A_n/A = 48,96/60 = 0,82 < 0,85$.

Условная площадь $A_c = 1,18 A_n = 1,18 \cdot 48,96 = 57,77$ см²; $A_c R_y = 57,77 \cdot 24 = 1386 > N = 1000$ кН, т.е. прочность стыкуемого листа обеспечена.

Пример 5.3. Определить число болтов, необходимое для выполнения фланцевого соединения растянутого элемента — трубы квадратного сечения размером 140x8 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/см² (по табл. 5.1).

Задаемся диаметром болта $d_b = 24$ мм. Несущая способность одного болта $N_b = A_n R_{bt} \gamma_c$. Коэффициент условия работы конструкции $\gamma_c = 1$. Площадь поперечного сечения болта нетто по нарезке (см. табл. 5.5) $A_{bn} = 3,52$ см²; $N_b = 3,52 \cdot 21 = 73,92$ 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 $a_{\min} = 2,5d = 27 \cdot 2,5 = 67,5$ см. Принимаем $a = 70$ мм.

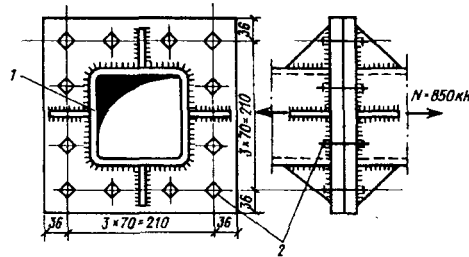


Рис. 5.12. К расчету болтовых соединений на растяжение

1 — труба 140x8; 2 — болты $d_b = 24$

ГЛАВА 6. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ, ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

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.

6.1. Проектирование

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 разработка 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" и др., 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 — техническое задание и рабочий проект. 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 КМ (конструкции металлические) и детализованные чертежи металлических конструкций КМД (конструкции металлические детализованные). 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 системе ЕМС (единой модульной системе) 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 детализованные 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 пр. Высокое быстродействие ЭВМ обеспечивает проведение

широкого и углубленного вариантного проектирования — основы поиска оптимального проектного решения. Технология проектирования с широким использованием ЭВМ получила название САПР (система автоматизированного проектирования). Такие системы могут обеспечивать комплексную автоматизацию всех работ по созданию проектной документации при высокой производительности труда.

В настоящее время существуют две технологии расчетов на ЭВМ — пакетная технология на больших ЭВМ и расчеты на персональных ЭВМ. При пакетной технологии расчет производится в автоматическом режиме, и проектировщик должен лишь ввести в машину исходные данные для расчета. Так рассчитывают обычно крупные пространственные комплексы по специальным программам — Гамма, Лира, РАСК, МАВР, ГЛОБУС, ДИАРАМА и др.

Для экономии машинного времени расчетов на ЭВМ часто бывает полезно назначать сечения рассчитываемой системы, полученные на основе приближенного ручного расчета.

Более 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 использованием набора готовых программ, а при необходимости и добавлять собственные разработки. Набор алгоритмов расчета стальных конструкций для непосредственной реализации на конкретных языках программирования помещен в книге под редакцией Е.В. Горохова.¹

Стремительное развитие персональных ЭВМ позволяет создавать АРМ (автоматизированные рабочие места), 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 за проектированное сооружение в специализированных конструкторских бюро заводов-изготовителей. "Отправочный маркой" называется конструктивный элемент (или его часть), удовлетворяющий условиям перевозки и полностью изготавливаемый на заводе металлоконструкций. По чертежам КМД изготавливаются 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, выработанным практикой. Они состоят из

¹Горохов Е.В., Муцанов В.Ф., Югов А.М. и др. — Алгоритмы расчета стальных конструкций. — М.: Стройиздат, 1989.

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:

- 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);
- 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 вес наплавленного металла заводских швов, который принимают равным 1,0—1,5% массы всех деталей.

В примечаниях к чертежам КМД указываются преобладающие на чертеже толщины швов и диаметры отверстий, размеры обрезаемых деталей, типы электродов, способы сварки и др.

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 представляются 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.² 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, вы-

¹Абаринов А.А. Составление деталировочных чертежей металлических конструкций. — М.: Стройиздат, 1977.

²Пешковский О.И. Технология изготовления металлических конструкций. Изд. 3-е. — М.: Стройиздат, 1990.

полнение при необходимости отделочных операций (фрезеровка торцов, сверление монтажных отверстий, контрольная или общая сборка и т.п.).

Готовые изделия проходят контроль ОТК (отдел технического контроля) и поступают в цех маляропогрузки, где их грунтуют (первичная окраска суриком), маркируют и отправляют 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 — грузоподъемность 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 должны обеспечивать прогрессивные способы изготовления конструкций и соответствовать возможностям современной технологии изготовления.

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.

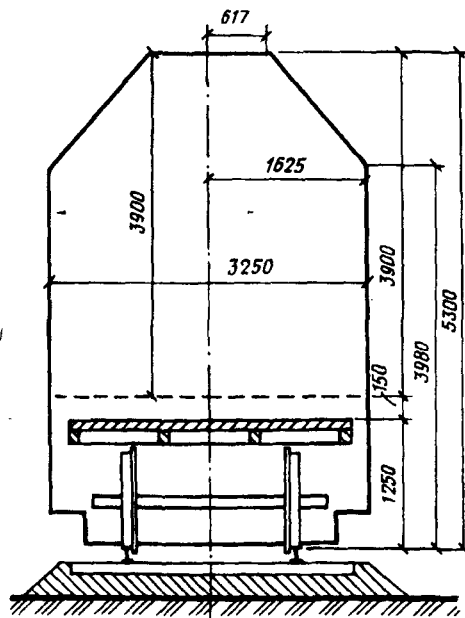


Рис. 6.3. Провозной габарит железнодорожного транспорта (предельная высота конструкции — 3900 мм, предельная ширина — 3250 мм, толщина подкладки — 150 мм)

6.3. Монтаж

Технология монтажа металлических конструкций обычно разрабатывается в проектах производства работ, выполняемых производственными отделами монтажных организаций.

6.3.1. Технология монтажа¹. 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, габариты 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 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.

¹Мельников Н.П. Металлические конструкции, современное состояние и перспективы развития. Гл. 15. — М.: Стройиздат, 1983.

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 сплошнотенчатые 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 двутенчатыми, 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. выгоды 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 и круглого в 3 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, прокатные или составные — сварные, болтовые или клепанные (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

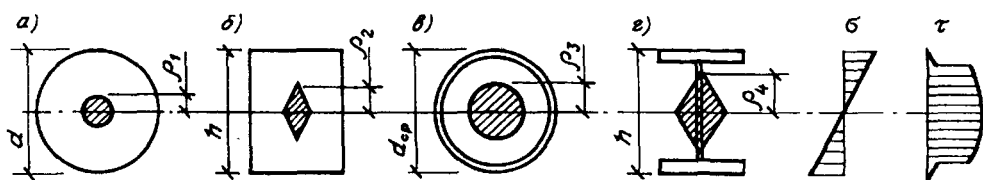


Рис. 7.1. Сравнение типов сечений балок

a — круглое, $r_1 = 0,125$; *б* — прямоугольное, $r_2 = 0,17$; *в* — трубчатое, $r_3 = 0,25$;
г — двутавровое, $r_4 = 0,42$

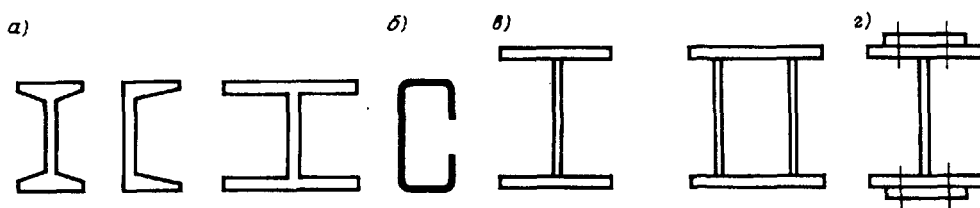


Рис. 7.2. Сечения балок

a — прокатных; *б* — тонкостенных гнутых; *в* — составных сварных; *г* — сварных с усилением на высокопрочных болтах

балки, т.е. балки, сваренные из двух марок стали, а также балки предварительно напряженные, см. п. 7.6.

Чаще применяются балки однопролетные разрезные — они наиболее просты в изготовлении и удобны для монтажа. Однако по затрате металла они менее выгодны, чем 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, *a*) нагрузка на перекрытие передается через настил на балки настила, располагаемые обычно параллельно меньшей стороне перекрытия на расстояниях a (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 пере-

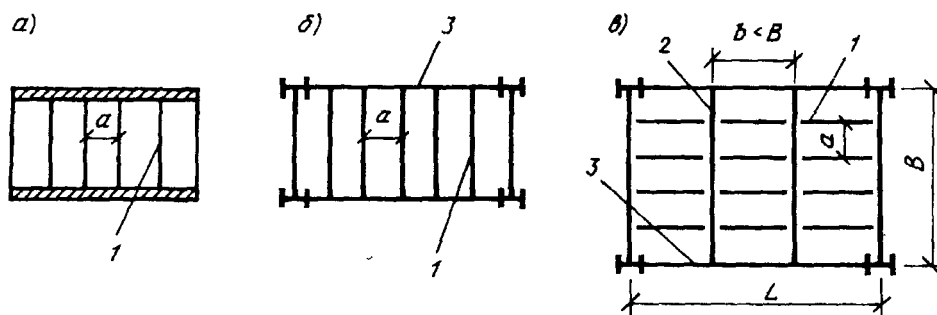


Рис. 7.3. Типы балочных клеток

a — упрощенный; *б* — нормальный; *в* — усложненный; 1 — балки настила; 2 — вспомогательные балки; 3 — главные балки

дается 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.

В усложненной балочной клетке (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 площади, расстояния между промежуточными опорами-колоннами, высота помещения под перекрытием и отметка верха настила (разница между которыми, с учетом прогиба главной балки, определяют возможную строительную высоту перекрытия) обычно задаются технологами или архитекто-

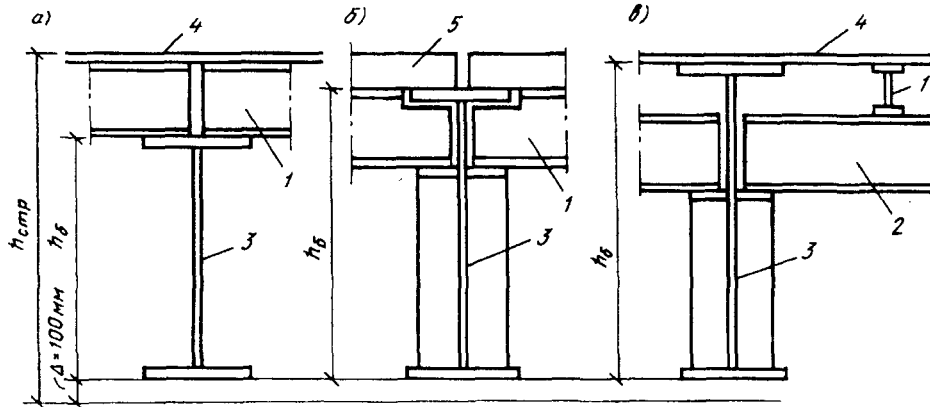


Рис. 7.4. Сопряжения балок

a — поэтажное; *б* — в одном уровне; *в* — пониженное; $h_{стр}$ — высота перекрытия; $h_б$ — высота балки; Δ — прогиб балки; 1—3 — то же, что на рис. 7.3; 4 — настил; 5 — железобетонные плиты

рами 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 a (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.

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, и 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 сопряжений 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 при условии равенства стоимостей перекрывающей и поддерживающей конструкции

$$L_{\text{опт}} = C_{\text{оп}} / (nC_6),$$

где $C_{\text{оп}}$ — стоимость опоры; C_6 — стоимость одной балки; n — число балок, опирающихся на одну опору.

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 3x12 м и укладываются на балки перекрытий. Такой настил является индустриальным и значительно ускоряет монтаж (рис. 7.5).

Несущая способность щитового настила для тяжелых нагрузок состоит из системы продольных и поперечных ребер, образующих балочный ростverk с ячейками около 0,5x1,5 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. Точный расчет такого щита как ортотропной плиты см. в книге С.А. Ильясевича¹.

Полезная нагрузка настила перекрытий задается равномерно распределенной, интенсивностью до 40 кН/м², 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 перекрытия, что нежелательно.

¹Ильясевич С.А. Металлические коробчатые мосты. — М.: Транспорт, 1970.

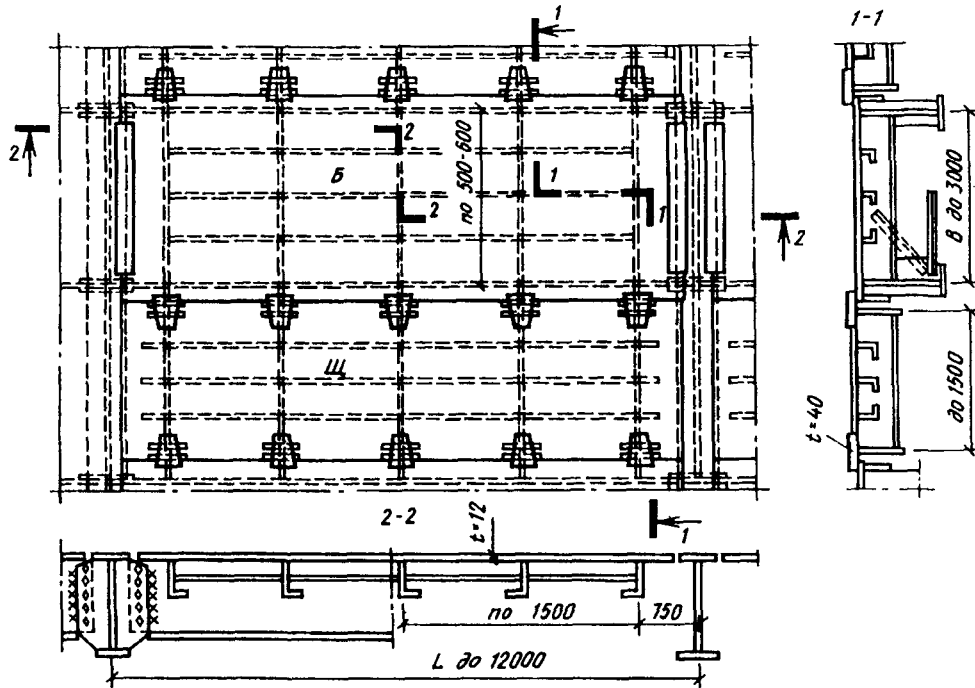
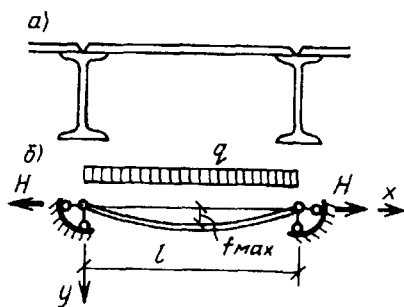


Рис. 7.5. Щитовой настил (Б — блок, Щ — щит)

Поэтому для настилов следует использовать листы толщиной 6—8 мм при нагрузке $q \leq 10 \text{ кН/м}^2$; 8—10 мм при $11 \leq q \leq 20 \text{ кН/м}^2$; 10—12 мм при $21 \leq q \leq 30 \text{ кН/м}^2$; 12—14 мм при $q > 30 \text{ кН/м}^2$. 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 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.

Опираие настила на параллельные балки позволяет считать, что он изгибается по цилиндрической поверхности. Для расчета такого настила мысленно вырежем из него полосу единичной ширины, закрепленную по концам неподвижными шарнирами (рис. 7.6, б) и тогда ее прогиб под нагрузкой¹

Рис. 7.6. Плоский металлический настил
а — опирание настила на балки; б — расчетная схема

¹Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. — М.: Физматгиз, 1963.

$$f = f_0 \frac{1}{1 + \alpha} \sin \frac{\pi x}{l}, \quad (7.1)$$

где $f_0 = (5/384)(ql^4/E_1I)$ — балочный прогиб в середине полоски от поперечной нагрузки q ; E_1I — цилиндрическая изгибная жесткость полоски, когда поперечные деформации невозможны; $E_1 = E/(1 - \nu^2)$; ν — коэффициент Пуассона (для стали $\nu = 0,3$); $\alpha = H/P_3$; H — сила растяжения полоски (распор); $P_3 = \pi^2 E_1 I / l^2$ — Эйлера 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

$$\left(\frac{l}{t}\right)^3 - \frac{96}{5n_0^3} \frac{E_1}{q} \left(\frac{l}{t}\right)^2 - \frac{32}{5n_0} \frac{E_1}{q} = 0, \quad (7.2)$$

откуда приближенно

$$\left(\frac{l}{t}\right) \approx \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{4n_0^3 q}\right), \quad (7.2a)$$

где (l/t) — искомое отношение пролета пластинки к ее толщине; $n_0 = [l/f]$ — отношение пролета настила к его предельному прогибу; q — нормативная нагрузка на настил.

Искомое отношение (l/t) можно также определять по графикам (рис. 7.7), полученным С.Д. Лейтесом¹ на основе работ С.П. Тимошенко.

Целное усилие H , на действие которого надо проверить поддерживающую настил конструкцию и сварные швы, прикрепляющие настил к балкам, можно определить по приближенной формуле

$$H = \gamma_f \frac{\pi^2}{4} \left[\left[\frac{f}{l} \right]^2 \right] E_1 t, \quad (7.3)$$

где γ_f — коэффициент надежности для действующей на настил временной нагрузки.

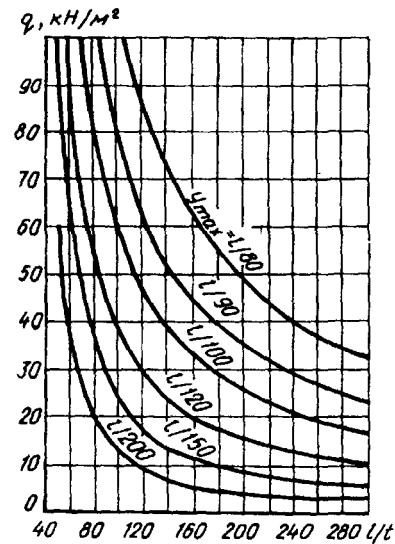


Рис. 7.7. Зависимость l/t для листового настила с шарнирно закрепленными краями от заданного прогиба $[f/l]$ и нормативной нагрузки на настил q

¹Лейтес С.Д. Упругий и упругопластический изгиб длинных прямоугольных пластинок с закрепленными кромками/В кн.: Расчет пространственных конструкций (Под ред. А.А. Уманского). Вып. 8. — М.: Госстройиздат, 1962.

Если размеры настила (его толщина t и пролет l) известны, то проверить его несущую способность и прогиб можно, пользуясь выражениями:

$$f = f_0 / (1 + \alpha); \quad (7.4)$$

$$\sigma = H/A + M/W \leq \gamma_c R_y; \quad (7.5)$$

$$H = \gamma_c^2 E_1 I \alpha / l^2; \quad (7.6)$$

$$M = M_0 / (1 + \alpha), \quad (7.7)$$

где $M_0 = ql^2/8$ — балочный изгибающий момент; $A = 1t$ и $W = 1t^2/6$ — соответственно площадь поперечного сечения и момент сопротивления полоски настила; α — определяется из уравнения $\alpha(1 + \alpha)^2 = 3(f_0/t)^2$; f_0 — балочный прогиб, определяемый от нормативной нагрузки для проверки по (7.4) и от расчетной нагрузки для (7.5).

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 $\gamma_f = 1.2$, коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$, предельный относительный прогиб настила $[f/l] \leq 1/150$.

Настил приварен к балкам электродами типа Э42, имеющими $R_{wf} = 18$ кН/см². Определяем размеры настила по формуле (7.2,а):

$$\frac{l}{t} = \frac{4 \cdot 150}{15} \left(1 + \frac{72 \cdot 2,26 \cdot 10^4}{150^4 \cdot 0,002} \right) = 105,$$

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 $l = 108 \cdot 1 = 108$ см. По формуле (7.3) определяем силу, растягивающую настил:

$$H = 1,2 \frac{\pi^2}{4} \left(\frac{1}{150} \right)^2 2,26 \cdot 10^4 \cdot 1,0 = 2,97 \text{ кН/см.}$$

Расчетная толщина прикрепляющего настил к балкам углового шва, выполненного полуавтоматической сваркой в нижнем положении, вычисляется по формуле (4.3):

$$k_f = \frac{H}{\beta_f I_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{2,97}{0,9 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 1} = 0,18 \text{ см;}$$

принимаем минимальный шов $k_f = 4$ мм.

Железобетонный настил. Наряду со стальными настилами в перекрытиях находят применение в качестве несущего настила железобетонные пли-

ты (подробное описание их см. в учебниках по железобетонным конструкциям). При выполнении расчетно-графической работы по стальной балочной клетке толщину железобетонных плит для определения веса перекрытия рекомендуется принимать по табл. 7.1.

Таблица 7.1. Толщина железобетонной плиты

Расчетный пролет плиты, м	Толщина железобетонной плиты, см, при временной нормативной нагрузке, кН/м ²			
	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

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 $W \leq 13\ 000\ \text{см}^3$.

Прокатные балки из условий проката получают 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 существенный эффект за счет использования упругопластической работы их материала.

7.2.1. Подбор сечения и проверка несущей способности прокатных балок. Расчет на прочность прокатных балок, работающих упруго и изгибаемых в одной из главных плоскостей (см. рис. 2.5), производится по изгибающему моменту по формуле

$$\sigma = M/W_n \leq R_y \gamma_c. \quad (7.8)$$

При подборе сечения требуемый момент сопротивления балки нетто можно определить по формуле

$$W_{n,\text{треб}} = M_{\text{max}}/R_y \gamma_c, \quad (7.9)$$

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. Подбранное сечение проверяют на прочность от действия касательных напряжений по формуле

$$\tau = \frac{Q_{\text{max}} S}{I t_w} \leq R_s \gamma_c, \quad (7.10)$$

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 440 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:

а) при изгибе в одной из главных плоскостей и при $\tau_x = \frac{Q_x}{A_w} \leq 0,9 R_s$ по

$$\sigma = \frac{M}{\beta c_x W_{xn}} \leq R_y \gamma_c; \quad (7.11)$$

б) при изгибе в двух главных плоскостях и $\tau_y = \frac{Q_y}{2A_f} \leq 0,5 R_s$ по

$$\sigma = \frac{M_x}{\beta c_x W_{xn}} + \frac{M_y}{c_y W_{yn}} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.12)$$

где M_x и M_y — значения изгибающих моментов в сечении x ;

при $\tau \leq 0,5 R_s$ $\beta = 1$;
при $0,5 R_s < \tau < 0,9 R_s$

$$\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \left(\frac{\tau_x}{R_s} \right)^4$$

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; $\alpha_f = A_f/A_w$ — соотношение площадей сечений пояса и стенки.

В зоне чистого изгиба балки в формулах (7.11) и (7.12) вместо коэффициентов c_x и c_y следует принимать соответственно $c_{xm} = 0,5(1 + c_x)$; $c_{ym} = 0,5(1 + c_y)$ и $\beta = 1$.

Прочность таких балок в опорном сечении при $M_x = M_y = 0$ проверяется на действие касательных напряжений по формулам:

$$\tau_x = Q_x/A_w \leq R_s \gamma_c \quad \text{и} \quad \tau_y = Q_y/2A_f \leq R_s \gamma_c,$$

где Q_x и Q_y — значения перерезывающих сил (опорных) реакций; A_w — площадь сечения стенки балки; A_f — площадь сечения пояса балки.

При учете упругопластической работы балки при изгибе в одной из главных плоскостей подбор сечений можно производить по требуемому моменту сопротивления нетто по формуле

$$W_{n, \text{треб}} = \frac{M_{x, \text{max}}}{c_x R_y \gamma_c}, \quad (7.13)$$

где первоначально принимается $c_x \approx 1,1$, а затем это значение уточняется.

Помимо проверок прочности балки необходимо проверять ее общую устойчивость, см. п. 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 $1 \leq h/b_f$ и $b_f/t_f \leq 35$

$$\frac{l_{ef}}{b_f} \leq \delta \left[0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + (0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f}) \frac{b_f}{h_{ef}} \right] \sqrt{E/R_y}, \quad (7.14)$$

где t_f — толщина сжатого пояса; h_{ef} — расстояние (высота) между осями поясных листов;

$$\delta = \left[1 - 0,6 \frac{(c_{1x} - 1)}{(c_x - 1)} \right]$$

(для сечений балок, работающих упруго, $\delta = 1$);

$$c_{1x} = \frac{M_x}{W_{xn} R_y \gamma_c} \quad \text{или} \quad c_{1x} = \beta c_x.$$

При недостаточном закреплении сжатого пояса балки ее общую устойчивость проверяют по формуле (см. п. 2.48)

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx}} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.15)$$

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 $\varphi_1 \leq 0,85$ и $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \varphi_1$, но не более 1 при $\varphi_1 \geq 0,85$, так как в этом случае критические напряжения потери устойчивости находятся в зоне упругопластической работы материала.

Здесь

$$\varphi_1 = \Psi \frac{I_x}{I_y} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}, \quad (7.16)$$

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 (2.57) и (2.58)].

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 $0,1 \leq \alpha \leq 40$ коэффициент $\Psi = 2,25 + 0,07 \alpha$.

Для прокатных двутавров [см. формулу (2.59)]

$$\alpha = 1,54 \frac{I_k}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2, \quad (7.17)$$

где I_k — 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 определения 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.

$$f/l \leq [f/l]. \quad (7.18)$$

Для однопролетной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, проверку прогиба следует проводить по формуле

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_n l^4}{EI} \leq [f]. \quad (7.18a)$$

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 54х18 м с металлическим настилом и размером ячейки 18х6 м (главные балки в этом примере не рассматриваются).

Дано: временная нормативная равномерно распределенная по площади нагрузка $p_n = 20 \text{ кН/м}^2$, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_p = 1,2$. Материал балок — сталь С235, имеющая $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$, коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$, предельные прогибы балок $[f/l] \leq 1/250$. Принимаем балки с учетом упругопластической работы сечения, так как нагрузка статическая. Толщина настила $t_n = 10 \text{ мм}$.

Рассмотрим два варианта компоновки балочной площадки: первый — нормальный тип по рис. 7.8,а и второй — усложненный тип по рис. 7.8,б.

Первый вариант. При расчете настила (см. пример 7.1) определено возможное отношение пролета настила к его толщине $(l/t) = 108$; $t_n = 108 \text{ см}$. Пролет главной балки делим на 15 равных промежутков по 120 см (расстояние между балками настила). Фактический пролет настила — расстояние между краями полок соседних балок — будет меньше и не превышает 108 см. Вес настила определяем зная, что 1 м^2 стального листа толщиной 10 мм весит 78,5 кг:

$$g = 1,0 \cdot 78,5 = 78,5 \text{ кг/м}^2 \approx 0,785 \text{ кН/м}^2.$$

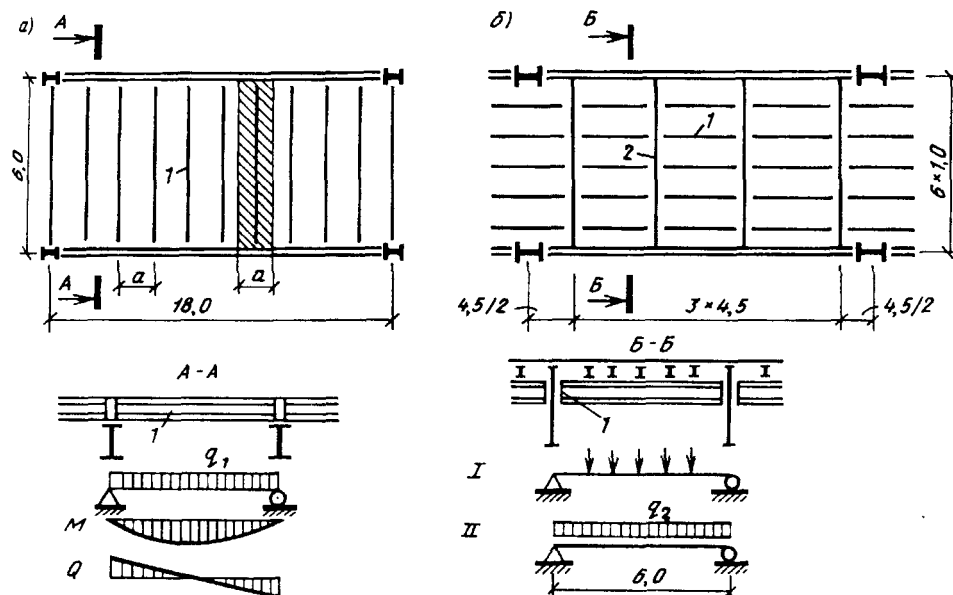


Рис. 7.8. К примеру 7.2

1 — балка настила; 2 — вспомогательная балка; I — нагрузка; II — расчетная схема

Нормативная нагрузка на балку настила $q_n = (p_n + g_n)a = (20 + 0,785)1,2 = 24,94 \text{ кН/м} = 0,2494 \text{ кН/см}$.

Расчетная нагрузка на балку настила $q = (\gamma_p p_n + \gamma_g g_n)a = (1,2 \cdot 20 + 1,05 \cdot 0,785)1,2 = 29,79 \text{ кН/м}$.

Расчетный изгибающий момент (пролет балки 6 м) $M = ql^2/8 = 29,79 \cdot 6^2/8 = 134,04 \text{ кН м}$.

Требуемый момент сопротивления балки определяем по формуле (7.13), первоначально задавая $C_x = 1,1$: $W_{н, \text{треб}} = M / (C_x R_y \gamma_c = 13404 / (1,1 \cdot 23 \cdot 1) = 530 \text{ см}^3$.

Приинимаем двутавр № 33 по ГОСТ 8239—89, имеющий ближайший больший $W_x = 597 \text{ см}^3$;

$I_x = 9840 \text{ см}^4$; $g = 42,2 \text{ кг/м}$; $b = 140 \text{ мм}$. Так как принято $W_x > W_{н, \text{треб}}$, то прочность проверять не нужно (фактический пролет настила $l_n = 120 - 14 = 106 < 108 \text{ см}$). Проверяем прогиб балки по формуле (7.18, а):

$$f = 5q_n l^4 / (384EI) = 5 \cdot 0,2494 \cdot 600^4 / (384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 9840) =$$

$$= 2,08 \text{ см} < 2,4 \text{ см} = [l/250].$$

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 $1,0 \cdot 78,5 = 78,5 \text{ кг/м}^2$, балки настила $(g/a) = 42,2/1,2 = 35,2 \text{ кг/м}^2$. Всего расход металла составляет $78,5 + 35,2 = 113,7 \text{ кг/м}^2$.

¹ В курсовом проекте для двутавровых балок по ГОСТ 8239—89 можно принимать $C_x = 1,1$ в дальнейшем не уточнять.

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:

$$q_n = (20 + 0,785/1,0) = 20,78 \text{ кН/м} = 0,2078 \text{ кН/см};$$

$$q = (1,2 \cdot 20 + 1,05 \cdot 0,785) 1,0 = 24,82 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент и требуемый момент сопротивления балки:

$$M = 24,82 \cdot 4,5^2/8 = 62,83 \text{ кН м} = 6283 \text{ кН см};$$

$$W_{\text{тр}} = 6283/1,1 \cdot 23 = 248,3 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр № 24, где $W = 289 \text{ см}^3 > W_{\text{тр}}; I = 3460 \text{ см}^4; g = 27,3 \text{ кг/м}$.
Проверяем прогиб балки, так как условие прочности удовлетворено:

$$f = 5 \cdot 0,2078 \cdot 450^4/384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 3460 = 1,56 < 1,80 \text{ см} = [l/250].$$

Принятое сечение удовлетворяет условиям прочности и прогиба.

Нагрузку на вспомогательную балку от балок настила считаем равномерно распределенной, так как число балок настила больше 5. Определяем нормативную и расчетную нагрузку на нее:

$$q_n = (20 + 0,785 + 0,273/1,000) 4,5 = 94,76 \text{ кН/м} = 0,95 \text{ кН/см};$$

$$q = [1,2 \cdot 20 + 1,05(0,785 + 0,273/1,000)] 4,5 = 113,0 \text{ кН/м}.$$

Определяем расчетный изгибающий момент и требуемый момент сопротивления:

$$M = 113 \cdot 6^2/8 = 508,5 \text{ кН м} = 50850 \text{ кН см};$$

$$W_{\text{тр}} = 50850/1,1 \cdot 23 = 2010 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр № 55, где $I = 55962 \text{ см}^4; W = 2035 \text{ см}^3$, ширину и толщину полки $b_f = 18$ см, $t_f = 1,65$ см, вес $g = 92,6 \text{ кг/м}$.

Проверяем прогиб балки, так как условие прочности удовлетворено: $W = 2035 \text{ см}^3 > W_{\text{тр}}$.

$$f = \frac{5 \cdot 0,95 \cdot 600^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 55962} = 1,39 \text{ см} < 2,4 \text{ см} = [l/250].$$

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) $l < h/b_f = 55/18 = 3,05 < 6$ и $b_f/t_f = 18/1,65 = 10,9 < 35$; в сечении $l/2$ у нас $\tau = 0$ и $\beta = 1$, следовательно, $C_{1x} \approx C_x$, а

$$\delta = 1 - 0,6 \frac{(C_{1x} - 1)}{(C_x - 1)} = 0,4.$$

По формуле (7.14) определяем отношение (l_{ef}/b_f), при котором можно не проверять устойчивость:

$$\frac{l_{ef}}{b_f} = \delta \left[0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + (0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \frac{b_f}{h}) \sqrt{E/R_y} \right] = 0,4 \left[0,41 + \right. \\ \left. + 0,0032 \frac{18}{1,65} + (0,73 - 0,016 \frac{18}{1,65} \frac{18}{55}) \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} \right] = 7,50 > 5,55 = 100/18.$$

Принятое сечение удовлетворяет требованиям прочности, устойчивости и прогиба. Расход металла составляет $78,5 + 27,3/1,0 + 92,6/4,5 = 126,38 \text{ кг/м}^2$. По расходу металла первый вариант выгоднее.

7.2.3. Учет пластической работы материала в неразрезных и защемленных балках. В неразрезных и защемленных балках упругопластическую работу материала часто можно доводить до образования 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

$$M = 0,5(M_{\max} + M_{ef}), \quad (7.19)$$

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

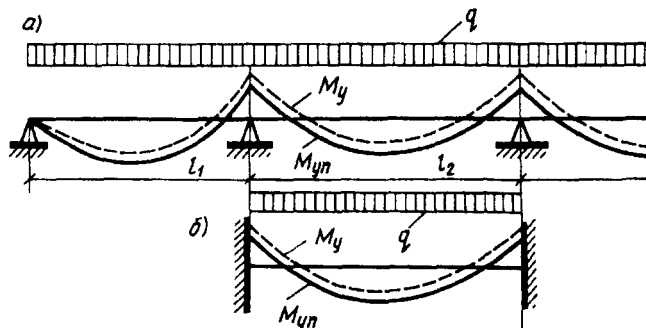


Рис. 7.9. Эпюры расчетных моментов в балках, использующих упругую M_y и упругопластическую $M_{yп}$ стадии работы материала

a — неразрезная балка;
б — защемленная балка

$$M_{ef} = \max \left[\frac{M_1}{1 + (a/l)} \right] \text{ или } M_{ef} = 0,5 M_2;$$

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.

По исследованиям Г.Е. Бельского¹ наименее металлоемкими среди составных балок из однородного материала являются балки, работающие в

¹Бельский Г.Е., Тамарченко В.С. Оптимизация сечений — важный резерв снижения расхода материала в стальных балках // Строительная механика и расчет сооружений. 1990. № 1. С.85.

пределах упругих деформаций. Для определения их геометрических размеров авторы приводят готовые теоретические формулы:

$$B = \sqrt[3]{M/E \gamma_c};$$

$$\psi = l/B;$$

$$\theta = n/p \gamma_f.$$

Эффективное значение расчетного сопротивления стали:

$$R_{yef} = \frac{E}{\gamma_c} \frac{1}{\sqrt[3]{(\Psi \theta)^2}};$$

$$t_w = 0,367B;$$

$$t_f = 1,66t_w$$

$$v = \sqrt{E/R_y};$$

$$h_w = 5,5t_w v / \sqrt{\gamma_c};$$

$$b_f = 0,302h_w,$$

где t_w и h_w — толщина и высота стенки балки; t_f и b_f — толщина и ширина поясов балки; γ_c — коэффициент условий работы балки; $n = [l/f]$ — параметр предельно допустимого прогиба (норма прогиба); $p = 9,6$ при равномерной нагрузке, 12 — при сосредоточенной нагрузке в середине пролета, 10 — в остальных случаях; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке.

Полученные по этим формулам теоретические размеры сечения приходится корректировать в соответствии с имеющимся сортаментом и часто неясно, к каким результатам это приведет, что несколько снижает их ценность. При массовом изготовлении одинаковых составных балок "прямой" метод подбора сечений с применением "эффективного" расчетного сопротивления и "оптимальных" параметров элементов балок может дать экономию металла. 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 рисунка, функции массы поясов и стенки с изменением высоты балки изменяются неодинаково — одна убывает, а другая возрастает, то

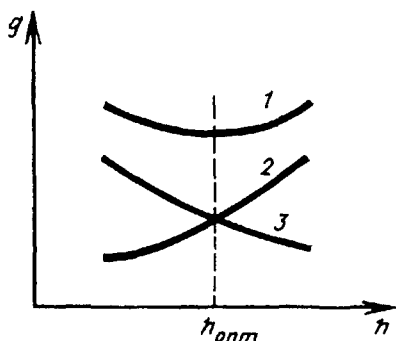


Рис. 7.10. Зависимость массы балки от высоты ее сечения

1 — балка; 2 — стенка; 3 — пояса

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 $h_{\text{опт}}$ по металлоемкости, так как она определяет наименьший расход материала на балку. Можно приближенно определить оптимальную высоту балки, пользуясь функцией массы балки.

Полная масса 1 м длины балки равна массе поясов и стенки:

$$g_{\text{б}} = g_{\text{п}} + g_{\text{ст}} = 2 \frac{cM\Psi_n\rho}{hR_y} + ht_w\Psi_{\text{ст}}\rho,$$

где h — высота балки; c — доля момента, воспринимаемого поясами балки; M — расчетный момент, действующий на балку; R_y — расчетное сопротивление материала балки; t_w — толщина стенки балки; ρ — плотность металла; Ψ_n — конструктивный коэффициент поясов (коэффициент отношения фактической площади пояса к теоретической); $\Psi_{\text{ст}}$ — конструктивный коэффициент стенки.

Определяя минимум массы балки, берем производную от выражения массы балки по ее высоте и приравняем ее нулю:

$$\frac{dg_{\text{б}}}{dh} = -2 \frac{cM\Psi_n\rho}{h^2 R_y} + t_w\Psi_{\text{ст}}\rho = 0. \quad (7.20)$$

Отсюда, введя замену $M/R_y = W$, получим

$$h_{\text{опт}} = \sqrt{2c\Psi_n/\Psi_{\text{ст}}} \sqrt{W/t_w} = k\sqrt{W/t_w}. \quad (7.21)$$

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 балки¹.

¹Вахуркин В.Ф. Форма двутавровых балок в условиях наименьшего расхода материала и в условиях наименьшей стоимости // Вестник инженеров и техников. 1951. № 5.

Таблица 7.2. Рекомендуемые соотношения высоты балки и толщины стенки

$h_b, \text{ м}$	1	1,5	2	3	4	5
$t_w, \text{ мм}$	8—10	10—12	12—14	16—18	20—22	22—24
$\lambda_w = h_b/t_w$	100—125	125—150	145—165	165—185	185—200	210—230

Примечание. Меньшие значения λ_w характерны для балок из сталей повышенной прочности.

Между тем из формулы (7.21) 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.

К.К. Муханов¹ вывел зависимость оптимальной высоты балки от заданной гибкости стенки

$$h_{\text{опт}} = \sqrt[3]{(3/2) \lambda_w W} = 1,15 \sqrt[3]{\lambda_w W}. \quad (7.21a)$$

Эту формулу можно легко получить из формулы (7.21). Возводя обе части равенства в квадрат и умножая их на h , получим

$$(h^2)h = (k \sqrt{W/t})^2 h \rightarrow h^3 = k^2 (W/t)h = k^2 \lambda_w W,$$

откуда

$$h = (\sqrt[3]{k^2}) \sqrt[3]{\lambda_w W} = k_1 \sqrt[3]{\lambda_w W},$$

что соответствует (7.21,а). Здесь $\lambda_w = h_w/t_w$ гибкость стенки. Можно также записать $\lambda_w = \bar{\lambda}_w \sqrt{E/R_y}$, где $\bar{\lambda}_w$ — условная гибкость стенки.

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. Для однопролетных балок пролетом 12—16 м рекомендуется принимать $\lambda_w = 4,5—5$ и $t_w = 10—12$ мм.

Полученная оптимальная высота балки является наиболее рациональной, так как отступление в ту или другую стороны от высоты $h_{\text{опт}}$ 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 $h_{\text{опт}}$) меняется мало, а потому отступления от $h_{\text{опт}}$ 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

¹Муханов К.К. Металлические конструкции. — М.: Стройиздат, 1978.

несущих и ограждающих конструкций (колонн, стен) и эксплуатационных расходов в зависимости от высоты балки, см. уравнение (1.3) в книге [5]. Полученная по этой методике высота балки будет меньше, чем вычисленная по формуле (7.21).

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

$$\sigma_{(p+g)} = R_y(p_n + g_n) / (\gamma_p p_n + \gamma_g g_n),$$

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,

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{R_y l \left[\frac{l}{f} \right] (p_n + g_n)}{E (\gamma_p p_n + \gamma_g g_n)} \quad (7.22)$$

Для балок, рассчитываемых с учетом упругопластической работы материала, минимальная высота

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{c R_y l \left[\frac{l}{f} \right] (p_n + g_n)}{E (\gamma_p p_n + \gamma_g g_n)}.$$

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_1 — 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.

Выбор высоты балки. 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.

$$\tau = \frac{QS}{It_w} \leq R_s \gamma_c, \quad (7.23)$$

где Q — максимальная поперечная сила вблизи от опоры балки; S — статический момент полусечения балки относительно нейтральной оси; I — момент инерции сечения балки; R_s — расчетное сопротивление материала стенки на срез; t_w — толщина стенки.

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

$$t_w = \frac{QS}{IR_s \gamma_c} \approx 1,2Q/hR_s \gamma_c. \quad (7.23a)$$

Чтобы обеспечить местную устойчивость стенки без дополнительного укрепления ее продольным ребром (см. п. 7.4.3), необходимо иметь $\bar{\lambda}_w < 5,5 \sqrt{R/\sigma}$, тогда

$$t_w \geq (h_w/5,5) \sqrt{\sigma/E}, \quad (7.24)$$

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, способного обеспечить ее устойчивость.

Толщину стенки следует принимать минимально необходимой исходя из заданной при определении $h_{\text{опт}}$ гибкости стенки и фактически принятой высоты балки

$$t_w = h_0 / \bar{\lambda}_w. \quad (7.25)$$

Полученную толщину стенки необходимо согласовывать с минимальной толщиной, полученной из условия ее среза и местной устойчивости. 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 принята в формуле (7.21,а) толщина стенки отличается от полученной по формулам (7.23) или (7.24) на 2 мм и более, следует в формулу (7.21) подставить определенную из условия скальвания толщину стенки и вновь вычислить $h_{\text{опт}}$.

7.3.3. Горизонтальные листы поясов. В сварных балках пояса обычно принимают из одиночных листов универсальной стали. Изготавливать 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 обычно не превышает 2-3 толщины стенки t_w , так как в поясных швах при приваривании толстых поясных листов к стенке развиваются значительные усадочные растягивающие напряжения. Применение поясных листов толщиной более 30 мм нерационально еще и потому, что толстые листы имеют пониженные расчетные сопротивления (см. п. 1.1).

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 болтами, 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 ширину поясных листов в сварных балках определяет их местная устойчивость.

В балках отношение ширины свеса сжатого пояса (см. п. 7.4.3) b_{ef} к его толщине t_f не должно превышать в сечениях, работающих упруго, и в бистальных балках

$$b_{ef}/t_f \leq 0,5 \sqrt{E/R_y}. \quad (7.26)$$

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 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 $f < (1/400)l$. Вес настила и балок настила $g_1 = 1,137 \text{ кН/м}^2$, временная нагрузка $p = 20 \text{ кН/м}^2$, $\gamma_c = 1$. Балку проектируем из стали С275, так как она имеет большой пролет и большую нагрузку. По прил. 5 эта сталь имеет при $11 < t < 20 \text{ мм}$ $R_y = 26 \text{ кН/см}^2$, $R_s = 0,58 \cdot 26 = 15 \text{ кН/см}^2$. Собственный вес балки принимаем ориентировочно равным $1—2\%$ 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:

$$q_n = 1,02(p_n + g_n)b = 1,02(20 + 1,137)6 = 129,5 \text{ кН/м};$$

$$q = 1,02(\gamma_p p_n + \gamma_g g_n)b = 1,02(1,2 \cdot 20 + 1,05 \cdot 1,137)6 = 154,33 \text{ кН/м}.$$

Определяем расчетный изгибающий момент в середине пролета $M \approx ql^2/8 = 154,33 \cdot 18^2/8 = 6250 \text{ кН м} = 625\,000 \text{ кН см}$.

Определяем поперечную силу на опоре $Q_{\max} = ql/2 = 154,33 \cdot 18/2 = 1389 \text{ кН}$.

Главную балку рассматриваем как упругоработающую. По формуле (7.9) определяем требуемый момент сопротивления балки

$$W_{\text{треб}} = M_{\max}/(R_y \gamma_c) = 625\,000/26 \cdot 1 = 24\,040 \text{ см}^3.$$

Определяем высоту сечения балки.

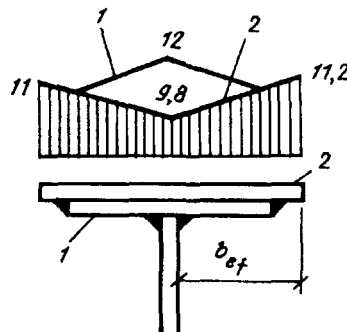


Рис. 7.11. Распределение нормальных напряжений по ширине пакета пояса сварной балки

1 — нижний лист; 2 — верхний лист

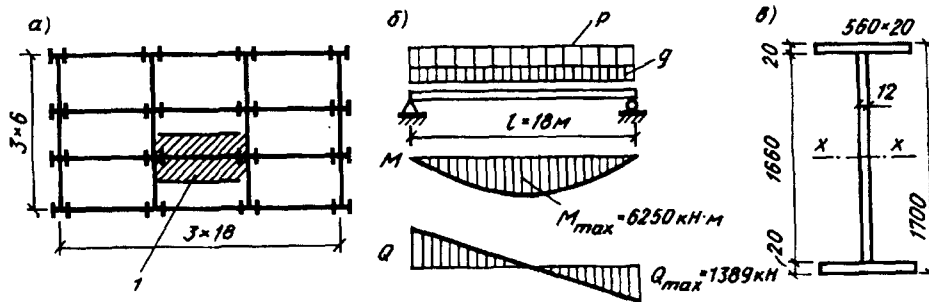


Рис. 7.12. К примеру 7.3

а — план перекрытия; б — расчетная схема главной балки; в — сечение балки;
 1 — грузовая площадь

1. Оптимальную высоту балки определяем по формуле (7.21а), предварительно задав условную гибкость стенки $\bar{\lambda}_w \approx 4,75$, что соответствует рекомендациям и табл. 7.2.

Тогда $\lambda_w = \bar{\lambda}_w \sqrt{E/R_y} = 4,75 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 26} = 133,7$; $h_{\text{опт}} = 1,15 \sqrt[3]{W \lambda_w} = 1,15 \sqrt[3]{24 \cdot 040 \cdot 133,7} = 169,7$ см; принимаем $h = 170$ см; $t_w = h / \lambda_w = 170 / 133,7 = 1,27$ см; принимаем 12 мм.

Полученные высота и толщина стенки находятся в пределах значений, рекомендуемых в табл. 7.2.

2. Минимальную высоту определяем по формуле (7.22):

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{R_y I}{E f} \frac{(p_n + g_n)}{(\gamma_p p_n + \gamma_g g_n)} = \frac{5 \cdot 26 \cdot 1800 \cdot 400}{24 \cdot 2,06 \cdot 10^4} \frac{129,5}{154,3} = 158,8 \text{ см.}$$

3. Строительную высоту балки определяем исходя из максимально возможной заданной высоты перекрытия и его конструкции

$$h_{\text{стр}}^b = h_{\text{стр}}^{\text{перекр.}} - h_{\text{наст}}^b - t_{\text{наст}} - \Delta = 220 - 33 - 1,00 - 10 = 176 \text{ см.}$$

Сравнивая полученные данные, принимаем высоту балки, близкую к оптимальной $h_b = 170$ см, и толщину поясов балки $t_f = 2$ см. Проверяем принятую толщину стенки: $h_w = h - 2t_f = 170 - 2 \cdot 2 = 166$ см.

Из условия работы стенки на касательные напряжения у опоры по формуле (7.23) $t_w = 1,2 Q_{\max} / h_w R_s \gamma_c = 1,2 \cdot 1389 / 166 \cdot 15 = 0,67$ см, где $R_s = 15$ кН/см².

Проверку необходимости постановки продольных ребер жесткости проводим по формуле (7.24):

$$t_w = (h_w / 5,5) \sqrt{R_y / E} = (166 / 5,5) \sqrt{\frac{26}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,05 \text{ см.}$$

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 $I = Wh/2 = 24 \cdot 040 (170/2) = 2 \cdot 043 \cdot 400$ см⁴.

Находим момент инерции стенки балки $I_w = t_w h_w^3 / 12 = 1,2 \cdot 166^3 / 12 = 457 \cdot 430$ см⁴.

Момент инерции, приходящейся на поясные листы, $I_f = I - I_w = 2 \cdot 043 \cdot 400 - 457 \cdot 430 = 1 \cdot 585 \cdot 970$ см⁴.

Момент инерции поясных листов балки относительно ее нейтральной оси $I_f = 2A_f(h_{ef}/2)^2$, где A_f — площадь сечения пояса (моментом инерции поясов относительно их собственной оси ввиду его малости пренебрегаем).

Отсюда получаем требуемую площадь сечения поясов балки

$$A_f = 2I_f/h_{ef}^2 = 2 \cdot 1\,585\,970/168^2 = 112,4 \text{ см}^2,$$

где $h_{ef} = h - t_f = 170 - 2,0 = 168 \text{ см}$.

Принимаем пояса из универсальной стали 560x20 мм, что составляет $b_f/h = 560/1700 = 1/3,03$ и находится в пределах рекомендуемого отношения.

Проверяем принятую ширину (свес) поясов по формуле (7.26) исходя из его местной устойчивости: $b_{ef}/t_f = (56 - 1,2)/2 \cdot 2,0 = 13,7 < 0,5\sqrt{E/R_y} = 14,07$.

Принятое соотношение размеров пояса удовлетворяет условию его местной устойчивости.

Подобранное сечение балки проверяем на прочность. Определяем момент инерции и момент сопротивления балки:

$$\begin{aligned} I = I_w + I_f &= 457\,430 + 2b_f t_f (h_{ef}/2)^2 = 457\,430 + 2 \cdot 56 \cdot 2,0 (168/2)^2 = \\ &= 2\,037\,974 \text{ см}^4; W = 2I/h = 2\,037\,974 \cdot 2/170 = 23\,976 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Наибольшее нормальное напряжение в балке по формуле (7.8)

$$\sigma = M_{\max}/W = 625\,036/23\,976 = 26,06 \text{ кН/см}^2 \approx \gamma_c R_y = 26 \text{ кН/см}^2.$$

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

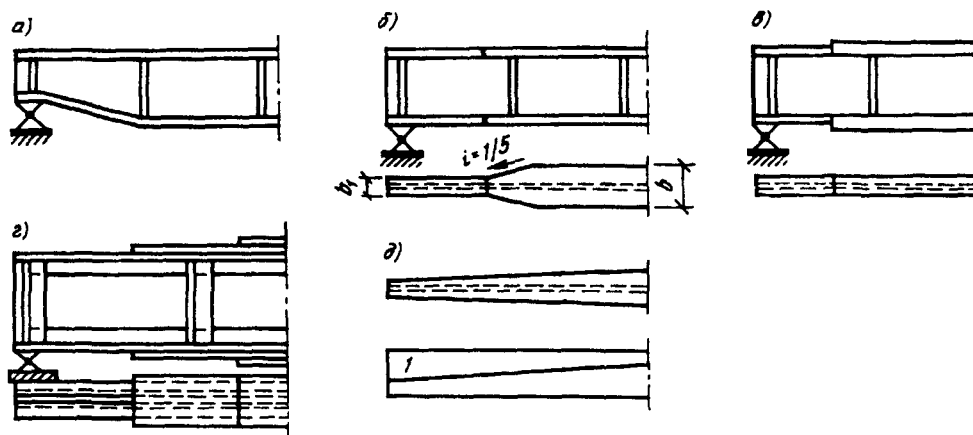


Рис. 7.13. Изменение сечения балок по длине
1 — линия реза

дополнительную экономию материала лишь на 3—4% и экономически нецелесообразно. Более значительную экономию стали может дать непрерывное изменение ширины поясов (рис. 7.13, б), получаемое диагональным раскроем широкополосной стали кислородной резкой. Однако оно связано с увеличением трудоемкости изготовления балки и применяется редко.

При равномерной нагрузке наиболее выгодное 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

$$M_1(x) = qx(l - x)/2. \quad (7.27)$$

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:

$$b_1 \geq h/10; \quad b_1 \geq 180 \text{ мм}; \quad b_1 \geq b/2. \quad (7.28)$$

Возможен и другой подход. Задают ширину поясного листа b_1 уменьшенного сечения и определяют изгибающий момент, который может воспринять сечение:

$$I_1 = I_w + 2b_1t_f(h_w/2 + t_f/2)^2; \quad W_1 = 2I_1/h; \quad M_1 = W_1R_y \gamma_c.$$

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. $R_{y1} = 0,85R_y$ и 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 (рис. 7.13,з).

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 $R_{ny} = R_y$ [см. формулу (4.1)].

Определяем расчетный момент и перерезывающую силу в сечении:

$$x = l/6 = 18/6 = 3 \text{ м};$$

$$M_1 = qx(l-x)/2 = 154,33 \cdot 3(18-3)/2 = 3472,42 \text{ кН м} = 347242 \text{ кН см};$$

$$Q_1 = q(l/2 - x) = 154,33(18/2 - 3) = 926 \text{ кН}.$$

Подбор измененного сечения ведем по упругой стадии работы материала по формуле (7.9) аналогично примеру 7.3.

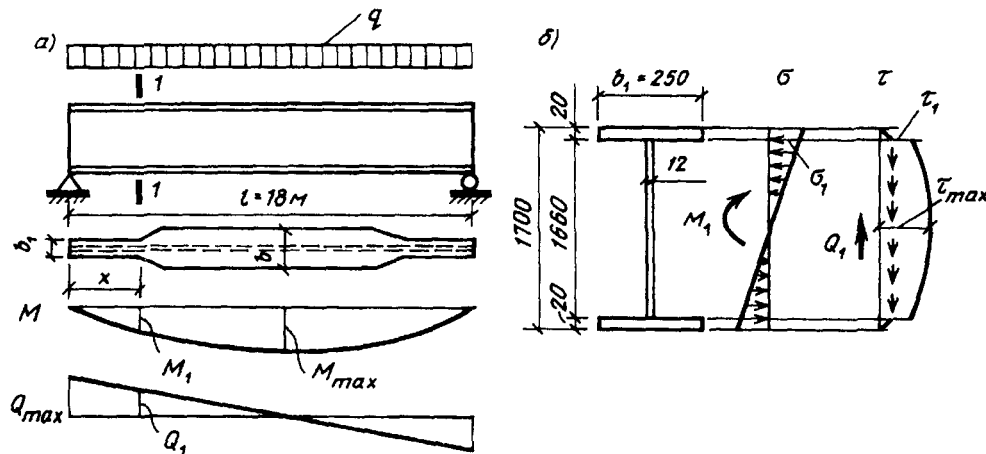


Рис. 7.14. К примерам 7.4 и 7.5

а — место изменения сечения; б — место проверки приведенных напряжений в сечении I—I

Определяем требуемый момент сопротивления и момент инерции измененного сечения исходя из прочности сварного стыкового шва, работающего на растяжение: $W_1 = M_1/R_{wy} = 347\,242/26 = 13\,355\text{ см}^3$; $I_1 = W_1 h/2 = 13\,355(170/2) = 1\,135\,214\text{ см}^4$.

Определяем требуемый момент инерции поясов ($I_w = 457\,430\text{ см}^4$, см. пример 7.3) $I_{f1} = I_1 - I_w = 1\,135\,214 - 457\,430 = 677\,784\text{ см}^4$.

Требуемая площадь сечения поясов $A_{f1} = 2I_{f1}/h_{ef} = 2 \cdot 677\,784/168^2 = 48\text{ см}^2$. Принимаем пояс 250x20 мм, $A_{f1} = 50\text{ см}^2$. Принятый пояс удовлетворяет рекомендациям $b_{f1} > 18\text{ см}$ и $b_{f1} > h/10 = 17\text{ см}$. Определяем момент инерции и момент сопротивления уменьшенного сечения:

$$I_1 = I_w + 2b_{f1}t_f(h_{ef}/2)^2 = 457\,430 + 2 \cdot 25 \cdot 2,0(168/2)^2 = 1\,163\,030\text{ см}^4;$$

$$W_1 = 2I_1/h = 2 \cdot 1\,163\,030/170 = 13\,682\text{ см}^3;$$

$$\sigma_1 = M_1/W_1 = 347\,242/13\,682 = 25,4\text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_{wy} = 26\text{ кН/см}^2.$$

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 отдельно по формулам (7.8) или (7.10) и (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 отдельным проверкам σ и τ необходима проверка совместного действия нормальных и касательных напряжений, при которой определяются приведенные напряжения (см. п. 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 и т.п., причем на уровне поясных швов (рис. 7.14, б) по высоте.

Приведенные напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15R_y \gamma_c, \quad (7.29)$$

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 стенки напряжения (рис. 7.15):

$$\sigma_{loc} = F/(t_w l_{loc}) \leq R_y \gamma_c, \quad (7.30)$$

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

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_{loc}^2} - \sigma_1 \sigma_{loc} + \sqrt{3\tau_1^2} \leq 1,15R_y \gamma_c \quad (7.31)$$

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 формулам (7.22) или (7.22а).

7.4.2. Проверка и обеспечение общей устойчивости балок. Общую устойчивость составных балок проверяют по формуле (7.15) $M/(\varphi_b W) \leq R_y \gamma_c$, где φ_b для двутавровых составных балок, имеющих две оси симметрии так же, как в прокатных балках, вычисляют по формуле (7.16)

$$\varphi_1 = \Psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right) \frac{E}{R_y}$$

При $\varphi_1 \leq 0,85$ принимают $\varphi_b = \varphi_1$; при $\varphi_1 > 0,85$ принимают $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \varphi_1$.

Значение φ_1 , в свою очередь, определяют в функции коэффициента Ψ (см. прил. 7).

Необходимый для определения Ψ параметр α , зависящий от сопротивления балки кручению, для составных балок вычисляют по формуле

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_f}{h b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t_w^3}{b_f t_f^3} \right), \quad (7.32)$$

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,

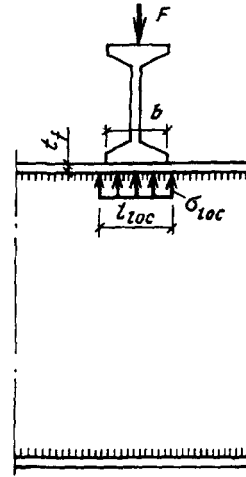


Рис. 7.15. Позиажное опирание балок

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)

$$\begin{aligned}\tau &= (Q_{\max} S) / (I_1 t_w) = 1389 \cdot 8333 / 1\,163\,030 \cdot 1,2 = \\ &= 8,29 \text{ кН/см}^2 < R_s \quad \gamma'_c = 15 \text{ кН/см}^2,\end{aligned}$$

где статический момент полусечения балки

$$S = b_1 t_f h_{ef} / 2 + t_w h_w^2 / 8 = 25 \cdot 2 \cdot 168 / 2 + 1,2 \cdot 166^2 / 8 = 8333 \text{ см}^3.$$

Проверяем местные напряжения в стенке под балками настила по формуле (7.30)

$$\sigma_{loc} = F / (t_w l_{loc}) = 185,2 / (1,2 \cdot 18) = 8,57 \text{ кН/см}^2 < R_y \quad \gamma'_c = 26 \text{ кН/см}^2,$$

где $F = 154,33 \cdot 1,2 = 185,2$ кН (опорные реакции балок настила); $l_{loc} = b + 2t_f = 14 + 2 \cdot 2,0 = 18$ 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 (см. рис. 7.22), 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 I—I — месте изменения сечения балки (где они будут максимальны):

$$\sigma_{прив} = \sqrt{\sigma_1 + 3 \tau_1^2} = \sqrt{24,78^2 + 3 \cdot 2,78^2} = 25,24 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y \quad \gamma'_c = 29,9 \text{ кН/см}^2,$$

где $\sigma_1 = M_1 h_w / (W_1 h) = 347\,242 \cdot 166 / (13\,682 \cdot 170) = 24,78 \text{ кН/см}^2$;

$$\tau_1 = Q_1 S_f / (I_1 t_w) = 926 \cdot 4200 / (1\,163\,030 \cdot 1,2) = 2,78 \text{ кН/см}^2$$

$$S_f = b_f t_f h_{ef} / 2 = 25 \cdot 2,0 \cdot 168 / 2 = 4200 \text{ см}^3.$$

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} — расстояние между балками настила:

а) в середине пролета балки:

$$l < h / b_f = 170 / 56 = 3,03 < 6 \text{ и } b_f / t_f = 56 / 2,0 = 28 < 35;$$

$$l_{ef}/b_f = \frac{120}{56} = 2,14 < \delta \left[0,41 + 0,0032 \left(\frac{b_f}{t_f} \right) + (0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \frac{b_f}{h_{ef}}) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= 1,0 \left[0,41 + 0,0032 \frac{56}{2,0} + (0,73 - 0,016 \frac{56}{2,0}) \frac{56}{168} \right] \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{26}} = 16,71,$$

где $\delta^0 = 1$, так как $\tau = 0$ и балка работает упруго;

б) в месте уменьшенного сечения балки (балка работает упруго и $\delta^1 = 1$):

$$\frac{l_{ef}}{b_{f1}} = \frac{120}{25} = 4,8 < 1 \left[0,41 + 0,0032 \frac{25}{2,0} + (0,73 - 0,016 \frac{25}{2,0}) \right] \times$$

$$\times \frac{25}{168} \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{26}} = 14,88.$$

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: $h = 170 \text{ см} > 158,8 \text{ см} = h_{\min}$ (см. пример 7.3).

7.4.3. Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов балок. Местное выпучивание отдельных элементов конструкций под действием сжимающих нормальных или касательных напряжений называется потерей местной устойчивости.

В балках потерять устойчивость могут сжатый пояс от действия нормальных напряжений и стенка от действия касательных или нормальных напряжений, а также 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 п. 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 $\hat{\sigma}_{cr}$ 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

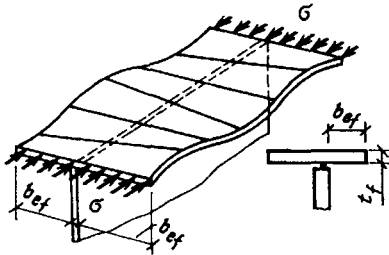


Рис. 7.16. Потеря местной устойчивости поясом балки

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 прочности потому, что гибкая стенка не способна оказать сильное противодействие повороту пояса при потере устойчивости его свободного края (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

$$\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf}, \quad (7.33)$$

[где] $\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f) \sqrt{R_y/E}$ и $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{R_y/\sigma_c}$.

Приравнявая $\sigma_c = R_y$ и производя преобразования, получаем

$$b_{ef}/t_f \leq 0,5 \sqrt{E/R_y}, \quad (7.34)$$

где b_{ef} — неокаймленный свес пояса (половина ширины пояса); t_f — толщина пояса; σ_c — напряжение в сжатом поясе.

Из формулы (7.34) видно, что для обеспечения устойчивости пояса при его упругой работе необходимо соблюдать отношение свеса пояса к его толщине, не превышающее значений, полученных по этой формуле, что для малоуглеродистых сталей составляет около 15.

При работе пояса в балках с учетом развития пластических деформаций, его устойчивость ухудшается, и свес пояса тоже должен удовлетворять условию (7.33), но при $2,2 < \bar{\lambda}_{uw} < 5,5$ значение предельной условной гибкости неокаймленного свеса по формуле (2.67)

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06 \cdot \bar{\lambda}_{uw}, \quad (7.35)$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ — предельная условная гибкость стенки [см. далее табл. 7.8 и формулу (7.49)].

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.



Рис. 7.17. Вид потери устойчивости стенкой балки

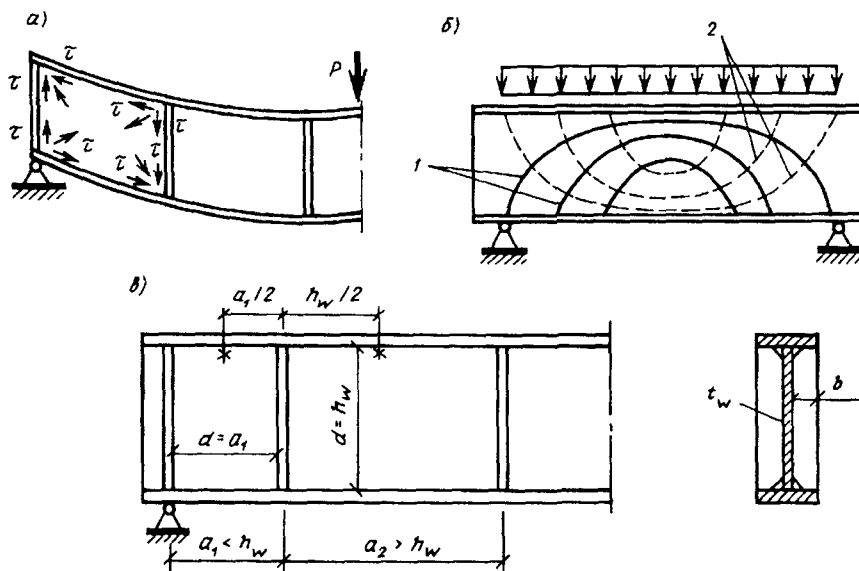


Рис. 7.18. Потеря местной устойчивости стенкой балки

а — действие касательных напряжений; б — траектории действия главных сжимающих (1) и растягивающих (2) напряжений; в — места определения напряжений для проверки устойчивости стенки

Ребра жесткости делят стенку на отсеки (панели), которые могут потерять устойчивость 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 от 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). Под влиянием сжатия стенка может выпучиваться,

образуя волны, наклоненные к оси балки под углом, близким к 45° (см. рис. 2.34, б).

Для балки, стенка которой не укреплена ребрами жесткости, критическое касательное напряжение, полученное с учетом упругого защемления стенки в поясах, выражается формулой

$$\tau_{cr} = 10,3(R_s / \bar{\lambda}_w^2). \quad (7.36)$$

Из равенства $\tau_{cr} = R_s / \sqrt{R_y/E} = 3,2$, 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

$$\bar{\lambda}_w > 3,2; \quad (7.37)$$

б) действие местной нагрузки на пояс балки при

$$\bar{\lambda}_w > 2,2; \quad (7.38)$$

в) при действии больших сосредоточенных грузов и в области учета пластических деформаций в балке местные напряжения не допускаются, и ребра жесткости надо ставить под каждым грузом.

Длина области пластических деформаций в стенке балки $l_{\text{пласт}}$ может быть определена из равенства моментов, которые могут быть восприняты балкой при ее работе с учетом 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

$$l_{\text{пласт}} = l \sqrt{1 - (1/c_1)(h/h_w)}, \quad (7.39)$$

где c_1 — коэффициент учета пластических деформаций по прил. 6.

Расстояние между поперечными ребрами жесткости не должно превышать $2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$. 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 $b_r = h_w/24 + 40$ 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 $b_r = h_w/30 + 25$ мм. Толщина ребер должна быть не менее $t_r = 2b_r \sqrt{R_y/E}$.

Ребра жесткости следует приваривать в стенке сплошными односторонним швами минимальной толщины, не доводя их на 40—50 мм до поясных швов с целью 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)

$$\tau_{cr} = 10,3(1 + 0,76/\mu^2)(R_s/\bar{\lambda}_d^2), \quad (7.40)$$

где μ — отношение большей стороны a или h_w (рис. 7.17,а) к меньшей d ; t_w — толщина стенки; $\bar{\lambda}_d = (d/t_w)\sqrt{R_y/E}$.

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

$$\bar{\lambda}_w \leq 3,5; \quad (7.41)$$

б) для таких же балок, но с односторонними поясными швами при

$$\bar{\lambda}_w \leq 3,2; \quad (7.42)$$

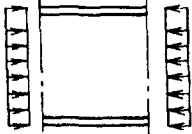
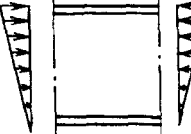
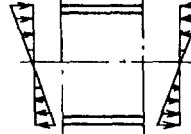
в) для балок с двусторонними поясными швами и местной нагрузкой на пояс при

$$\bar{\lambda}_w \leq 2,5. \quad (7.43)$$

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.

Потеря устойчивости 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 оси балки. 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, и стенка все равно будет выпучиваться между ними. Поэтому для обеспечения устойчивости очень гибкой стенки от действия нормальных напряжений в сжатой части стенки ставят продольные ребра жесткости,

Т а б л и ц а 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

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. п. 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 σ_{max} — наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки; σ_{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 помещены 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 :

$$\delta = \frac{\beta b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3,$$

где для всех балок, кроме подкрановых, при непрерывном опирании жестких плит на пояс балки $\beta = \infty$; 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)

$$\sigma_{cr} = (c_{cr} R_y) / \bar{j}_w^2, \quad (7.45)$$

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 $c_{cr} = 35,1$.

Приравнивая критическое напряжение, полученное по формуле (7.45) при минимальном коэффициенте заземления 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 $\bar{\lambda}_w \geq 5,5\sqrt{R_y/\sigma_y}$ (где σ_y — 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.

Потеря устойчивости 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, 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 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 поясами 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. $\sigma \leq \sigma_{cr}$ и $\tau \leq \tau_{cr}$.

Отсюда получим формулу (см. п. 2.4.9) проверки устойчивости стенки

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (7.46)$$

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),

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c. \quad (7.47)$$

Т а б л и ц а 7.4. Значение коэффициента c_{cr} для стенок балок в зависимости от коэффициента δ

δ	$\leq 0,8$	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

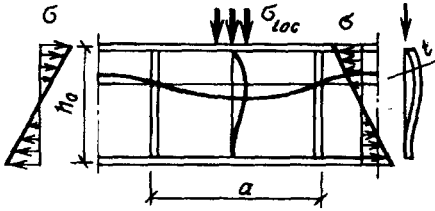


Рис. 7.19. Потеря устойчивости стенки от действия местной нагрузки

Здесь значения нормальных σ , касательных τ и касательных критических τ_{cr} 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)

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{j}_w^2. \quad (7.48)$$

Однако взаимное влияние перпендикулярных друг другу нормальных и местных напряжений, а также сильное влияние на устойчивость пластины расстояния между ребрами жесткости и относительной длины загрузки 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 загрузки 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 значения σ — 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 $0,8 \leq a/h_{ef} \leq 1,33$ или $a_1 = 0,67 h_{ef}$ 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.

Таблица 7.5. Значения коэффициента c_1

ρ	При a/h_{ef} или a_1/h_{ef} , равном									
	$\leq 0,50$	0,60	0,67	0,80	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
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

σ	При a/h_{ef} или a_1/h_{ef} равном								
	0,50	0,60	0,67	0,80	1,00	1,20	1,40	$\geq 1,60$	
1	1,56	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	1,85
4	1,66	1,67	1,69	1,75	1,88	2,01	2,09	2,12	2,12
6	1,67	1,68	1,70	1,77	1,92	2,08	2,19	2,26	2,26
10	1,68	1,69	1,71	1,78	1,96	2,14	2,28	2,38	2,38
≥ 30	1,68	1,70	1,72	1,80	1,99	2,20	2,38	2,52	2,52

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	$\geq 2,0$
c_{cr}	По табл. 7.4	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

В балках большой высоты с тонкой стенкой при соотношении $\bar{\lambda}_w > 5,5$ для обеспечения устойчивости стенки рационально помимо поперечных ребер жесткости ставить 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 отдельно, 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:

- для поперечных ребер $I_s \geq 3h_{ef}t_r^3$;
- для продольного ребра при $h_1/h_{ef} = 0,3$

$$I_{se} \geq 1,5h_{ef}t_r^3.$$

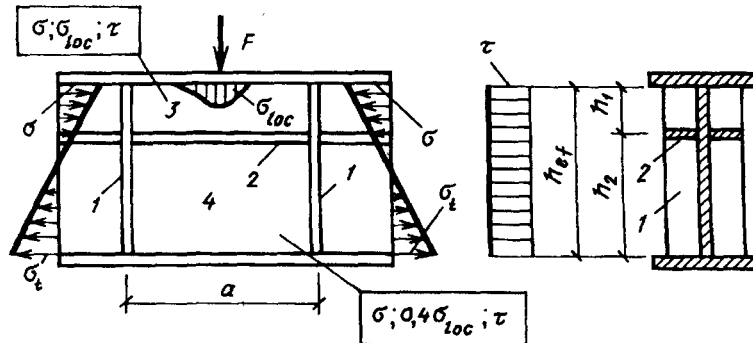


Рис. 7.20. Схема балки, укрепленной основными поперечными и продольными ребрами жесткости

1 — поперечные ребра; 2 — продольное ребро; 3 — пластина у сжатого пояса; 4 — пластина у растянутого пояса

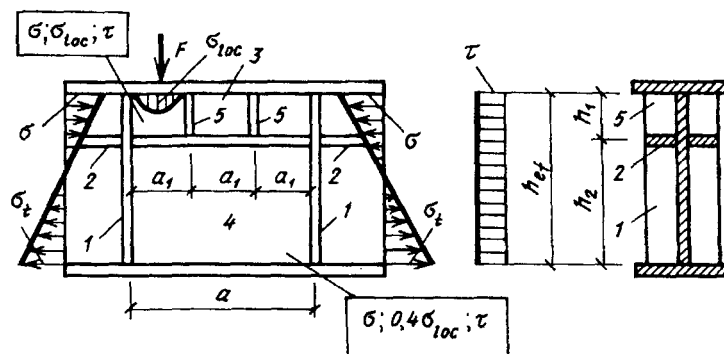


Рис. 7.21. Схема балки, укрепленной основными поперечными ребрами жесткости (1), продольным ребром жесткости (2), разделяющим отсек стенки на пластину (3) у сжатого пояса и пластину (4) у растянутого пояса, а также к ороткими ребрами жесткости (5)

Продольное ребро делит стенку на верхнюю и нижнюю пластинки, устойчивость которых проверяют отдельно.

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 на верхний пояс балки, за счет распределения их верхней пластиной на большую длину вдоль 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.

Таблица 7.8 Предельные значения $\bar{\beta}_{uw}$

τ/R_s	При $\bar{\epsilon}$, равном								
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	$\geq 5,0$
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

При наличии часто расположенных местных нагрузок на сжатый пояс 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, и все расчеты устойчивости для верхней и нижней пластин следует вести по тем же формулам, что и для балок без коротких ребер.

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)]:

$$\bar{\beta}_w \leq \bar{\beta}_{uw}, \quad (7.49)$$

где $\bar{\beta}_{uw}$ определяется по табл. 7.8 в зависимости от относительной деформации пояса балки $\bar{\epsilon}$ и относительной напряженности стенки касательными напряжениями τ/R_s .

Здесь среднее касательное напряжение $\tau = Q/A_w$, а параметр $\bar{\epsilon}$ для балок из одинаковой стали для стенки и пояса определяется выражением

$$\bar{\epsilon} = \epsilon E/R_y = \frac{0,29}{\sqrt{0,0833 - (c_{1x} - 1)(\alpha_f + 0,167)}}, \quad (7.50a)$$

где $\alpha_f = A_f/A_w$;

$c_{1x} = M/(W_n R_y \gamma_c)$ или $\beta c_x; 1 < c_{1x} < c_x$;

$$\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} (\tau_x/R_y)^4;$$

c_x принимается по прил. 6.

Для бистальных балок

$$\bar{\epsilon} = 1 + (1,3 - 0,2 \alpha_f)(c_{1r} - 1). \quad (7.50b)$$

[где] $c_{1r} = M/(W_n R_{yw} \gamma_c)$ или $\beta c_x; 1 \leq c_{1r} \leq c_x$;

$$\beta_r = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} (\tau_x / R_{sw})^4;$$

$$c_{rx} = \frac{(\alpha_{1r} + 0,25 - 0,0833/r^2)}{\alpha_f + 0,167}; \quad r = R_{yf} / R_{yw},$$

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)

$$\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_y / E} = (27,4 / 2) \sqrt{26 / 2,06 \cdot 10^4} = 0,486,$$

где $b_{ef} = (b - t_w) / 2 = (56 - 1,2) / 2 = 27,4$ см — свес пояса:

$$\lambda_{uf} = 0,5 \sqrt{R_y / \sigma_c} = 0,5 \sqrt{26 / 26} = 0,5; \quad \sigma_c = 26 \text{ кН/см}^2$$

(см. пример 7.3). Поскольку $\bar{\lambda}_f < \lambda_{uf}$, 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:

$$\bar{\lambda}_w = (h_w / t_w) \sqrt{R_y / E} = (166 / 1,2) \sqrt{26 / 2,06 \cdot 10^4} = 4,91 > 2,2;$$

следовательно, поперечные ребра жесткости необходимы.

Расстановку ребер жесткости принимаем по рис. 7.22, т.е. $a = 360$ см $< 3h_{ef} = 3 \cdot 170 = 510$ см.

Устойчивость стенки надо проверять, так как $\bar{\lambda}_w = 4,91 > 2,5$. Проверяем устойчивость стенки в середине балки по формуле (7.47), где действуют σ_{\max} и σ_{loc} , а $\tau = 0$. Пользуясь данными из примеров 7.3 и 7.5, определяем значения этих напряжений на уровне поясных швов:

$$\sigma = (M / W) (h_w / h) = 26,06 (166 / 170) = 25,44 \text{ кН/см}^2$$

(из примера 7.3);

$$\sigma_{loc} = 8,57 \text{ кН/см}^2 \text{ (из примера 7.5).}$$

Так как у нас большое расстояние между ребрами жесткости $a / h_{ef} = 360 / 166 = 2,17 > 0,8$, то проверку устойчивости по формуле (7.47) делаем дважды (см. пп. Б и В).

Проверка по п. Б при $a_1 / h_{ef} = 0,67$ проводится следующим образом. Определяем критические нормальные напряжения по формуле (7.45): $\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 31,95 \cdot 26 / 4,91^2 = 34,46 \text{ кН/см}^2$.

По формуле (7.44) определяем $\sigma^0 = \beta (b_f / h_f) (t_f / t_w)^3 = 0,8 (56 / 166) (2 / 1,2)^3 = 1,25$. По табл. 7.4 при $\sigma^0 = 1,25$ находим $c_{cr} = 31,95$.

Определяем местные критические напряжения по формуле (7.48): $\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 38,2 \cdot 1,58 \cdot 26 / 4,91^2 = 65,09 \text{ кН/см}^2$, где при $a / h_{ef} > 1,33$ принимаем $a_1 = 0,67 h_{ef}$ и $a_1 / h_{ef} = 0,67$; $\rho = 1,04 l_{ef} / h_w = 1,04 \cdot 18 / 166 = 0,113$ (где $l_{ef} = l_{loc} = 18$ см, см. пример 7.5); по табл. 7.5 при $a_1 / h_{ef} = 0,67$ и $\rho = 0,113$ находим $c_1 = 38,2$; по табл. 7.6 при $a_1 / h_{ef} = 0,67$ и $\sigma^0 = 1,25$ находим $c_2 = 1,58$.

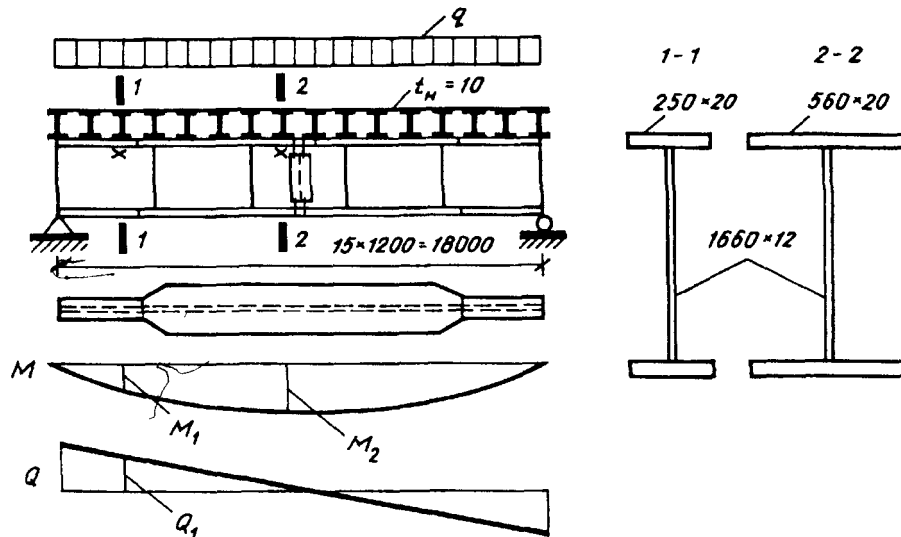


Рис. 7.22. К примерам 7.6 и 7.7 (крестиками отмечены места проверки устойчивости стенки)

Полученные значения подставляем в формулу (7.47)

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \frac{25,44}{34,46} + \frac{8,57}{65,09} = 0,869 < \gamma_c = 1.$$

Проверка по п. В при $a/h_{ef} = 2,17$ осуществляется следующим образом. Определяем σ_{cr} при фактическом отношении $a/h_{ef} = 2,17$. По табл. 7.7 находим $c_{cr} = 84,7$, тогда $\sigma_{cr} = 84,7 \cdot 26/4,91^2 = 91,34 \text{ кН/см}^2$.

Для определения $\sigma_{loc,cr}$ также используем фактическое соотношение сторон пластинки $a/h_{ef} = 2,17$, $\rho = 0,113$ и $\delta = 1,25$, тогда по табл. 7.5 находим $c_1 = 15,26$ и по табл. 7.6 — $c_2 = 1,63$; следовательно, $\sigma_{loc,cr} = \delta_{loc,cr} = 15,26 \cdot 1,63 \cdot 26/4,91^2 = 26,82 \text{ кН/см}^2$.

По формуле (7.47) при $\tau = 0$; $25,44/91,34 + 8,57/26,82 = 0,598 < \gamma'_c = 1$.

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 сечении 1—1 по рис. 7.22, под балкой настила, отстоящем от опоры на 2,4 м. Геометрические характеристики сечения берем из примеров 7.4 и 7.5 и из проверок устойчивости стенки в середине пролета балки. Определяем напряжения в стенке, действующие на уровне поясного шва, в сечении 1—1 при $x = 2,4 \text{ м}$:

$$M_1 = (qx/2)(l - x) = (154,33 \cdot 2,4/2)(18 - 2,4) = 2889 \text{ кН м};$$

$$\sigma_1 = (M_1/W_1)(h_w/h) = (288900 \cdot 166)/(13682 \cdot 170) = 20,62 \text{ кН/см}^2;$$

$$Q_1 = q(l/2 - x) = 154,33(18/2 - 2,4) = 1018,6 \text{ кН};$$

$$\tau_1 = Q_1/h_w t_w = 1018,6/166 \cdot 1,2 = 5,11 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{loc} = 8,57 \text{ кН/см}^2 \text{ (см. пример 7.5).}$$

Так как расстояние между ребрами жесткости большое ($a/h_{ef} = 2,17 > 0,8$), то проверку устойчивости по формуле (7.47) делаем опять два раза — по п. Б и п. В.

Проверка по п. Б при $a_1/h_{ef} = 0,67$: критические нормальные напряжения по (7.45)

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 30 \cdot 26/4,91^2 = 32,35 \text{ кН/см}^2,$$

где по (7.44) $\phi = \beta (b_f/h_f) (t_f/t_w)^3 = 0,8 (25/166) (2/1,2)^3 = 0,557$. По табл. 7.4 при $\phi = 0,557$ получается $c_{cr} = 30$.

Критические местные напряжения по (7.48)

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 38,2 \cdot 1,56 \cdot 26/4,91^2 = 64,26 \text{ кН/см}^2,$$

где $a_1/h_{ef} = 0,67$, $\rho = 0,113$ и $c_1 = 38,2$ по табл. 7.5.

По табл. 7.6 при $a_1/h_{ef} = 0,67$ и $\phi = 0,557$ получается $c_2 = 1,56$.

Критические касательные напряжения по (7.40)

$$\tau_{cr} = 10,3 (1 + 0,76/\mu^2) (R_s / \bar{\lambda}_d^2) = 10,3 (1 + 0,76/2,17^2) (15/4,84^2) = 7,66 \text{ кН/см}^2,$$

где $\mu = a/h_w = 360/166 = 2,17$; $R_s = 0,58 R_y = 15 \text{ кН/см}^2$;

$$\bar{\lambda}_d = (d/t_w) \sqrt{R_y/E} = (166/1,2) \sqrt{26/2,06 \cdot 10^4} = 4,84.$$

Полученные значения напряжений подставляем в (7.47):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{20,62}{32,35} + \frac{8,57}{64,26}\right)^2 + \left(\frac{5,11}{7,66}\right)^2} \approx 1 = \gamma_c.$$

Проверка по п. В при $a/h_{ef} = 2,17$: критическое нормальное напряжение $\sigma_{cr} = 91,34 \text{ кН/см}^2$ получено выше по табл. 7.7 при $a/h_{ef} = 2,17$.

Критическое местное напряжение

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 15,26 \cdot 1,56 \cdot 26/4,91^2 = 25,67 \text{ кН/см}^2,$$

где при $a/h_{ef} = 2,17$, $\rho = 0,113$, $\phi = 0,557$ по табл. 7.5 находим значение $c_1 = 15,26$, а по табл. 7.6 — $c_2 = 1,56$.

Критическое касательное напряжение $\tau_{cr} = 7,66 \text{ кН/см}^2$. Полученные значения подставляем в (7.47):

$$\sqrt{\left(\frac{20,62}{91,34} + \frac{8,57}{25,67}\right)^2 + \left(\frac{5,11}{7,66}\right)^2} = 0,87 < \gamma_c = 1.$$

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 отдельной 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 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 балки (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.

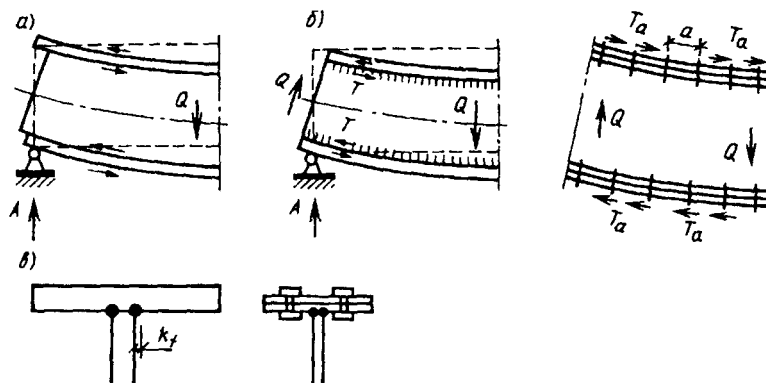


Рис. 7.23. Работа поясных соединений — поясных сварных швов и болтов
а — сдвиг незакрепленных поясов относительно стенки; б — работа поясных швов и фрикционных болтов; в — поясные швы и болты

Сдвигающая сила стремится срезать поясные швы, а потому сопротивление этих швов срезу должно быть не меньше силы

$$T \leq n (\beta k_f R_w)_{\min}$$

Отсюда определяют требуемую толщину шва (рис. 7.23, в):

$$k_f \geq (QS_f/I) \frac{1}{n (\beta R_w)_{\min}}, \quad (7.51)$$

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. п. 4.4).

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

$$k_f = \frac{\sqrt{(QS_f/I)^2 + (F/l_{loc})^2}}{n (\beta R_w)_{\min}}. \quad (7.52)$$

Поясные швы следует делать сплошными, одинаковой наименьшей допустимой толщины по всей длине балки, применяя автоматическую сварку. Минимальные значения толщин поясных швов принимать по табл. 4.4.

Пример 7.7. Требуется рассчитать поясные швы сварной балки 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 $x = 120$ см (см. рис. 7.22), под первой от опоры балкой настила, где сдвигающая сила максимальна.

Из примера 7.5 берем значения $I_1 = 1\,163\,030$ см⁴; $S_f = 4200$ см³; $F = 185,2$ кН; $l_{loc} = 18$ см. Определяем $Q = q(l/2 - x) = 154,33(18/2 - 1,2) = 1203,7$ кН; по табл. 4.2 для стали С275 берем $R_{wf} = 18$ кН/см²; $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 38 = 17,1$ кН/см².

Для определения $(\beta R_w)_{\min}$ по табл. 4.3 принимаем $\beta_f = 1,1$; $\beta_z = 1,15$, тогда $\beta_f R_{wf} = 1,1 \cdot 18 = 19,8$ кН/см²; $\beta_z R_{wz} = 1,15 \cdot 17,1 = 19,66$ кН/см².

Полученные значения подставляем в формулу (7.52):

$$k_f = (1/2 \cdot 19,66) \sqrt{(1203,7 \cdot 4200 / 1\,163\,030)^2 + (185,2/18)^2} = 0,284 \text{ см.}$$

Значение $k_f = 7$ мм принимаем по табл. 4.7 как минимально допустимое при толщине пояса $t_f = 20$ мм, что больше получившегося по расчету $k_f = 2,84$ 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 $T_a \leq Q_{bh}$. Отсюда легко определить шаг поясных болтов

$$a = Q_{bh} / T = Q_{bh} I / QS_f, \quad (7.53)$$

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, выполняемые 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, выполняемые при монтаже, используют 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 балок), удовлетворяющие требованиям монтажа транспортирования 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.

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

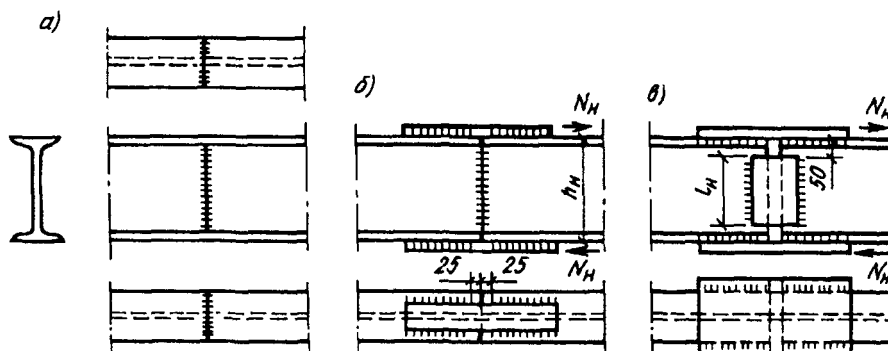


Рис. 7.24. Стыки прокатных балок

а — встык; б — встык с накладками; в — только накладками

такого стыка с применением обычных способов контроля сварки растянутой 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 большой 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

$$M = WR_{wy} + N_n h_n,$$

где W — момент сопротивления сечения балки; N_n — усилие в накладке; h_n — расстояния между осями накладок.

Отсюда определяем расчетное усилие в накладке

$$N_n = (M - WR_{wy})/h_n \quad (7.54)$$

и площадь ее поперечного сечения

$$A_n = N_n/R_{wy}. \quad (7.55)$$

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:

$$N_n = M/h_n \text{ и } A_n = N_n R_y. \quad (7.56)$$

Накладки на стенку конструктивно принимают шириной 100—150 мм, толщиной, приблизительно равной толщине стенки, и высотой, равной высоте прямолинейного участка стенки (до закруглений около полки).

Швы, прикрепляющие накладки к стенке, следует проверять на действие поперечной силы

$$\tau = Q/2 \beta k f_w \leq R_w \gamma_c. \quad (7.57)$$

Стыки составных сварных балок. Заводские стыки поясов и стенки составных сварных балок осуществляют соединением листов до сборки их

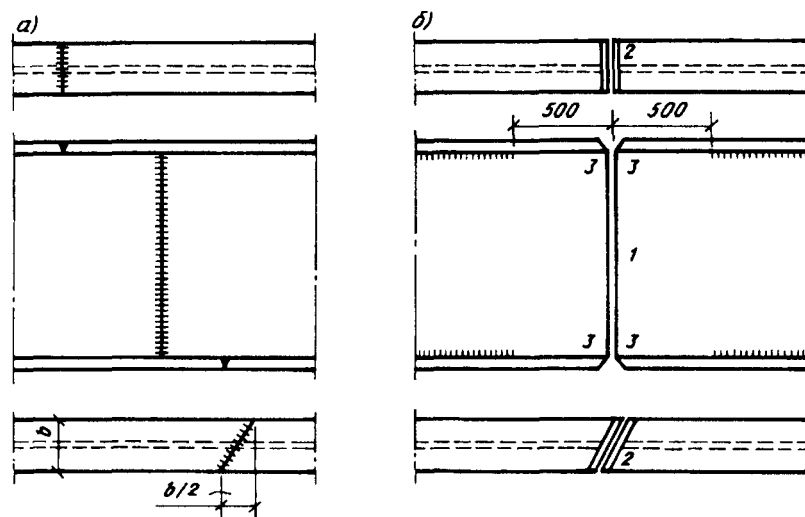


Рис. 7.25. Заводской (а) и монтажный (б) стыки составных балок

в балку (рис. 7.25,а). Основным типом сварных соединений листов является соединение встык. Соединения встык сжатых поясов, выполненные с применением сварочных материалов, рекомендуемых в табл. 4.2, при полном проваре соединяемых элементов (для чего концы швов выводятся на специальные технологические планки), считаются равнопрочными основному металлу, и их можно не рассчитывать. Стыки растянутых поясов можно считать также равнопрочными основному металлу только при выполнении вышеуказанных требований и дополнительной проверке физическими методами контроля. При отсутствии физического контроля качества растянутого шва можно считать его равнопрочным основному металлу, только удлив 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 том 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.

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

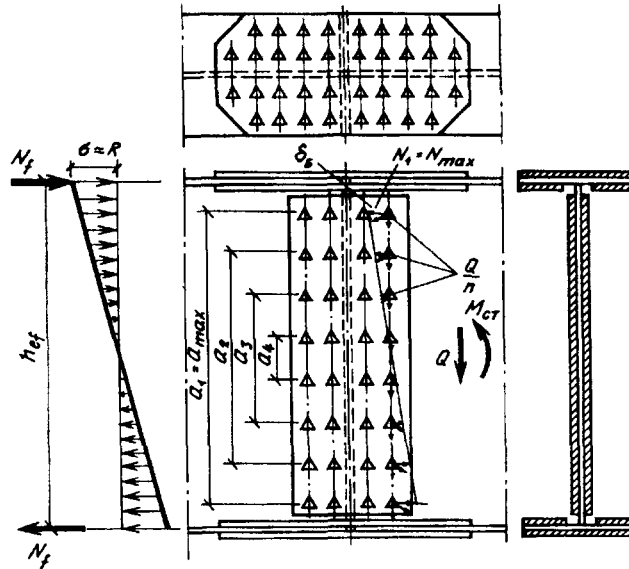


Рис. 7.26. Монтажный стык сварной балки на высокопрочных болтах

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. $A_n < 0,85A$, 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 болта d (при $d = 24$ мм удобно иметь шаг 80 мм); чтобы уменьшить размеры и массу стыковых накладок.

Расчет стыка каждого элемента балки ведут отдельно, а изгибающий момент распределяют между поясами и стенкой пропорционально их жесткости. Тогда расчетное усилие в поясе может быть определено по формулам:

$$M_f = M(I_f/D) \text{ и } N_f = M_f/h_{ef} \text{ или } N_f = A_f R_y \gamma_c, \quad (7.58)$$

где M и I — соответственно полный расчетный изгибающий момент и момент инерции всего сечения 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

$$n = N_f / Q_{bh}, \quad (7.59)$$

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

$$M_w = M(I_w/D), \quad (7.60)$$

где I_w — момент инерции стенки балки.

Этот момент уравнивается суммой внутренних пар усилий, действующих на болты, расположенные на стыковой полунакладке симметрично относительно нейтральной оси балки (см. рис. 7.26):

$$M_w = \sum N_i a_i = m(N_1 a_1 + N_2 a_2 + N_3 a_3 + \dots),$$

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 $M_w = m(N_1/a_1)(a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + \dots)$.

Отсюда максимальное горизонтальное усилие от изгибающего момента, действующее на каждый крайний наиболее нагруженный болт,

$$N_{\max} = (M_w/m)(a_{\max}/\sum a_i^2) \leq Q_{bh}. \quad (7.61)$$

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

$$N_{\max} = \frac{M_w}{m \alpha a_{\max}} \leq Q_{bh}. \quad (7.62)$$

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.

Т а б л и ц а 7.9. Коэффициенты стыка стенки балок α

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

Тогда на наиболее напряженные крайние болты будет действовать равнодействующая усилий от момента и поперечной силы, и они будут определять прочность стыка стенки

$$S = \sqrt{N_{\max}^2 + V^2} = \sqrt{\left(\frac{M \cdot w_{tr, \max}}{m \sum a_i^2}\right)^2 + \left(\frac{Q}{n}\right)^2} \leq Q_{bh}. \quad (7.63)$$

Пример 7.8. Требуется рассчитать монтажный стык сварной балки (пример 7.3) на высокопрочных болтах. Стык делаем в середине пролета балки, где $M = 6250$ кН м и $Q = 0$. Конструкция стыка представлена на рис. 7.27.

Стык осуществляем высокопрочными болтами $d = 24$ мм из стали 40Х "селект", имеющей $R_{bun} = 110$ кН/см². Обработка поверхности — газопламенная, $\mu = 0,42$. Несущую способность одного болта, имеющего две плоскости трения, вычисляем по формуле (5.6)

$$Q_{bh} = R_{bh} A_{bn} (\mu / \gamma_h) k_s = 77 \cdot 3,52 (0,42 / 1,12) 2 = 203 \text{ кН},$$

где $R_{bh} = 0,7 R_{bun} = 0,7 \cdot 110 = 77$ кН/см²; $A_{bn} = 3,52$ см² (см. табл. 5.3); $\mu = 0,42$ и $\gamma_h = 1,12$ (см. табл. 5.4), принимаем способ регулирования натяжения болта по моменту закручивания и разницу в диаметрах отверстия и болта $\delta = 1-4$ мм $k_s = 2$ — две плоскости трения.

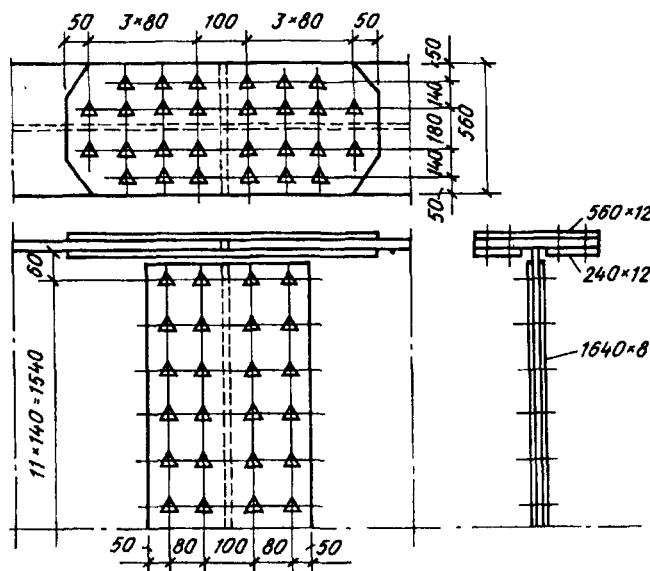


Рис. 7.27. Монтажный стык сварной балки (пример 7.8)

Стык поясов. Перекрываем тремя накладками каждый пояс балки сечением 560x12 мм и 2x240x12 мм; общая площадь сечения $A_n = 1,2(56 + 2 \cdot 24) = 124,8 \text{ см}^2 > 56 \cdot 2,0 = 112 \text{ см}^2$.

Усилие в поясе определяем по формуле (7.58)

$$N_f = (M/h_{ef})(I_f/I) = (6250/1,68)(1\ 580\ 544/2\ 037\ 974) = 2885 \text{ кН},$$

где I , I_f и h_{ef} взяты из примера 7.3.

Число болтов для прикрепления накладок находим по формуле (7.59)

$$n = N_f/Q_{bh} = 2885/203 = 14,2.$$

Принимаем 14 болтов и размещаем их согласно рис. 7.27.

Стык стенки. Стенку перекрываем двумя вертикальными накладками сечением 360x1640x8 мм.

Момент, действующий на стенку, определяем по формуле (7.60)

$$M_w = M(I_w/I) = 6250(457\ 430/2\ 037\ 974) = 1402 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимаем расстояние между крайними по высоте рядами болтов

$$a_{\max} = 1660 - 2 \cdot 60 = 1540 \text{ мм}.$$

По формуле (7.62) вычисляем коэффициент стыка α :

$$\alpha = \frac{M_w}{m a_{\max} Q_{bh}} = \frac{140200}{2 \cdot 154 \cdot 203} = 2,24.$$

Из табл. 7.9 находим число рядов болтов по вертикали k при $\alpha = 2,24$. Принимаем $k = 12$ и $\alpha = 2,36 > 2,24$. Окончательно принимаем 12 рядов болтов по высоте с шагом 140 мм, так как $11 \cdot 140 = 1540$ мм.

Проверяем стык стенки по формуле (7.61):

$$N_{\max} = M(a_{\max}/m \sum a_i^2) = 1402(1,54/2 \cdot 5,60) = 192,7 \text{ кН} < Q_{bh} = 203 \text{ кН},$$

где $\sum a_i^2 = 0,14^2 + 0,42^2 + 0,70^2 + 0,98^2 + 1,26^2 + 1,54^2 = 5,60 \text{ м}^2$.

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: $A_{fn} = 2,0(56 - 2 \cdot 2,6) = 106 \text{ см}^2 > 0,85A_f = 0,85 \cdot 112 = 95,2 \text{ см}^2$. Ослабление пояса можно не учитывать.

Проверяем ослабление накладок в середине стыка четырьмя отверстиями:

$$A_n^{\text{накл}} = 124,8 - 4 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 2,6 = 99,84 \text{ см}^2 > 0,85A_f = 95,2 \text{ см}^2.$$

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

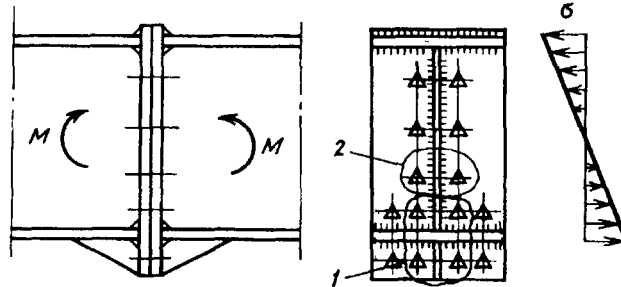


Рис. 7.28. Фланцевый стык сварной балки

1 — болты внутренней зоны пояса; 2 — болты растянутой стенки

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 2—3 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.

Работа и расчет фланцевого стыка подробно изложены в книге [5] и Рекомендациях¹. 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. Опираия и сопряжения балок. Сопряжение балок со стальными колоннами бывает в виде опирания балок сверху или примыкания балок сбоку к колонне. Такое применение 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 конст-

¹Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций. — М.: Центральное бюро науч.-технич. информации, 1989.

рукций, 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 опирания 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, и 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

$$\sigma_p = F/A_p \leq R_p \gamma_c, \quad (7.64)$$

где F — опорная реакция балки; A_p — площадь смятия опорного ребра, в сварных балках принимается равной всей пристроганной части площади ребра; R_p — расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности.

Ширина выступающей части ребра из условий его местной устойчивости не должна превышать

$$b_{op} \leq 0,5 \sqrt{E/R_y}$$

Выступающая вниз часть опорного ребра (рис. 7.29,б и 7.30,а) не должна превышать $a \leq 1,5t_{op}$ 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,

$$\sigma = N/\varphi A_{ст} \leq R_y \gamma_c,$$

где φ — коэффициент продольного изгиба стойки с гибкостью $\beta = h_w/i_z$, определенной относительно оси $z-z$.

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 (рис. 7.30,а) по своему конструктивному оформлению, работе и расчету не отличается от опирания балок сверху показанного на рис. 7.29,б.

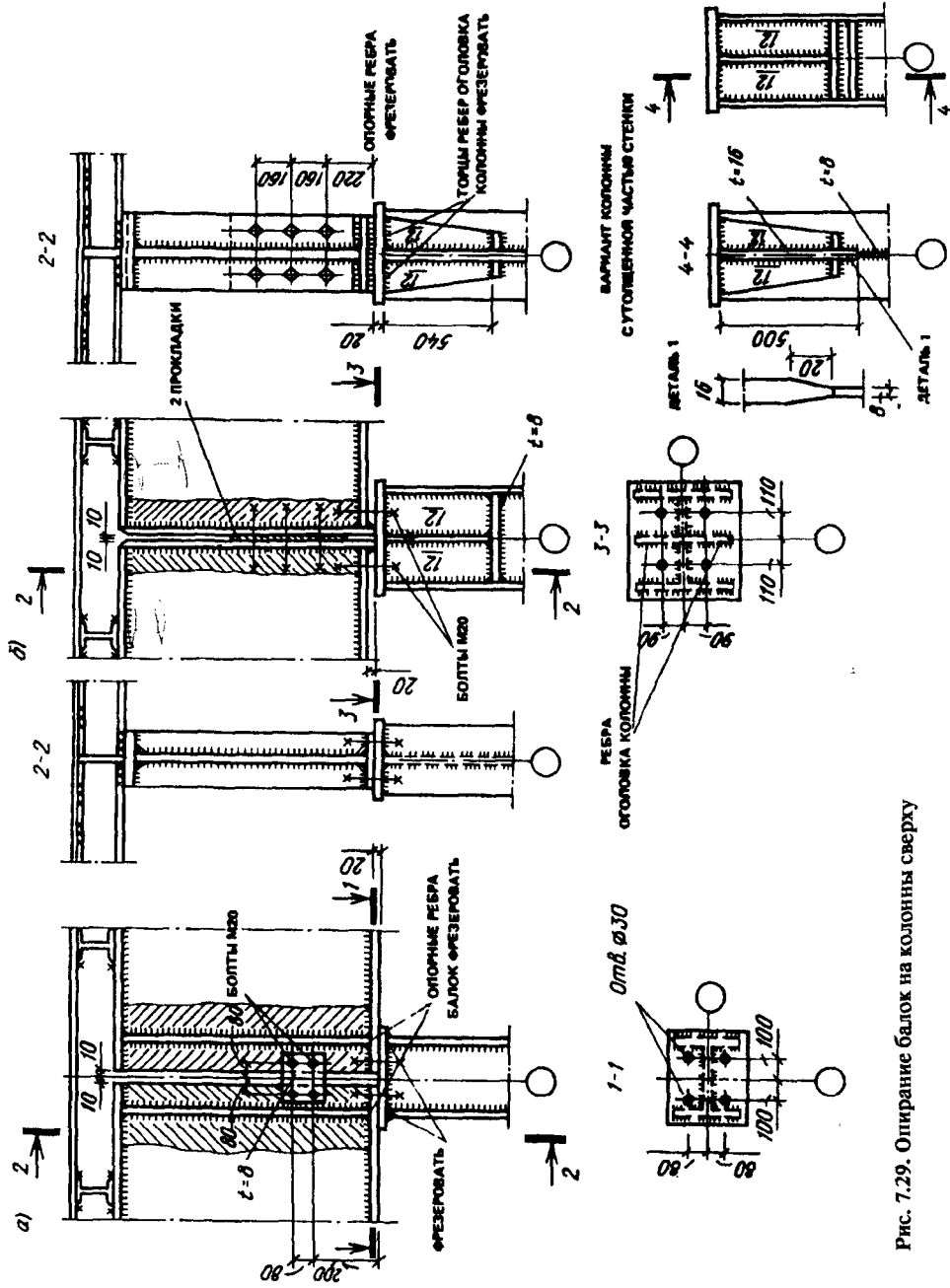


Рис. 7.29. Опираие балок на колонны сверху

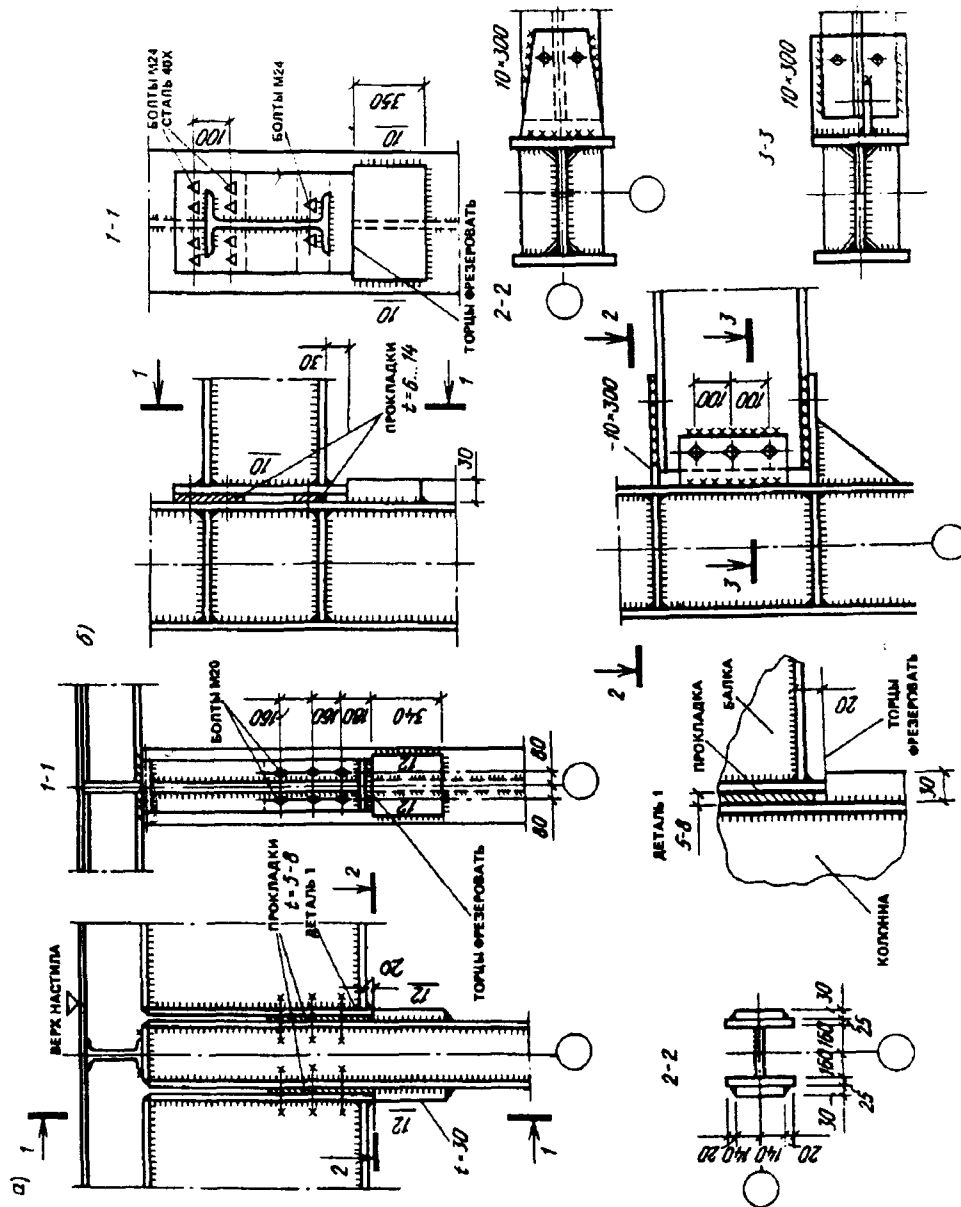


Рис. 7.30. Опираие балок на колонны сбоку

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 $N = 1389$ кН. Конструкцию опирания принимаем по рис. 7.29,б. Определяем площадь смятия торца ребра по формуле (7.64): $A_p = N/R_p = 1389/36 = 38,58$ см², где расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности по прил. 5 $R_p = R_u = 36$ кН/см².

Принимаем ребро, равное ширине пояса 250х16 мм; $A_p = 25 \cdot 1,6 = 40,0$ см² > 38,58 см².

Проверяем опорную стойку балки на устойчивость относительно оси $z-z$. Ширина участка стенки, включенной в работу опорной стойки,

$$b_w = 0,65t_w \sqrt{E/R_y} = 0,65 \cdot 1,2 \sqrt{2,06 \cdot 10^4/26} = 21,95 \text{ см};$$

$$A_{ст} = A_p + t_w b_w = 40,0 + 1,2 \cdot 21,95 = 66,34 \text{ см}^2;$$

$$I_z = 1,6 \cdot 25^3/12 + 21,95 \cdot 1,2^3/12 = 2086 \text{ см}^4;$$

$$i_z = \sqrt{I_z/A_{ст}} = 2086/66,34 = 5,60 \text{ см};$$

$$\lambda = h_w/i_z = 166/5,60 = 29,64; \quad \bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E} = 29,64 \sqrt{26/2,06 \cdot 10^4} = 1,03.$$

По прил. 8 $\varphi = 0,948$;

$$\sigma = N/\varphi A_{ст} = 1389/0,948 \cdot 66,34 = 22,08 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 26 \text{ кН/см}^2.$$

Рассчитываем прикрепление опорного ребра к стенке балки двусторонними швами с помощью полуавтоматической сварки проволокой Св-08А по формуле (4.8а).

Предварительно находим параметры сварных швов и определяем минимальное значение βR_w : $R_{wf} = 18,0$ кН/см² по табл. 5.2; $R_{wz} = 0,45R_{wf} = 0,45 \cdot 18 = 8,1$ кН/см² по прил. 5, $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ по табл. 4.3; $\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 18 = 16,2$ кН/см² < $\beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 8,1 = 8,5$ кН/см².

Определяем катет сварных швов по формуле (4.8а):

$$k_f = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{N}{2 \cdot 85 R_{wf}}} = \frac{1}{0,9} \sqrt{\frac{1389}{2 \cdot 85 \cdot 18}} = 0,75 \text{ см}$$

Принимаем шов $k_f = 8$ мм, что больше $k_{f\min}$ по табл. 4.5. Проверяем длину расчетной части шва $l_w = 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61$ см < $h_w = 166$ см.

Ребро привариваем к стенке по всей высоте сплошными швами.

Опираие 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 балки, материала опоры (камень, железобетон). Кроме того, опорные части должны обеспечить свободу деформации концов балки — поворот при прогибе балки, продольное смещение температурных и силовых деформаций; в

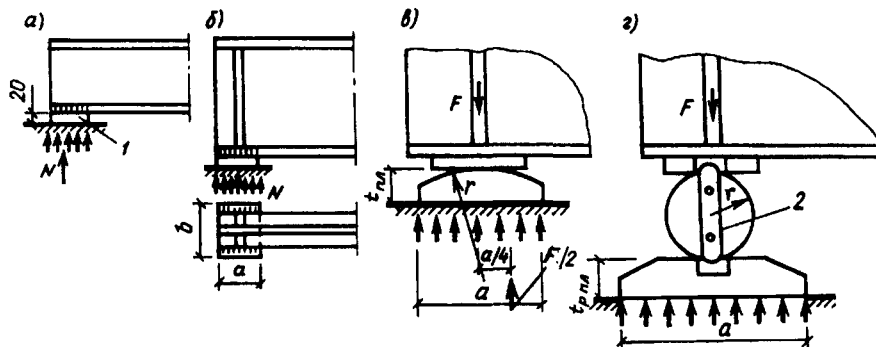


Рис. 7.31. Опираие балок на бетон

a — 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

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, *a* 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

$$A_{\text{пл}} = ab = F/R_{\text{бет}}, \quad (7.65)$$

Толщину плиты определяют из условия ее прочности на изгиб (рис. 7.31, *в*).

Расчетный изгибающий момент в среднем сечении плиты

$$M = (F/2)(a/4) = Fa/8.$$

Момент сопротивления этого сечения плиты

$$W_{\text{пл}} = (bt_{\text{пл}}^2)/6 = M/R_y \gamma_c.$$

Отсюда легко определить толщину плиты

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{3Fa}{4bR_y \gamma_c}}, \quad (7.66)$$

где F — расчетное давление балки на опору.

Радиус поверхности тангенциальной опорной плиты определяют из условия местного смятия при свободном касании плоскости и цилиндрической

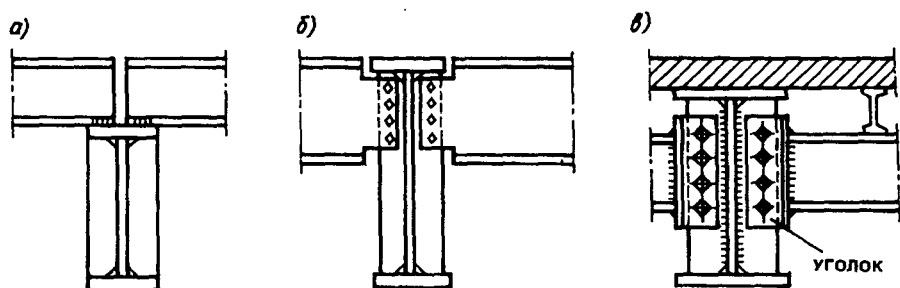


Рис. 7.32. Шарнирные сопряжения балок
 а — поэтажное; б — в одном уровне; в — пониженное

поверхности по условной формуле "диаметрального сжатия", полученной путем преобразования формулы Герца $\sigma = 0,423 \sqrt{FE/r\bar{l}}$

$$r = F / (2lR_{cd} \gamma_c), \quad (7.67)$$

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 $R_{cm,своб} = 17 \sqrt{R_y}$ кН/см².

Простейшие однокатковые опоры (рис. 7.31, з) 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, и ее размеры определяют по формулам (7.65) и (7.66).

Чтобы уменьшить трение качения, диаметр катка, в мм, назначают по приближенной формуле (не менее)

$$d = 2r \geq 130 + l/1000, \quad (7.68)$$

где l — пролет балки, мм, и 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.

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 вспомо-

гательной 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.

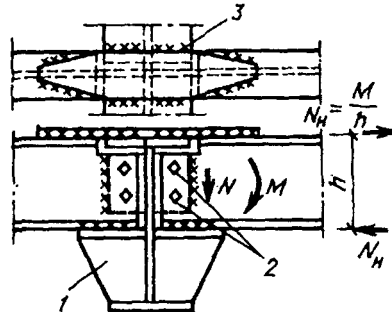


Рис. 7.33. Жесткое сопряжение балок
1 — столик; 2 — сборочные болты;
3 — "рыбка"

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.

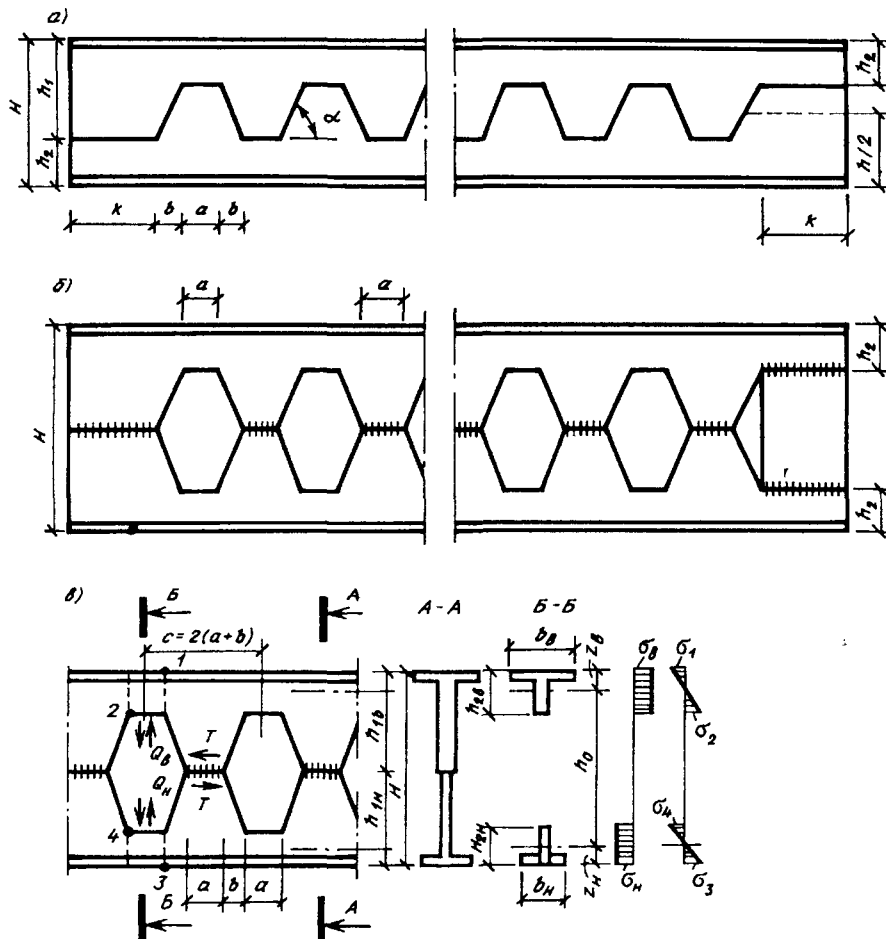


Рис. 7.34. Балки с перфорированной стенкой

a — роспуск исходного двутавра; *б* — сварка сквозного двутавра; *в* — к расчету сквозного двутавра

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. С целью полного использования исходного двутавра при его роспуске по рис. 7.34, *a* желательно соблюдать следующие зависимости:

$$h_1 = (0,6-0,75)h; \quad a \geq 90\text{мм}; \quad k \geq 250 \text{ мм}; \quad \alpha = 40^\circ-70^\circ.$$

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 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_w . Более подробно о балках с перфорированной стенкой см. в работах [4, 5, 8], 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, выполненных 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, и 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, мы предполагаем, что крайние участки стенки

¹Каплун А.Я. Стальные конструкции из широкополочных двутавров и тавров. — М.: Стройиздат, 1981.

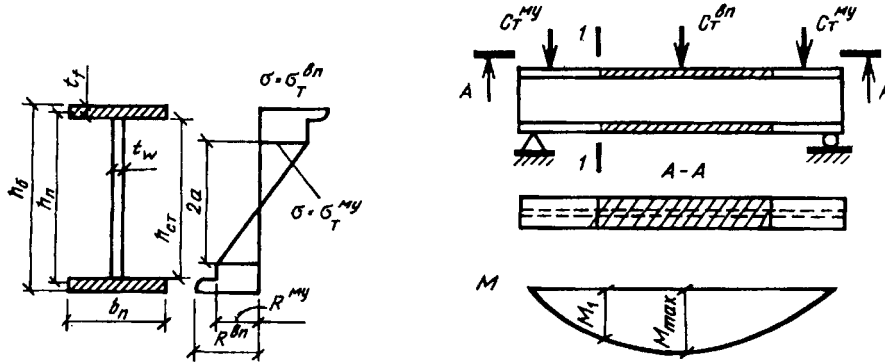


Рис. 7.35. Бистальная балка

текут, а напряжения по толщине пояса постоянны и равны расчетному сопротивлению материала и можно проверить прочность балки

$$M \approx (R_y^{\text{вп}} A_f h_{ef} + R_y^{\text{My}} t_w h_w^2 / 4 - R_y^{\text{My}} t_w a^2 / 3) \gamma_c = R_y^{\text{вп}} W^{\text{прив}} \gamma_c,$$

где $R_y^{\text{вп}}$ — расчетное сопротивление высокопрочной стали; R_y^{My} — расчетное сопротивление малоуглеродистой стали;

$$a = (R_y^{\text{My}} / R_y^{\text{вп}}) (h/2).$$

Отсюда нетрудно получить приведенный момент сопротивления сечения бистальной балки

$$W^{\text{прив}} = A_f h_{ef} + W_w m, \quad (7.69)$$

[где] $W_w = t_w h_w^2 / 6$; $m = (3/2) (R_y^{\text{My}} / R_y^{\text{вп}}) [1 - (1/3) (R_y^{\text{My}} / R_y^{\text{вп}})^2]$ — 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 моно-стального сечения, т.е. по $M_{\text{max}} = R_y^{\text{вп}} W^{\text{прив}} \gamma_c$ и $M_1 = R_y^{\text{My}} W \gamma_c$ (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 (подробно см. [5]).

7.6.3. Предварительно напряженные балки¹. 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

¹Беленя Е.И. Предварительно напряженные несущие металлические конструкции. — М.: Стройиздат, 1975.

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, *a*). 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, уравнивается усилиями от сжимающих напряжений в балке. В результате в такой балке образуется дополнительный момент внутренних сил, уравнивающий 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.

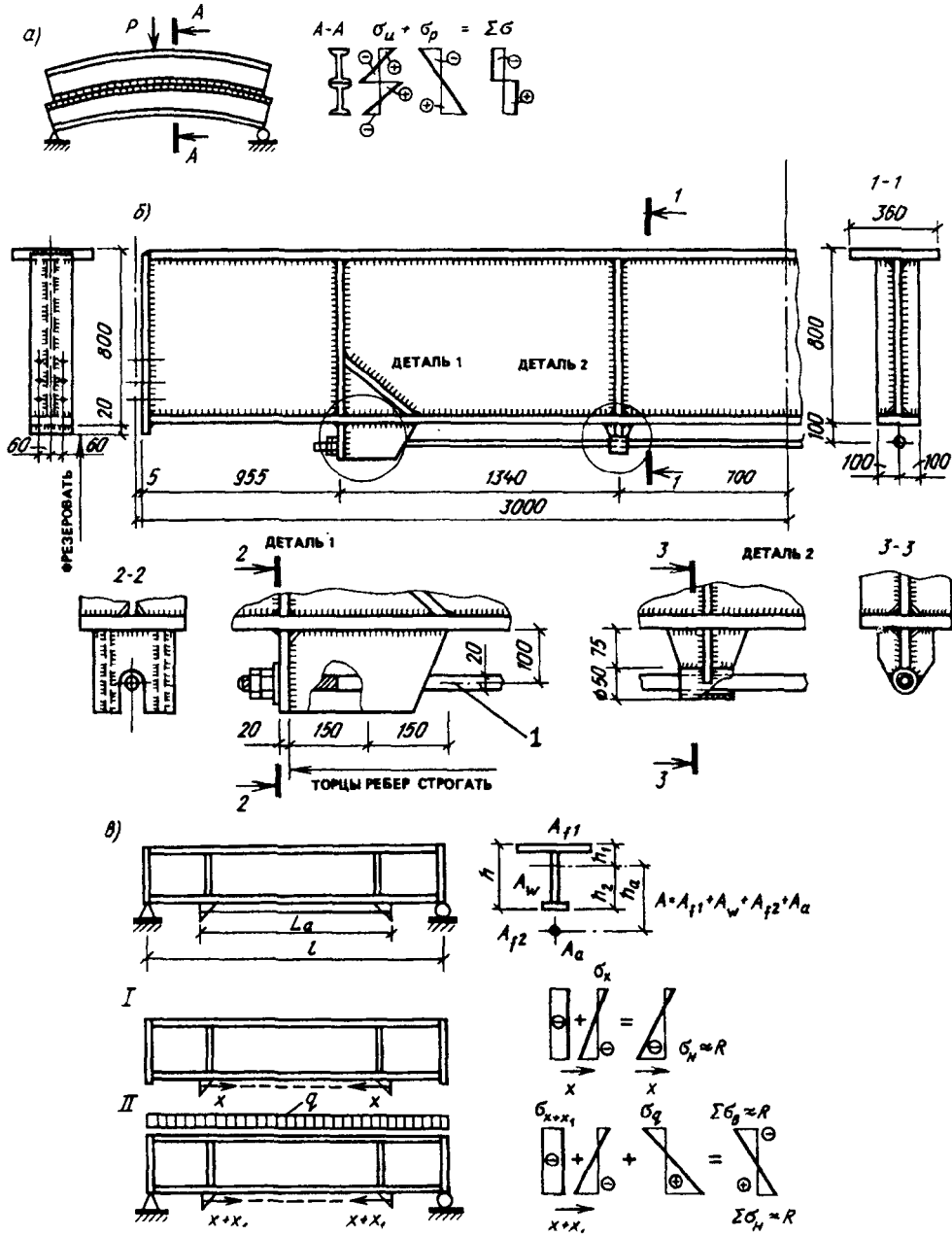


Рис. 7.36. Предварительно напряженные балки

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

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 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 крепления 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.

Подробно компоновку, работу и расчет предварительно напряженных балок см. в книгах [1] и [3].

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 $b \leq \lambda_w \leq 13$, 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 взаимодействие M и Q . При действии на отсек сдвига и изгиба внешний изгибающий момент, вызывающий силы N_f в поясах (см. рис. 7.37, б), воспринимается поясами и работающей совместно с ними припоясной частью стенки. Поперечная сила воспринимается, как и при чистом

¹Погадаев И.К. К проверке предельных состояний тонкостенных стальных реберных балок при сдвиге и сдвиге с изгибом // Строительная механика и расчет сооружений. № 2. 1982.

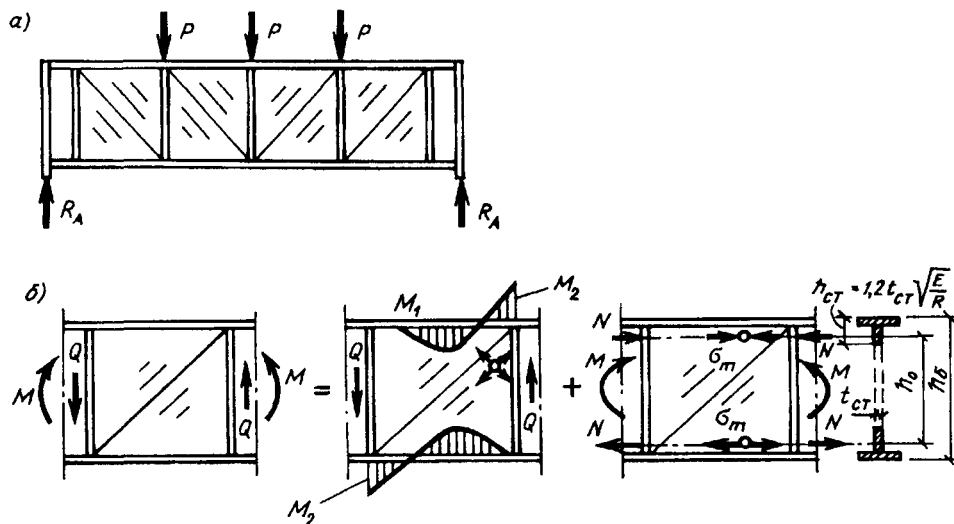


Рис. 7.37. Балка с гибкой стенкой (а) и ее работа под нагрузкой (б)

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 сжатоизогнутым 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 примыкающую к ребру участках стенки.

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/см². Более подробно о компоновке, работе и расчете таких балок см. в книге [5] и СНиПе [8].

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, трапециевидными и прямоугольными. К гофрированной стенке специальным автоматом прива-

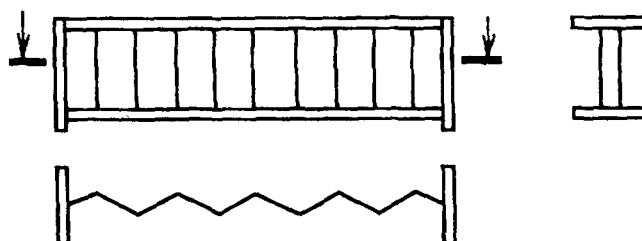


Рис. 7.38. Балка с гофрированной стенкой

риваются 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:

$$\sigma = M / (A_f h_0) \leq \gamma_c R_y;$$

$$\tau = Q / (t_w h_w) < \gamma_c R_s;$$

$$\sigma_{loc} = F / (t_w l_{loc}) \leq \gamma_c R_y.$$

Более подробно о балках с гофрированной стенкой см. в книге [5].

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

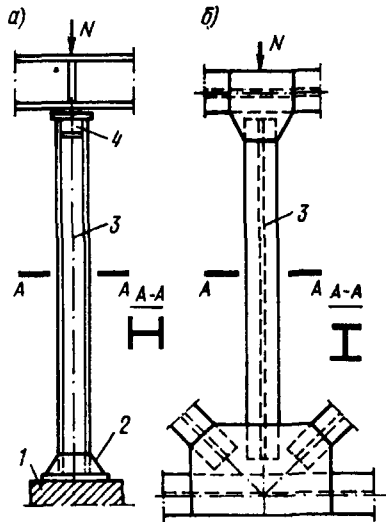


Рис. 8.1. Схемы стержней, работающих на центральное сжатие
 а — колонна; б — сжатый стержень тяжелой формы; 1 — фундамент; 2 — база; 3 — стержень; 4 — оголовок

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 (рис. 8.1, а).

Расчет и конструирование основного элемента центрально-сжатых колонн и стержней производится одинаково.

Узлы примыкания центрально-сжатых стержней с другими элементами конструктивного комплекса (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 плотности заполнения труб бетоном.

По статической схеме и характеру нагружения колонны могут быть одноярусными и многоярусными. Колонны и сжатые стержни бывают сплошными или сквозными.

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, гибкость ее в плоскости оси x должна быть равна гибкости в плоскости оси y , т.е. $\beta_x = \beta_y$ или $l_x = l_y$ и $i_x = i_y$.

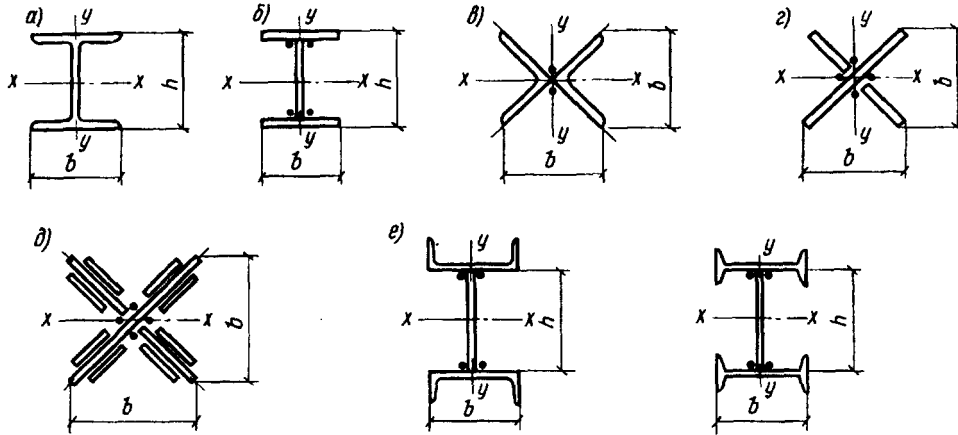


Рис. 8.2. Открытые сечения сплошных стержней

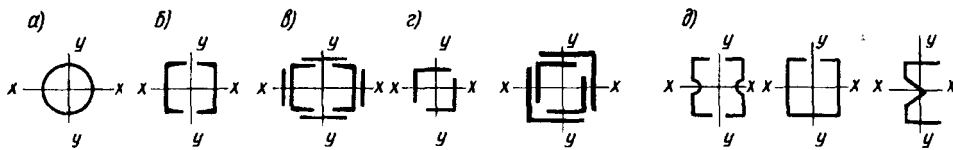


Рис. 8.3. Замкнутые сечения сплошных стержней

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 нужно, чтобы $0,43h = 0,24b$ или $b \approx 2h$, что приводит к весьма неудобным в конструктивном отношении сечениям, практически не применяемым.

Обычный прокатный двутавр при равных расчетных длинах вследствие незначительной ширины его полков не отвечает требованию равноустойчивости и поэтому применяется редко. У прокатного широкополочного двутавра (рис. 8.2,а) может быть $b = h$, 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,

Т а б л и ц а 8.1. Типы сечений центрально-сжатых колонн

СЕЧЕНИЕ							
$i_x = K_1 h$	0,21h	0,38h	0,43h	0,38h	0,43h	0,47h	0,43h
$i_y = K_2 b$	0,21b	0,44b	0,43b	0,60b	0,24b	0,40b	0,50b

обеспечивающее колонне необходимую жесткость. Сварной двутавр является основным типом сечения сжатых колонн. Автоматическая сварка обеспечивает дешевый индустриальный способ изготовления таких колонн.

Равноустойчивыми в двух направлениях и также простыми в изготовлении являются колонны крестового сечения. При небольших нагрузках они могут состояться из двух уголков крупного калибра (рис. 8.2,а); из трех листов сваривают тяжелые колонны (рис. 8.2,з). Из условия местной устойчивости свободный выступ листа крестовой колонны не должен превышать 15—22 толщин листа (в зависимости от общей гибкости колонны).

При одинаковых габаритах крестовое сечение колонн обладает большей жесткостью, чем двутавровое, так как его радиусы инерции $i_x = i_y = 0,29b$ больше, чем у двутавра ($i_y = 0,24b$). В тяжелых колоннах это не имеет существенного значения, так как у них гибкости обычно бывают небольшими и коэффициенты продольного изгиба φ близки к единице. Крестовое сечение можно усилить дополнительными листами (рис. 8.2,д).

Простыми, но ограниченными по площади и менее экономичными по расходу стали получают 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,а), или из уголков (рис. 8.3,з). 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.

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 (рис. 8.4, а), так как в этом случае решетки получаются меньшей ширины и лучше используется габарит колонны. Более мощные колонны могут иметь ветви из прокатных или сварных двутавров (рис. 8.4, в).

В сквозных колоннах из двух ветвей необходимо обеспечивать зазор между полками ветвей (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. При-

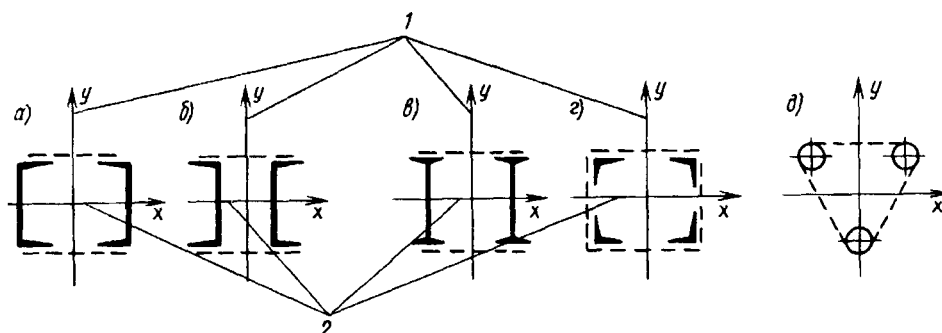


Рис. 8.4. Сечения сквозных стержней
1 — свободная ось; 2 — материальная ось

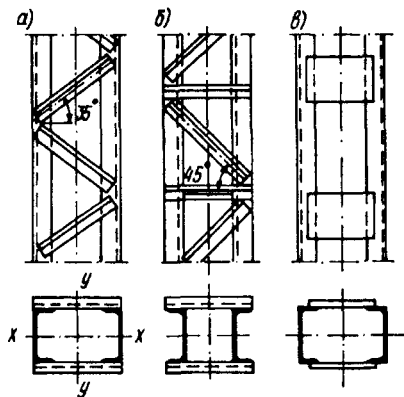


Рис. 8.5. Типы решеток стержней

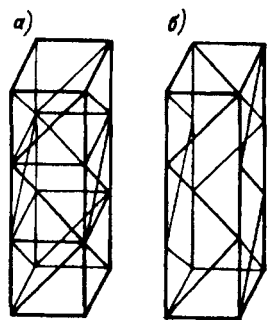


Рис. 8.6. Расположение решеток в четырех плоскостях

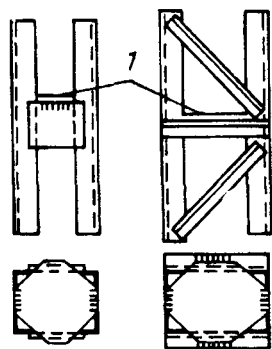


Рис. 8.7. Диафрагмы (1) сквозных стержней

меняются решетки разнообразных систем: из раскосов (рис. 8.5,а), из раскосов и распорок (рис. 8.5,б) и безраскосного типа в виде планок (рис. 8.5,в).

В случае расположения решеток в четырех плоскостях (рис. 8.4,з) 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 (рис. 8.5,а), или треугольные с дополнительными распорками (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 (рис. 8.5,в) создают в плоскости грани колонны безраскосную систему с жесткими узлами и элементами, работающими на изгиб, вследствие чего безраскосная решетка оказывается менее жесткой. Если расстояние между ветвями значительно (0,8—1 м 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 ко-

лонны относительно свободной оси (рис. 8.4, а—а) больше гибкости сплошной колонны $\beta l = l_{ef}/i$, где l_{ef} — расчетная длина колонны.

Критическую силу потери устойчивости составной колонны относительно свободной оси можно определить из общего условия потери устойчивости стержнем

$$\Delta W_i = \Delta W_e, \quad (8.1)$$

где ΔW_i — приращение внутренней энергии стержня при его изгибе в момент потери устойчивости; ΔW_e — приращение работы внешних сил, приложенных к стержню, в результате изгиба.

В данном случае (рис. 8.8) приращение внутренней энергии состоит из приращения энергии изгиба

$$\Delta W_{iM} = \int_0^l \frac{M^2 dx}{2EI_y} = \frac{N^2}{2EI_y} \int_0^l y^2 dx \quad (8.2)$$

и приращения энергии сдвига

$$W_{iQ} = \int_0^l (Q \gamma / 2) dx, \quad (8.3)$$

где N — продольная сила в колонне; Q — поперечная сила изгиба; I_y — момент инерции сечения колонны относительно свободной оси y ; γ — угол сдвига.

Работа внешней силы при перемещении конца стержня в результате искривления оси определяется по формуле

$$\Delta W_e = N \Delta l = \int_0^l N \alpha x (1 - \cos \alpha) \approx \int_0^l \frac{N \operatorname{tg}^2 \alpha}{2} dx = \frac{N}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx, \quad (8.4)$$

где α — угол между осью стержня и касательной к упругой линии в рассматриваемой точке.

Отсюда условие потери устойчивости (8.1) выразится уравнением

$$\frac{N^2}{2EI_y} \int_0^l y^2 dx + \frac{N^2 \gamma}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx = \frac{N}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx. \quad (8.5)$$

Здесь во втором члене левой части уравнения принято во внимание, что

$$M = Ny; \quad Q = \frac{dM}{dx} = \frac{N dy}{dx}; \quad \gamma = \gamma_1 Q = \gamma_1 \frac{N dy}{dx};$$

где γ_1 — угол сдвига при $Q = 1$ — величина, постоянная при данном типа решетки.

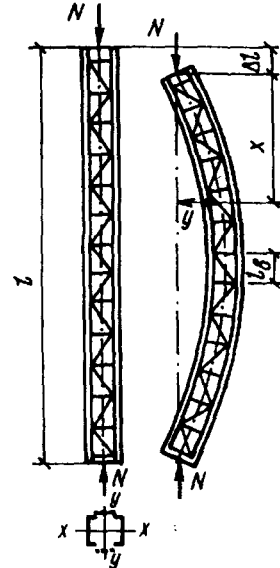


Рис. 8.8. Деформации стержней при продольном изгибе

Задавшись видом кривой изогнутой оси стержня

$$y = c \sin (\mathcal{G}x/D)$$

и производя интегрирование уравнения (8.5), получим критическую силу

$$N_{cr} = \pi^2 EI_y / l_{ef}^2 (1 + \gamma_1 \frac{\pi^2 EI_y}{I^2}) = \pi^2 EI_y / (\mu l)^2. \quad (8.6)$$

Таким образом, коэффициент приведения длины составного стержня

$$\mu = \sqrt{1 + \gamma_1 \frac{\pi^2 EI_y}{I^2}} \quad (8.7)$$

зависит от угла сдвига \mathcal{G}_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 моментов расположены в середине 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 \mathcal{G}_1 будет соответствовать прогибу s ветви как консоли от силы, равной $1/2$ (рис. 8.9,б):

$$\gamma_1 = \frac{\delta}{l_b/2} = \frac{1}{2} \left(\frac{l_b}{2} \right)^3 \left(\frac{1}{3EI_1} \frac{2}{l_b} \right) = \frac{l_b^2}{24EI_1}. \quad (8.8)$$

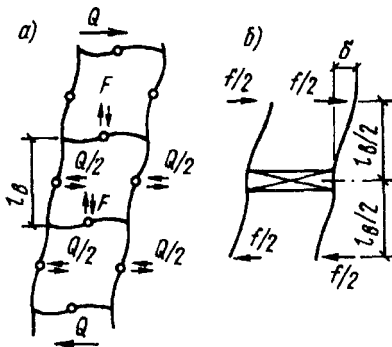


Рис. 8.9. Деформации стержней с планками при продольном изгибе

Подставляя значения \mathcal{G}_1 в формулу (8.7), получим коэффициент приведения длины

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 I_y}{24I_1} \left(\frac{l_b}{l} \right)^2}.$$

Принимая во внимание, что $I_1 = Ab l_1^2$; $I_y = 2Ab l_y^2$; $l_b/l_1 = \beta_1$ (гибкость ветви); $l/l_y = \beta_y$ (гибкость стержня), где Ab 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 (рис. 8.4,а), получим

$$\mu = \sqrt{1 + 2\pi^2/24(\beta_1/\beta_y)^2} \approx \sqrt{1 + (\beta_1/\beta_y)^2}. \quad (8.9)$$

Отсюда приведенная гибкость стержня с планками в двух плоскостях

$$\beta_{ef} = \mu \beta_y = \sqrt{\beta_y^2 + \beta_1^2}. \quad (8.10)$$

Приведенная гибкость стержней с планками в четырех плоскостях определяется по условной формуле

$$\beta_{ef} = \sqrt{\beta^2 + \beta_1^2 + \beta_2^2}. \quad (8.11)$$

Приведенная гибкость стержней треугольного сечения (рис. 8.4,б) определяется также по условной формуле

$$\beta_{ef} = \sqrt{\beta^2 + 1,3 \beta_3^2}. \quad (8.12)$$

где β — наибольшая гибкость всего стержня; β_1 — β_3 — гибкости отдельных ветвей относительно собственных осей, параллельных главным осям сечения стержня (рис. 8.4,в).

В формулах (8.10)—(8.12) гибкости отдельных ветвей β_1 , β_2 и β_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

$$\Delta d = N_d l_d / EA_d = l_b / 2 \cos \alpha \sin^2 \alpha EA_d, \quad (8.13)$$

где A_d — площадь сечения раскоса.

Таким образом, угол перекоса решетки

$$\gamma_1 = \Delta d / l_d \sin \alpha = 1/2 \cos \alpha \sin^2 \alpha EA_d \quad (8.14)$$

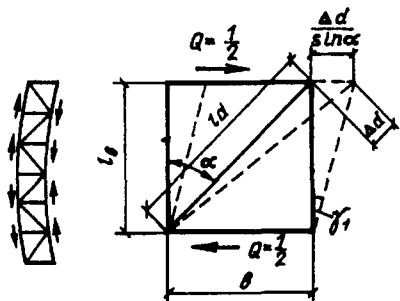


Рис. 8.10. Перекос раскосной решетки при продольном изгибе стержня

и, 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

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 A}{2 \sin^2 \alpha \cos \alpha A_d \lambda_y^2}} = \sqrt{1 + \alpha \frac{A}{A_d \lambda_y^2}} \quad (8.15)$$

Приведенная гибкость с двумя треугольными решетками в двух плоскостях (рис. 8.5, а)

$$\beta_{ef} = \mu \beta_y = \sqrt{\beta_y^2 + \alpha (A/A_d)} \quad (8.16)$$

Приведенная гибкость с четырьмя треугольными решетками (рис. 8.4, з) определяется по условной формуле

$$\beta_{ef} = \sqrt{\beta^2 + A(\alpha_1/A_{d1} + \alpha_2/A_{d2})} \quad (8.17)$$

Для сквозных стержней трехгранного сечения с равными сторонами (рис. 8.4, д) приведенная гибкость определяется по формуле

$$\beta_{ef} = \sqrt{\beta^2 + \alpha (2A/3A_d)} \quad (8.18)$$

где A — площадь сечения всего стержня; $\beta_y = l/l_y$ — гибкость стержня относительно свободной оси y ; β — наибольшая гибкость всего стержня; A_{d1} и A_{d2} — площади сечения раскосов решеток, лежащих в плоскостях, соответственно перпендикулярных осям x и y (рис. 8.4, з).

Коэффициенты α_1 и α_2 зависят от угла наклона раскоса и определяются по формуле (рис. 8.10).

$$\alpha = 10 l^3 / b^2 l_b$$

В составных стержнях с решетками гибкость отдельных стержней между узлами должна быть не более 80 и не должна превышать приведенную гибкость стержня β_{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

Таблица 8.2. Значения условной поперечной силы Q_{fic} , кН

Сталь	C235	C255	C285	C390	C440	C590
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 см².

$$Q = \frac{dM}{dx} = N_{cr} \left(\frac{dy}{dx} \right) = \frac{\pi}{l} f_{cr} N_{cr} = \frac{\pi}{f_{cr}} A \sigma_{cr}, \quad (8.19)$$

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 прочностной характеристики материала σ_{cr} . Исходя из этого в нормах дана формула условной поперечной силы для расчета соединительных элементов центрально-сжатых составных стержней

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi, \quad (8.20)$$

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 прочности, 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 нагрузки такое соединение при защемленных внизу колоннах удобно для монтажа, при этом колонна рассматривается как шарнирно закрепленная в верхнем конце. Тогда при жестком закреплении ко-

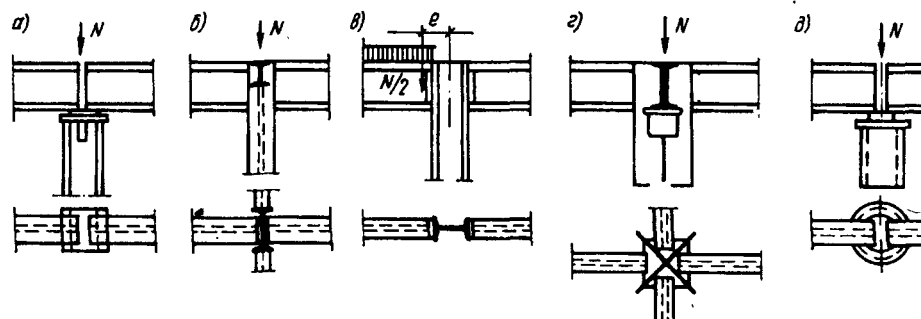


Рис. 8.11. Схемы сопряжения балок с колонной

лонны в фундаменте расчетная длина колонны принимается равной $0,7l$, а при шарнирном — l , где l — геометрической 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 сверху. 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,а). В этом случае при расположении временной нагрузки с одной стороны колонны последняя работает на внецентренное сжатие. При этом момент условно принимается равным

$$M = N' e,$$

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,з), 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 (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

$$A_{тр} = N / \varphi R_y \gamma_c, \quad (8.21)$$

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 $\beta = l_{ef}/i$. 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 $\beta = 100—70$, для более мощных колонн с нагрузкой 2500—4000 кН можно принять $\beta = 70—50$. Задавшись гибкостью β и найдя соответствующий коэффициент φ , определяем в первом приближении требуемую площадь по формуле (8.21) и требуемый радиус инерции, соответствующий заданной гибкости,

$$i = l_{ef} / \beta. \quad (8.22)$$

Для унификации таблиц зависимости коэффициентов продольного изгиба (коэффициенты устойчивости) от гибкости введено понятие условной гибкости $\bar{\beta} = \beta \sqrt{R_y/E}$, 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


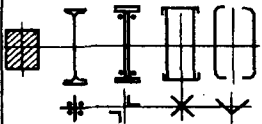
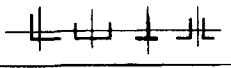
$$\varphi = (0,5 / \bar{\beta}^2) (\mathcal{S} - \sqrt{\mathcal{S}^2 - 39,48 \bar{\beta}^2}), \quad (8.23)$$

где $\bar{\beta}$ — условная гибкость; $\mathcal{S} = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\beta}) + \bar{\beta}^2$; α и β — коэффициенты, определяемые по табл. 8.3, в зависимости от типов сечений для различных типов кривой устойчивости.

При значениях $\bar{\beta} < 0,4$ для всех типов кривой устойчивости допускается принимать $\varphi = 1$.

Зависимость радиуса инерции от типа сечения приближенно выражается формулами:

Таблица 8.3. Значения коэффициентов α и β в зависимости от типа сечения

Тип сечения	Тип кривой устойчивости	α	β
	<i>a</i>	0,3	0,06
	<i>b</i>	0,04	0,09
	<i>c</i>	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*.

$$i_x = k_1 h; \quad i_y = k_2 b,$$

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:

$$\begin{aligned} h_{\text{тр}} &= i_{\text{тр}}/k_1; \\ b_{\text{тр}} &= i_{\text{тр}}/k_2. \end{aligned} \tag{8.24}$$

Ранее было отмечено, 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 и производственным соображениям, руководствуясь, например, возможностью заводки между полками колонны полки балки при примыкании ее к стенке или возможностью приварки автоматом (трактором) полок к стенке (см. рис. 4.19) и т.п.

Установив генеральные размеры сечения b и h , подбирают толщину поясных листов (полок) и стенки исходя из требуемой площади колонны $A_{\text{тр}}$ и условия местной устойчивости. Отношения ширины элементов сечения (полок, стенки) к их толщине подбирают так, чтобы они были меньше предельных соотношений, устанавливаемых с точки зрения равнопрочности стержня в целом и его элементов.

В первом приближении обычно не удается подобрать рациональное сечение, так как при определении размеров сечения исходное значение гибкости было задано произвольно. Выяснив несоответствие, указанные значения корректируют. Если заданная гибкость β принята очень большой, то получается слишком значительная площадь сечения при сравнительно неболь-

ших 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 размеры сечения.

Откорректировав значения A , b и h , производят проверку сечения, определяя $i_x = k_1 h$; $i_y = k_2 b$; $\beta_{max} = l_{ef}/i_{min}$; φ_{min} и напряжение

$$\sigma = N / \varphi_{min} A \leq R_y \gamma_c. \quad (8.25)$$

Если нужно, вносят еще одну поправку в размеры сечения, обычно последнюю.

После окончательного подбора сечения его проверяют, определяя фактическое напряжение 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 при предельной гибкости β , установленной нормами, для чего определяют минимально возможный радиус инерции $i_{min} = l_{ef}/\beta_{max}$ и, установив по нему наименьшие размеры сечения

$$h_{min} = i_{min}/k_1; \quad b_{min} = i_{min}/k_2, \quad (8.26)$$

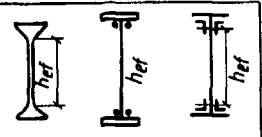
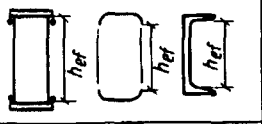
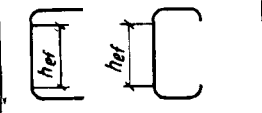
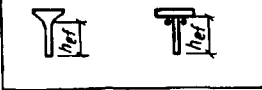
окончательно подбирают сечение по конструктивным соображениям исходя из наименьшей возможной толщины элемента (по условиям местной устойчивости элементов).

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.

В колоннах, не эксплуатируемых в средне- и сильно агрессивных средах и не возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂ и III₃ при температуре ниже -50°C поясные швы, согласно рекомендациям, можно выполнять односторонними. Толщину стенки колонны следует принимать возможно меньшей, так как сечение стенки, 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. Также в случае прикрепления мощных балок стенка не должна быть чрезмерно тонкой, так как она может оказаться перенапряженной в месте прикрепления балок.

Таблица 8.4. Значения предельной условной гибкости при разных типах сечений

Сечение	Условная гибкость элемента $\bar{\lambda}$	Предельная условная гибкость $\bar{\lambda}_{uw}$
	$\bar{\lambda} \leq 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2$ (1)
	$\bar{\lambda} > 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda} \leq 2,5$ (2)
	$\bar{\lambda} \leq 1$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2$ (3)
	$\bar{\lambda} \geq 1$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1 + 0,2\bar{\lambda} \leq 1,6$ (4)
	$\bar{\lambda} \leq 0,8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1$ (5)
	$\bar{\lambda} > 0,8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 0,85 + 0,19\bar{\lambda} \leq 1,6$ (6)
	$0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$	$\bar{\lambda}_{uw} = (0,4 + 0,07\bar{\lambda})(1 + 0,25\sqrt{2 - b_f/h_{ef}})$ (7)

Примечание. $\bar{\lambda}$ — условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии; b_f — ширина полки тавра. В трубчатом сечении $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется для пластинок, расположенных параллельно плоскости, в которой проверяется устойчивость элементов в целом. В тавровом сечении должно соблюдаться условие $1 \leq b_f/h_{ef} \leq 2$, при этом $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 0,4$. В формуле (7) следует принимать соответственно $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$.

Минимальную толщину стенки принимают из условия обеспечения ее местной устойчивости. Устойчивость стенок центрально-сжатых элементов сплошного сечения, как правило, считают обеспеченной, если условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w) \sqrt{R_y/E} \quad (8.27)$$



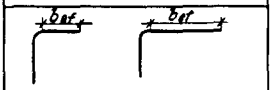
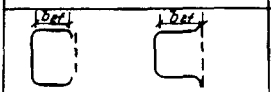
не превышает значений предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uw}$, определяемой по формулам табл. 8.4.

С увеличением расчетного сопротивления стали R_y толщины стенки и полки должны быть относительно больше, так как фактически напряжение повышается. Расчетные размеры стенок и свесов полок представлены в табл. 8.4 и 8.5.

Если по конструктивным соображениям отношение h_{ef}/t_w принимается больше указанных выше значений, то стенку следует укреплять продольным ребром (см. 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 установленные выше значения $\bar{\lambda}_w$ (см. табл. 8.4) следует умножать на коэффициент β , определяемый при $I_r/h_{ef}^3 \leq 6$ по формуле

Т а б л и ц а 8.5. Предельная условная гибкость свеса поясов (полки)
 $\bar{\lambda}_{uf}$ при гибкости $0,8 < \bar{\lambda} < 4$

Сечение	$\bar{\lambda}_{uf}$
	$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda} \quad (1)$
	$\bar{\lambda}_{uf} = 0,43 + 0,08\bar{\lambda} \quad (2)$
	$\bar{\lambda}_{uf} = 0,40 + 0,07\bar{\lambda} \quad (3)$
	$\bar{\lambda}_{uf} = 0,85 + 0,19\bar{\lambda} \quad (4)$

П р и м е ч а н и я: 1. $\bar{\lambda}$ — условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии. 2. Для свесов поясов (полок), окаймленных ребрами (рис. 8.12), предельное значение условной гибкости $\bar{\lambda}_{uf}$ в формулах (1) и (2) следует умножать на коэффициент 1,5, а в формуле (3) — на 1,6.

$$\beta = 1 + 0,4 \frac{I_r}{h_{ef}^3 t_w} \left(1 - 0,1 \frac{I_r}{h_{ef}^3 t_w} \right), \quad (8.28)$$

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 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 большей высоте колонны) 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.

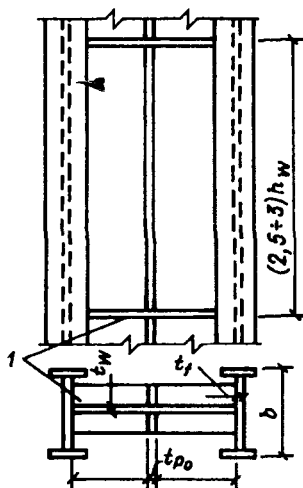


Рис. 8.12. Поперечные и продольные ребра жесткости в стержне сплошной колонны
1 — диафрагма

Устойчивость поясных листов и полок центрально-сжатых элементов сплошного сечения обеспечена, если условная гибкость свеса пояса (полки) $(b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y}$ не превышает предельной условной гибкости свеса пояса (полки) $\bar{\beta}_{uf}$, определенной по формулам табл. 8.5.

8.5.2. Сквозные колонны. При подборе сечения сквозной колонны (см. рис. 8.4—8.8) устойчивость ее относительно свободной оси проверяется не по гибкости $\beta_y = l_{ef}/i_y$, а по приведенной гибкости

$$\beta_{ef} = \sqrt{\beta_y^2 + \beta_1^2}, \quad (8.29)$$

где $\beta_1 = l_1/i_1$ — гибкость ветви (рис. 8.13); вследствие деформативности решеток $\beta_{ef} > \beta_y$.

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

$$\beta_{ef} = \beta_x.$$

Подбор сечения сквозной колонны начинается с расчета на устойчивость относительно материальной оси x , т.е. с определения требуемой площади сечения по формуле

$$A_{тр} = N / \varphi R_y \gamma_c. \quad (8.30)$$

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 $\beta = 90$ —60, для более мощных колонн с нагрузкой 2500—3000 кН можно принять гибкость $\beta = 60$ —40.

Задавшись гибкостью β 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

$$\sigma = N / \varphi_x A \leq R_y \gamma_c, \quad (8.31)$$

где коэффициент φ_x определяем по действительной гибкости

$$\beta_x = l / i_x.$$

Если сечение подобрано удовлетворительно, то следующим этапом является определение расстояния b между ветвями из условия равноустойчивости

$$\beta_{ef} = \beta_x.$$

Приведенная гибкость β_{ef} определяется по формулам (8.10)–(8.12) в зависимости от типа решетки.

В колоннах с планками рекомендуется принимать гибкость ветви $\beta_1 = 30\text{--}40$. Для решетки из планок, задавшись β_1 и исходя из формулы (8.29), находим требуемое значение гибкости относительно свободной оси

$$\beta_y = \sqrt{\beta_{ef}^2 - \beta_1^2} = \sqrt{\beta_x^2 - \beta_1^2}. \quad (8.32)$$

Необходимо иметь $\beta_1 < \beta_y$, так как в противном случае возможна потеря несущей способности ветви ранее потери устойчивости колонны в целом.

Определив гибкость β_y , находим соответствующий ей радиус инерции $i_y = l_{ef} / \beta_y$ 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 β_{ef} , а затем i_y и b .

После окончательного подбора сечения колонну проверяют на устойчивость относительно оси y по формуле

$$\sigma = N / \varphi_{\min} A \leq R_y \gamma_c. \quad (8.33)$$

Для проверки устойчивости нужно скомпоновать сечение стержня, установить расстояние между планками и по приведенной гибкости определить

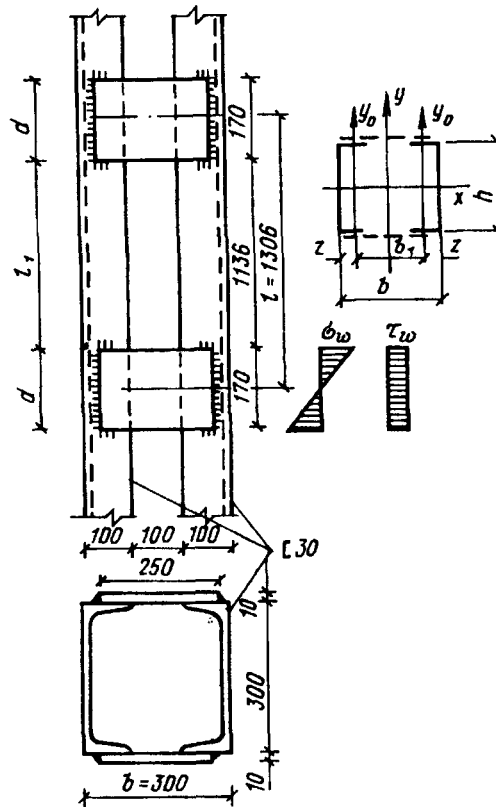


Рис. 8.13. Стержень колонны с планками

коэффициент φ . 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). Условная поперечная сила [см. формулу (8.20)] принимается постоянной по всей длине стержня. При наличии только соединительных планок ее распределяют поровну между системами планок, расположенных в одной плоскости.

При наличии сплошного листа и соединительных планок (решеток) Q_{fic} делится пополам между листом и планками (решетками), лежащими в плоскости, параллельной листу. Расстояние между планками определяется принятой гибкостью ветви и радиусом инерции ветви

$$l_1 = \beta_{1iy_1}. \quad (8.34)$$

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):

$$Q_s l / 2 = F_s b_1 / 2, \quad (8.35)$$

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

$$F_s = Q_s l / b_1. \quad (8.36)$$

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

$$M_s = F_s (b_1 / 2). \quad (8.37)$$

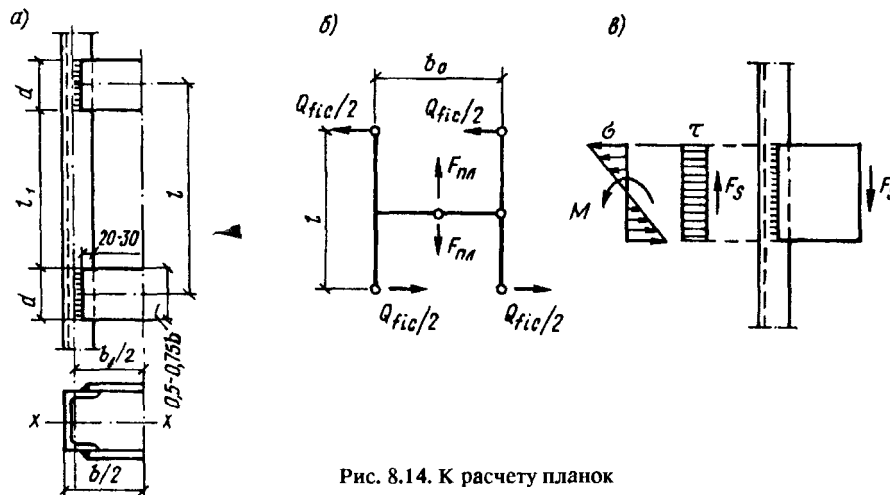


Рис. 8.14. К расчету планок

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 определяется по равнодействующей напряжения от изгибающего момента и поперечной силы.

При расчетном сечении по металлу шва

$$\tau_w = \sqrt{\sigma_{wf}^2 + \tau_{wf}^2} \leq R_{wf} \gamma_c,$$

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 $\beta k_f l_w^3 / 6$; $A_{wf} = \beta k_f l_w$.

При расчетном сечении по металлу границы сплавления

$$\tau_w = \sqrt{\sigma_{wz}^2 + \tau_{wz}^2} \leq R_{wz} \gamma_c,$$

где $\sigma_{wz} = M_s / W_{ws}$, $\tau_{wz} = F_s / A_{ws}$; $W_{ws} = \beta k_f l_w^2 / 6$; $A_{ws} = \beta k_f l_w$.

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 основанием. 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.

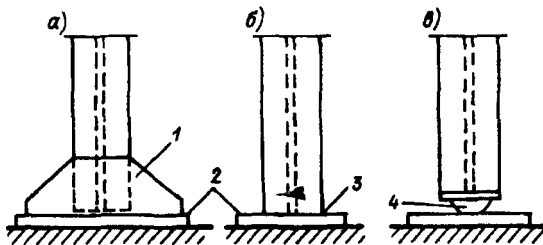


Рис. 8.15. Типы баз колонн
1 — траверса; 2 — плита; 3 — фрезеровка; 4 —
центрирующая плита

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 равномерную передачу 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 базы. 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 (рис. 8.15,в) четко отвечают расчетной схеме, но из-за большей сложности монтажа в колоннах применяются редко.

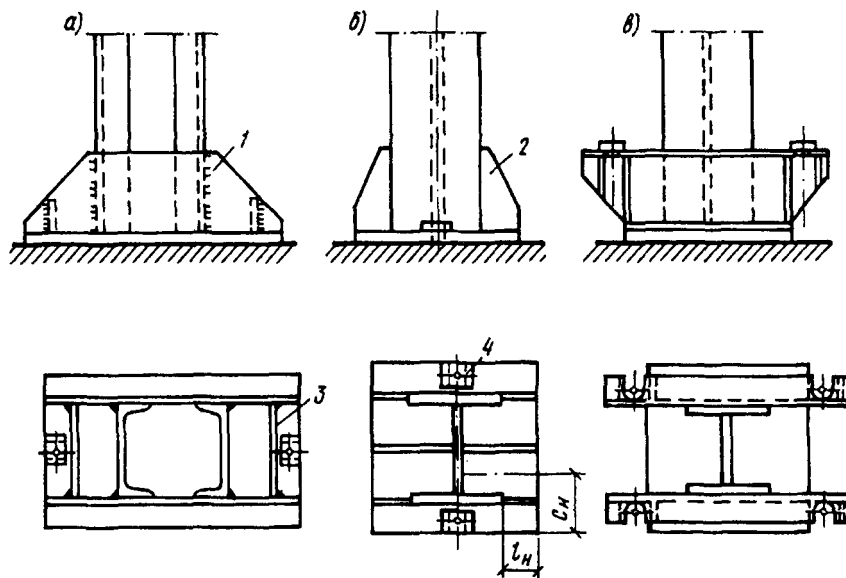


Рис. 8.16. Базы центрально-сжатых колонн
1 — траверса; 2 — консольное ребро; 3 — диафрагма; 4 — анкерная шайба

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 (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 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_1 , значительно меньшей обреза фундамента A_2 , расчетное сопротивление сжатию материала фундамента повышается, и бетон фундамента работает на локальное сжатие (смятие).

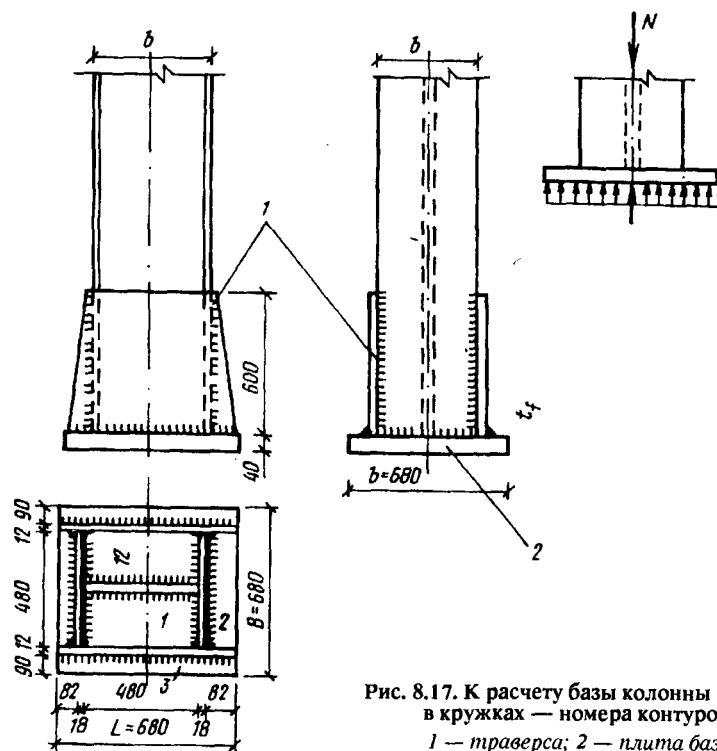


Рис. 8.17. К расчету базы колонны (цифры в кружках — номера контуров)
1 — траверса; 2 — плита базы

Т а б л и ц а 8.6. Расчетное сопротивление бетона R_b

Класс бетона	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30
$R_b, \text{кН/см}^2 = R_{b,loc}, \text{кН/см}^2$	0,21	0,28	0,45	0,6	0,75	0,85	1,15	1,45	1,7

Площадь смятия A_{fl} определяют из условия

$$N \leq \psi R_{b,loc} A_{fl}, \quad (8.38)$$

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;

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b, \quad (8.39)$$

где R_b — расчетное сопротивление тяжелого мелкозернистого и легкого бетонов для предельных состояний первой группы на осевое сжатие (призменная прочность) (табл. 8.6); $\alpha = 1$ для бетонов класса ниже B25; $\varphi_b = \sqrt[3]{A_{fl}/A_{fl}}$; φ_b принимают не больше 2,5 для бетонов класса выше B7,5 и не больше 1,5 для бетонов классов B3,5; B5; B7,5.

Требуемая площадь плиты

$$A_{fl,тр} = N / \psi R_{b,loc} \quad (8.40)$$

Размеры плиты B и L определяются в пределах требуемой нагрузки 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 2 и консольные — контур 3 (см. рис. 8.17).

Наибольшие изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 см, в пластинках, опертых на 3 или 4 канта, определяют по формуле

$$M = \alpha q a^2, \quad (8.41)$$

где q — расчетное давление на 1 см^2 плиты, равное напряжению в фундаменте под плитой.

Коэффициенты α , полученные акад. Б.Г. Галеркиным, приведены в табл. 8.7 (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 $b/a < 0,35$ как для консоли длиной b по формуле $M = qb^2/2$. При $0,35 < b/a < 0,50$ α определяют по линейной интерполяции.

Т а б л и ц а 8.7. Коэффициенты для расчета на изгиб плит, опертых на два, три или четыре канта

Расчетная схема в расчетные размеры участка	Значения при отношении размеров b/a , равном										Примечание
	0,5	0,7	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	> 2	
 	0,060	0,088	0,107	0,112	0,120	0,126	0,129	0,131	0,132	0,133	1. В расчетных схемах 1 и 2 размером a обозначен свободный край. 2. Для участка, опирающегося на два канта (на две стороны), значение следует определять при $b/a = 0,35$ как для консоли длиной b b — размер большей стороны
	—	—	—	0,048	0,063	0,075	0,086	0,094	0,100	0,125	

При отношении сторон $b/a > 2$ 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 $W_f = 1f_f^2/6 = M_{\max}/R_y$, по которому вычисляется требуемая толщина плиты

$$f_f \geq \sqrt{6M_{\max}/R_y}. \quad (8.42)$$

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 стержня передается на траверсу через сварные швы, длина которых и определяет высоту траверсы h . Если ветви траверсы прикрепляются к стержню колонн четырьмя швами, то получить требуемую высоту траверсы можно по следующей формуле:

$$\text{при } \gamma = 1 \text{ и } \beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$$

$$l_w = N/4k_f \beta_f R_{wf}, \quad h = l_w + 1 \text{ см}. \quad (8.43)$$

Высота углового шва принимается не более 1—1,2 толщины ветви 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)

$$M = qC_k l_k / 2, \quad (8.44)$$

где C_k — ширина грузовой площади; l_k — вылет консоли.

Поперечная сила в месте прикрепления консоли

$$Q_k = qC_k l_k.$$

Если ребра крепят к стержню колонны угловыми швами, то швы проверяют по равнодействующей напряжений от изгиба и поперечной силы

$$\tau_{wf} = \sqrt{\sigma_{w1}^2 + \tau_{w1}^2} \leq R_{wf} \gamma_c \quad (\text{по металлу шва})$$

или

$\tau_{wz} = \sqrt{\sigma_{w2}^2 + \tau_{w2}^2} \leq R_{wz} \gamma_c$ (по металлу границы сплавления),
если стыковыми швами, то по приведенным напряжениям

$$\sigma_w = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq 1,15R_{wy} \gamma_c.$$

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

$$B = \sqrt{N / \psi R_{b,loc}}. \quad (8.45)$$

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 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 трапецидальный участок плиты как консоль шириной b (у сопряжения с колонной),

$$M = \sigma_f A c, \quad (8.46)$$

где σ_f — 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

$$t_f = \sqrt{6M / bR_y}. \quad (8.47)$$

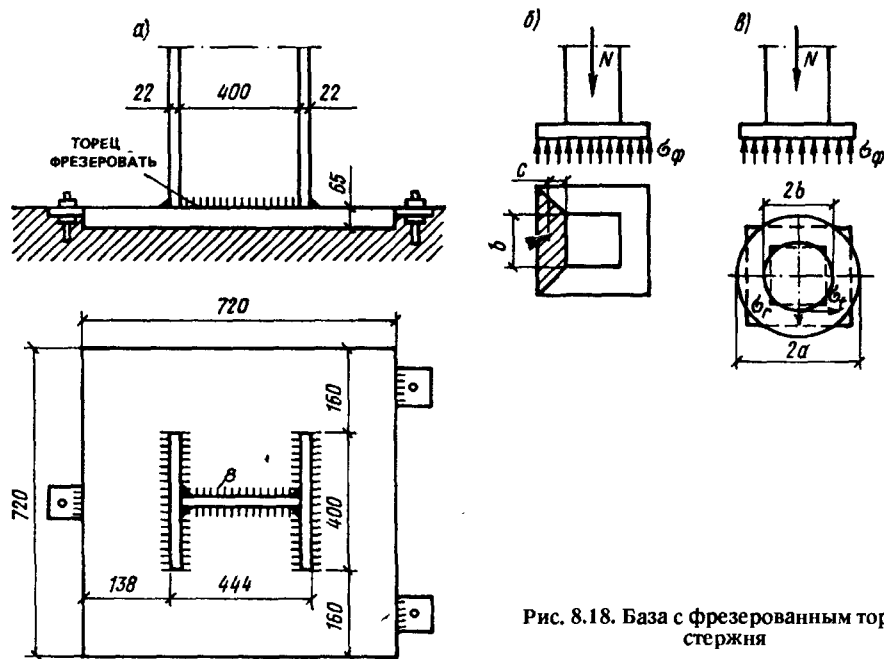


Рис. 8.18. База с фрезерованным торцом стержня

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:

$$\left. \begin{aligned} M_r &= k_r N \quad \text{кН} \cdot \text{см}; \\ M_\tau &= k_\tau N \quad \text{кН} \cdot \text{см}, \end{aligned} \right\} \quad (8.48)$$

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. 8.8.

По найденным моментам определяют напряжения:

нормальные

$$\sigma_r = 6M_r/t_f^2; \quad \sigma_\tau = 6M_\tau/t_f^2 \quad (8.49)$$

и касательные

$$\tau = N/2\pi b t_f. \quad (8.50)$$

Т а б л и ц а 8.8. 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	0,1020	0,0752	0,0541	0,0377

Приведенное напряжение проверяют по формуле

$$\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_c^2 - \sigma_r + 3\tau^2} \leq 1,15R_y \gamma_c \quad (8.51)$$

Расчет плиты как консоли следует производить при $b/a = 0,5$; 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 заземлением 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 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. 7.28.

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 оголовки. Проверяют их по формуле

$$\sigma = N/\beta_f k_f \sum l_w \leq R_{wf} \gamma_c \quad \text{при} \quad \beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz} \quad (8.52)$$

или

$$\sigma = N/\beta_z k_f \sum l_w \leq R_{wz} \gamma_c \quad \text{при} \quad \beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}.$$

Высоту ребра оголовка h определяют из условия требуемой длины швов, передающих нагрузку на стержень колонны (длина швов не должна быть больше $85\beta_f k_f$)

$$h = l_w + 1 \text{ см}$$

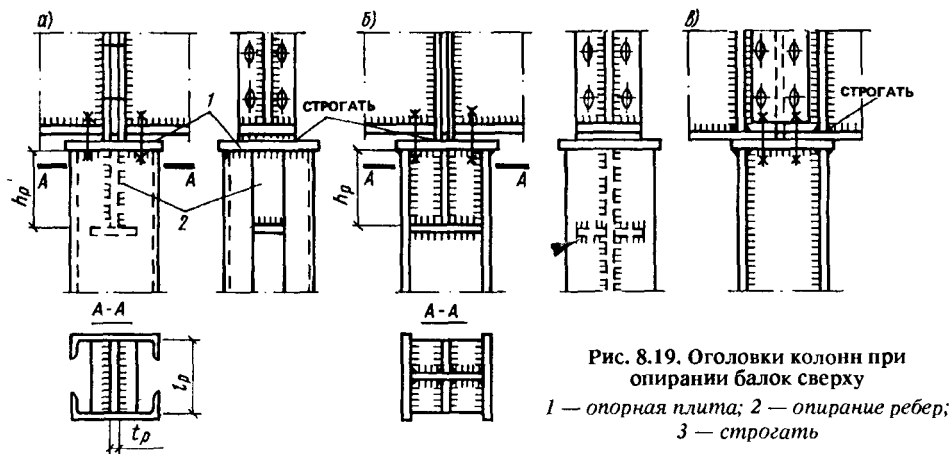


Рис. 8.19. Оголовки колонн при опирании балок сверху
1 — опорная плита; 2 — опирание ребер;
3 — строгать

Толщину ребра оголовка t определяют из условия сопротивления на смятие под полным опорным давлением

$$\sigma = N/l_p t \leq R_p \gamma_c, \quad (8.53)$$

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

$$\tau = N/2ht \leq R_s \gamma_c. \quad (8.54)$$

При малых толщинах стенок швеллеров сквозной колонны и стенки сплошной колонны их надо также проверить на срез в месте прикрепления к ним ребер (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 (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. Торцы опорного ребра балки и верхняя кромка столика пристрагиваются. Толщину столика принимают из листа толщиной 20—40 мм. Тол-

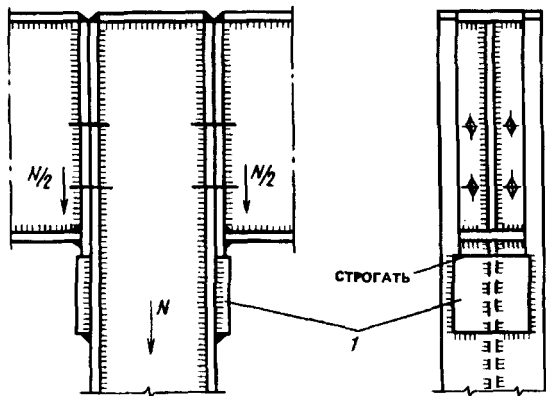


Рис. 8.20. Опираие балки на колонну сбоку
1 — опорный столик из листа $t = 25-40$ мм; 2 —
торец опорного ребра балки — строгать

щина столика должна быть больше толщины опорного ребра примерно на 10 мм толщины ребра. Столик целесообразно приваривать к колонне по трем сторонам.

Сварные швы, приваривающие столик к колонне, рассчитывают по формуле

$$\tau_w = 1,3N / \beta_{fkf} \cdot \sum l_w \leq \leq R_{wf} \gamma_c \text{ при } \beta_{fkf} < \beta_{zkf} \quad (8.55)$$

или

$$\tau_w = 1,3N / \beta_{zkf} \cdot \sum l_w \leq \leq R_{wz} \gamma_c \text{ при } \beta_{fkf} > \beta_{zkf}$$

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. Вариант методики подбора сечения центрально-сжатой колонны (стержня)

В отличие от традиционного метода подбора сечения центрально-сжатых стержней данный метод, названный автором "прямым методом расчета"¹, позволяет рассчитывать сечение стержня, практически не требующее последующей корректировки. При фиксированном значении расчетной нагрузки N и расчетной длины в плоскости потери устойчивости l_{ef} определяется оптимальное сечение стержня A .

Очевидно, что оптимальным решением будет такое, которое отвечает требованиям прочности, устойчивости и минимальной стоимости элемента. Основным вопросом в решении этой задачи является выбор материала (стали) стержня. Анализ зависимости и расхода стали от прочностных характеристик стержня и геометрических параметров стержня позволил автору метода предложить определение характеристики материала, названной им "оптимальным значением расчетного сопротивления" материала R_y .

Стержень, рассчитанный так, чтобы напряжения в нем были близки к R_y при предельной гибкости, удовлетворяет условиям прочности. Однако

¹Соболев Ю.В. Центральные-сжатые стальные стержни // Строительная механика и расчет сооружений. 1988. № 2. С. 69—73.

при проектировании приходится использовать конкретные значения расчетного сопротивления для реальных материалов, что, как правило, приводит к недоиспользованию прочностных свойств стали, а следовательно, к перерасходу материала. В частном случае (стержень составного двутаврового сечения) выражение для определения оптимального значения расчетного сопротивления \bar{R}_y , кН/см², является простым и удобным для инженерных решений. В предположении устойчивой стенки двутавра и предельной гибкости полок

$$\bar{R}_y = 10 \left[\frac{N}{(l_{ef,y})^2 \gamma_c} \right]^{0.7}$$

где N — нагрузка, кН; l_{ef} — расчетная длина при $l_{ef,x} \leq 1,8l_{ef,y}$.

Площадь сечения стержня, см²,

$$A = 1,05 \left[1 + (\bar{R}_y / R_y)^2 \right] \frac{N}{R_y \gamma_c}$$

где R_y — расчетное сопротивление материала стержня (фактическое).

Соответствующая условная гибкость стержня

$$\bar{\lambda} = 5,2 / \sqrt{1 + (\bar{R}_y / R_y)^2}$$

Данный метод носит скорее академический, чем практический характер, так как удовлетворять одновременно на пределе всем требованиям, предъявляемым к металлическим конструкциям, удается далеко не всегда (прежде всего общей устойчивости и местной устойчивости), кроме того, нельзя забывать об изменении стоимости материала и изготовления при изменении марки материала. Идея такого метода перспективна, но практическое ее использование требует дальнейшей разработки единого решения, учитывающего все факторы, влияющие на работоспособность и экономичность сооружения, чего в настоящее время пока еще нет.

8.9. Примеры расчета

Пример 8.1. Требуется подобрать сечение сплошной центрально-сжатой колонны длиной (высотой) $l = 6,5$ м, зашпеленной внизу и шарнирно закрепленной сверху. Материал — сталь С245, расчетное усилие $N = 5000$ кН, коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$.

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 $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = 40 \sqrt{24 / 20,6 \cdot 10^4} = 1,36 \approx 1,4$.

По табл. 8.3 определяем тип кривой устойчивости — тип "b". Находим соответствующее заданной гибкости значение коэффициента устойчивости φ (прил. 8). Для кривой типа "b" $\varphi = 0,905$.

Требуемая площадь поперечного сечения колонны

$$A = N / \varphi R_y \gamma_c$$

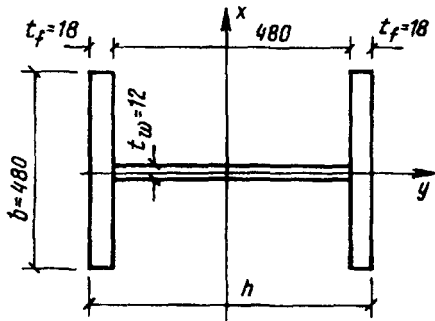


Рис. 8.21. К расчету колонны со сплошной стенкой

Расчетное сопротивление стали С245 (табл. 5 приложения)

$$R_y = 24 \text{ кН/см}^2;$$

$$A = 5000/0,905 \cdot 24 = 230,2 \text{ см}^2.$$

Радиус инерции сечения $i = l_{ef}/\beta = 455/40 = 11,35 \text{ см}$.

По табл. 8.1 ширина сечения колонны $b = i_y/k_2 = 11,35/0,24 = 47,4$.

Принимаем сечение полки, равное 480x18 мм, сечение стенки 480x16 мм. Площадь поперечного сечения колонны равна $2,48 \times 1,8 + 48 \times 1,6 = 249,6 \text{ см}^2$.

Проверяем общую устойчивость колонны. Устанавливаем, что момент инерции сечения относительно

оси у меньше момента инерции сечения относительно оси х, поэтому проверяем общую устойчивость колонны относительно оси у

$$I_y = 2(1,8 \cdot 48^3/12) = 33\,177,6 \text{ см}^3.$$

Моментом инерции стенки относительно оси у пренебрегаем. Радиус инерции $i_y = \sqrt{33177,6/249,6} = 11,53 \text{ см}$.

Гибкость $\beta = l_{ef}/i_y = 455/11,53 = 39,46$.

Условная гибкость $\beta_{ef} = \beta \sqrt{R_y/E} = 39,46 \sqrt{24/2,06 \cdot 10^4} = 1,36$.

Коэффициент устойчивости $\varphi = 0,9094$.

Напряжение $\sigma = 5000/0,9094 \cdot 249,6 + 22,03 < 24 \text{ кН/см}^2$.

Недонапряжение $[(24 - 22,03)/24] 100\% = 8,2 > 5\%$.

Корректируем сечение. Изменяем толщину стенки; $t_w = 12 \text{ мм}$.

Измененное сечение колонны $A = 2,48 \cdot 1,8 + 48 \cdot 1,2 = 230,4 \text{ см}^2$; $i = 33177,6/230,4 = 12 \text{ см}$.

Гибкость $\beta = 455/12 = 37,92$; условная гибкость $\beta_{ef} = 37,92 \sqrt{24/2,06 \cdot 10^4} = 1,29$;

Коэффициент устойчивости $\varphi = 0,916$.

Напряжение $\sigma = 5000/0,916 \cdot 230,4 = 23,69 < 24 \text{ кН/см}^2$.

Недонапряжение $[(24 - 23,64)/24] 100\% = 1,50 < 5\%$.

Принимаем сечение. Далее проверяем местную устойчивость стенки колонны.

Стенка колонны устойчива, если условная гибкость стенки $\beta_{lw} = (h_{ef}/t_w) \sqrt{R_y/E}$ меньше или равна предельной условной гибкости β_{lw} . По табл. 8.4 предельная условная гибкость $\beta_{lw} = 1,30 + 0,15 \beta^2 = 1,55$; $\beta_{lw} = (48/1,2) \sqrt{24/2,06 \cdot 10^4} = 1,36$; $1,36 < 1,55$, 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) $\beta_{lf} = (b_{ef}/t_f) \sqrt{R_y/E}$ не превышает значений предельной условной гибкости пояса β_{lf} .

По формулам табл. 8.5 предельная условная гибкость $\beta_{lf} = 0,36 + 0,10 \beta^2 = 0,36 + 0,10 \cdot 1,29^2 = 0,489$; $\beta_{lf} = [(48 - 1,2)/2 \cdot 1,8] \sqrt{24/2,06 \cdot 10^4} = 0,444$; $\beta_{lf} = 0,444 < \beta_{lf} = 0,489$, 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 $l_{ef} = 6 \text{ м}$. Расчетное продольное усилие $N = 1400 \text{ кН}$. Коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$. Присоединение планок осуществляется ручной сваркой электродами Э42А.

Задаемся гибкостью $\beta = 60$. Для стали С245 расчетное сопротивление $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2 = 24 \text{ кН/см}^2$.

Условная гибкость $\beta_{ef} = \beta \sqrt{R_y/E} = 60 \sqrt{24/2,06 \cdot 10^4} = 2,04$. 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

$$A = N / \varphi R_y \gamma_c = 1400 / 0,82 \cdot 24 = 11,12 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение колонны из двух швеллеров 2 [30 с общей площадью $2 \cdot 40,5 = 81 \text{ см}^2$ (см. рис. 8.13).

Проверяем устойчивость колонны относительно материальной оси x . Радиус инерции $i_x = \sqrt{2I_x/2A} = \sqrt{2 \cdot 5810/2 \cdot 40,5} = 12 \text{ см}$; $\bar{\lambda}_x = (600/12) \sqrt{24/2 \cdot 0,6 \cdot 10^4} = 1,71$; $\gamma_c = 1$; $\varphi = 0,868$; $\sigma = 1400/0,868 \cdot 81 = 19,91 < 24 \text{ кН/см}^2$.

Недонапряжение 100% $[(24 - 19,91)/24] = 17\% > 5\%$.

Несмотря на недонапряжение принимаем сечение из двух швеллеров высотой 300 мм 2 [30: так как при сечении 2 [27 (ближайший меньший профиль) получаем перенапряжение.

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

$$n = I_{b1} b_1 / I_d b,$$

где b — расстояние между осями планок; I_d — момент инерции сечения планки относительно собственной оси x (рис. 8.22, б); I_{b1} — момент инерции ветви относительно собственной оси; b_1 — расстояние между центрами тяжести ветвей колонны.

Приведенная гибкость

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_y^2 + 0,82(1+n)\bar{\lambda}_{b1}^2},$$

где $\bar{\lambda}_y$ — гибкость сквозного стержня относительно оси y (в плоскости, перпендикулярной оси y).

Ширина колонны $b = 2b_f + a$; $a = 100 \text{ мм}$ — расстояние между ветвями, которое назначается из условия возможности окраски внутренней поверхности стержня; b_f — ширина полки ветви колонны; $b = 2 \cdot 100 + 100 = 300 \text{ мм}$.

Расстояние между центрами тяжести сечения ветвей колонны $b_1 = b - 2z = 300 - 2 \cdot 2,52 = 25 \text{ см} = 250 \text{ мм}$. По сортаменту (приложение, табл. 16) для швеллера [30 $z = 2,52 \text{ см}$.

Радиус инерции относительно оси y

$$i_y = \sqrt{I_y/A} = 13310,25/2 \cdot 40,5 = 12,82 \text{ см}.$$

Момент инерции $I_y = 2[40,5(25/2)^2 + 327] = 13310,25 \text{ см}^4$.

Гибкость $\bar{\lambda}_y = 600/12,82 = 46,8$.

Задаемся высотой планки $d = 170 \text{ мм} = 17 \text{ см}$ и толщиной планки $t_d = 1 \text{ см}$, а также гибкостью ветви $\bar{\lambda}_{b1} = 40$.

Момент инерции сечения планки относительно собственной оси x_1 $I_d = t_d d^3/12 = 1 \cdot 17^3/12 = 409 \text{ см}^4$.

Радиус инерции ветви относительно собственной оси (по сортаменту) $i_{b1} = 2,84 \text{ см}$; $b_1 = \bar{\lambda}_{b1} i_{b1} = 40 \cdot 2,84 = 113,6 \text{ см}$.

При высоте планки $d = 17 \text{ см} = 170 \text{ мм}$ расстояние между осями планок $b = b_1 + d = 113,6 + 17 = 130,6 \text{ см}$; $n = 327 \cdot 25/409 \cdot 130,6 = 0,153$.

Приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{46,8^2 + 0,82(1+0,153)40^2} = 60,85$.

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef} = 60,85 \sqrt{24/2 \cdot 0,6 \cdot 10^4} = 2,08$; $\varphi_y = 0,780$.

Напряжение $\sigma = 1400/0,780 \cdot 2 \cdot 40,5 = 22,16 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2$.

Недонапряжение 100% $[(24 - 22,16)/24] = 7,7\%$.

Сечение подобрано, так как снизить недонапряжение, уменьшив размер "b" (ширину колонны), нельзя; размер "a" был принят минимальным.

Проверяем сечение планок. Расчет соединительных планок производим на условную поперечную силу

$$Q_{\text{ис}} = 7,15 \cdot 10^{-6} [2330 - E/R_y] N / \varphi_y = \\ = 7,15 \cdot 10^{-6} [2330 - (2,06 \cdot 10^4 / 24)] 1400 / 0,780 = 18,89 \text{ кН.}$$

Планку проверяем на совместное действие силы F_s , срезающей планку одной грани, и моменты M_s , изгибающего плану в ее плоскости,

$$F_s = Q_s b / b_1,$$

где Q_s — условная поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани; $Q_s = Q_{\text{ис}} / 2 = 18,89 / 2 = 9,445$; $F_s = 9,445 \cdot 130,6 / 25 = 49,34$ кН; $M_s = Q_s b / 2 = 9,445 \cdot 130,6 / 2 = 616,75$ кН·см.

Толщину планки принимаем равной 10 мм.

Момент сопротивления сечения планки $W_d = 1 \cdot 17^2 / 6 = 48,17 \text{ см}^3$.

Нормальные напряжения $\sigma = M_s / W_d = 616,76 / 48,17 = 12,8$; $W_d = 1,17^2 / 6 = 48,17$; $\tau_F = F_s / A_d = 49,34 / 1 \cdot 17 = 2,9 \text{ кН/см}^2$.

Равнодействующая напряжений $\sqrt{\sigma^2 + \tau_F^2} = \sqrt{12,80^2 + 2,9^2} = 13,12 \text{ кН/см}^2 < R_s = 13,92 \text{ кН/см}^2$.

Проводим расчет швов, соединяющих планку с ветвями колонны.

Расчетная длина швов, прикрепляющих одну планку, равна $17 - 1 = 16 \text{ см} = 160 \text{ мм}$.

Угловой шов проверяем на условный срез.

Равнодействующая напряжений

$$\tau_w = \sqrt{\sigma_{Mw}^2 + \tau_{Fw}^2} \leq R_{wf} \gamma_c; \quad \gamma_c = 1,$$

где σ_{Mw} — нормальные напряжения от момента; τ_{Fw} — срезающие напряжения от поперечной силы.

Определим сечение швов, соединяющих планку со стержнем колонн. Сварка полуавтоматическая.

Согласно нормам или по табл. 4.2 (сварку производим в углекислом газе сварочной проволокой Св08Г2С) $R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 21,5 \text{ кН/см}^2$; $\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 21,5 = 19,35$; $\beta_z R_{wz} = \beta_z 0,45 R_{un} = 1,05 \cdot 0,45 \cdot 37 = 17,48 < \beta_f R_{wf} = 19,35$.

Расчетным сечением является сечение по металлу границы сплавления.

Момент сопротивления площади сечения по металлу границы сплавления $W_{wz} = 1,05 k_f 16^2 / 6$, площадь $A_{wz} = 1,05 k_f l_w$.

Определяем катет шва k_f в первом приближении из условия $\sigma_{Mw} = M_s / W_{wz} = 616,76 \cdot 6 / 1,05 k_f \cdot 16^2 = 0,45 \cdot 37 \text{ кН/см}^2$, откуда $k_f = 616,76 \cdot 6 / 1,05 \cdot 16^2 \cdot 0,45 \cdot 37 = 0,83 \text{ см} = 8,3 \text{ мм}$.

Учитывая наличие силы F_s , принимаем $k_f = 9 \text{ мм} = 0,9 \text{ см}$;

$$\tau_{Fsw} = F_s / A_{wz} = 49,34 / 1,05 \cdot 0,9 \cdot 16 = 3,26 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{Mw} = M_s / W_{wz} = 616,76 \cdot 6 / 1,05 \cdot 0,9 \cdot 16^2 = 15,3 < R_{wz} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sqrt{15,30^2 + 3,26^2} = 15,64 < 16,65.$$

Принимаем катет углового шва в соединении планки с ветвью колонны $k_f = 9 \text{ мм}$.

Пример 8.3. Расчет базы колонны. Передача расчетного усилия на опорную плиту осуществляется через сварные швы (см. рис. 8.17).

Расчетное усилие с учетом веса колонны $N = 5500 \text{ кН}$. Бетон под плитой работает на смятие (локальное сжатие). Из условия (8.38) требуемая площадь плиты базы колонны $A_{\text{пл,тр}} = N / \psi R_{b,\text{loc}}$. При

центрально-сжатой колонне и значительной жесткости плиты напряжения под плитой в бетоне можно считать равномерно распределенными, чему соответствует $\psi = 1 \cdot R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b$.

Для бетона класса ниже В25 $\alpha = 1$. Материал фундамента — бетон класса В10. По табл. 8.6 для бетона класса В10 расчетное сопротивление сжатию $R_b = 0,6 \text{ кН/см}^2$. Принимаем коэффициент φ_b равным 2. Тогда расчетное сопротивление смятию (локальному сжатию) равно $R_{b,loc} = 1 \cdot 2 \cdot 0,6 = 1,2 \text{ кН/см}^2$, а требуемая площадь плиты базы равна $5500/1,2 = 4583 \text{ см}^2$. Считая в первом приближении плиту базы квадратной, будем иметь стороны плиты равными $B = L = \sqrt{4583} = 67,7 \text{ см}$ (см. рис. 8.17). Принимаем размеры плиты $B = L = 68 \text{ см} = 680 \text{ мм}$. Уточняем площадь плиты $A_{loc} = 68 \cdot 68 = 4624 \text{ см}^2$. Напряжение под плитой $\sigma_b = 5500/4624 = 1,19 \text{ кН/см}^2$.

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 $M_1 = \alpha q a^2$ (см. табл. 8.7), $M_1 = 0,125 \cdot 1,19 \cdot 23,4^2 = 81,45 \text{ кН см}$. Нежелательно иметь толщину плиты больше 40 мм. Поэтому принимаем для плиты сталь более высокой прочности С345 с расчетным сопротивлением $R_y = 33,5 \text{ кН/см}^2$, что проще, чем ставить дополнительные ребра на участке 1. Требуемая толщина плиты $t_f = \sqrt{M_1 G / R_y} = \sqrt{81,45 \cdot 6 / 33,5} = 3,81 \text{ см} = 38,1 \text{ мм}$. 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 $c_1 = (68 - 48 - 2 \cdot 1,2) / 2 = 9 \text{ см} = 90 \text{ мм}$, где 1,2 см — толщина траверсы.

Изгибающий момент на консольном участке плиты $M_2 = q c_1^2 / 2 = 1,19 \cdot 9^2 / 2 = 48,2 \text{ кН см}$, что меньше M_1 . На участке 3 плита оперта на три канта. Однако соотношение сторон участка 3 равно $8,2/48 = 0,17 < 0,35$. При таких соотношениях сторон участка плита работает тоже как консоль (см. табл. 8.7) 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. Снижение толщины плиты возможно при снижении класса бетона и выравнивании изгибающих моментов на участках 1, 2 и 3.

Далее проводим 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. 4.2 расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 21,5 \text{ кН/см}^2$. Расчетное сопротивление металла границы сплавления $R_{wg} = 0,45 R_{wf}$. Для стали С245 $R_{wf} = 37 \text{ кН/см}^2$ (приложение, табл. 5).

Определяем расчетное сечение соединения. По табл. 4.3 определяем коэффициенты β_f и β_z . Задаемся катетом шва $k_f = 14 \text{ мм}$; $\beta_f = 0,8$, $\beta_z = 1$. Произведение $\beta_f R_{wf} = 0,8 \cdot 21,5 = 17,2 \text{ кН/см}^2$, $\beta_z R_{wz} = 1 \cdot 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2 < \beta_f R_{wf} = 17,2 \text{ кН/см}^2$.

Расчетным сечением является сечение по металлу границы сплавления. Расчетная длина шва $l_w = N / 4 \beta_z k_f R_{wz} = 5500 / 4 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 16,65 = 58,99 \text{ см} = 589,9 \text{ мм}$. Высота траверсы $h_T = l_w + 1 = 59,9 \text{ см}$. Принимаем высоту траверсы 60 см = 600 мм. Проверяем прочность траверсы как балки с двумя консолями. Момент в середине пролета $M_T = [q_1 l^2 / 8] - [q_2 c^2 / 2] = [1,19(23,4^2 / 8) + 1,2 \cdot 9,0] 48^2 / 8] - [1,19 \cdot 9^2 / 2] = 6727,8 \text{ кН см}$.

Момент сопротивления траверсы $W_T = 1,2 \cdot 60^2 / 6 = 720 \text{ см}^3$. Напряжения $\sigma = 6727,8 / 720 = 9,34 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2 = R_y$. Сечение траверсы принято.

Пример 8.4. Проводим 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 $b_{p0} = 30 \text{ см} = 300 \text{ мм}$. На колонну действует продольная сила $N = 2800 \text{ кН}$. Торец колонны фрезерован. Толщину плиты оголовка принимаем равной $t_f = 25 \text{ мм}$.

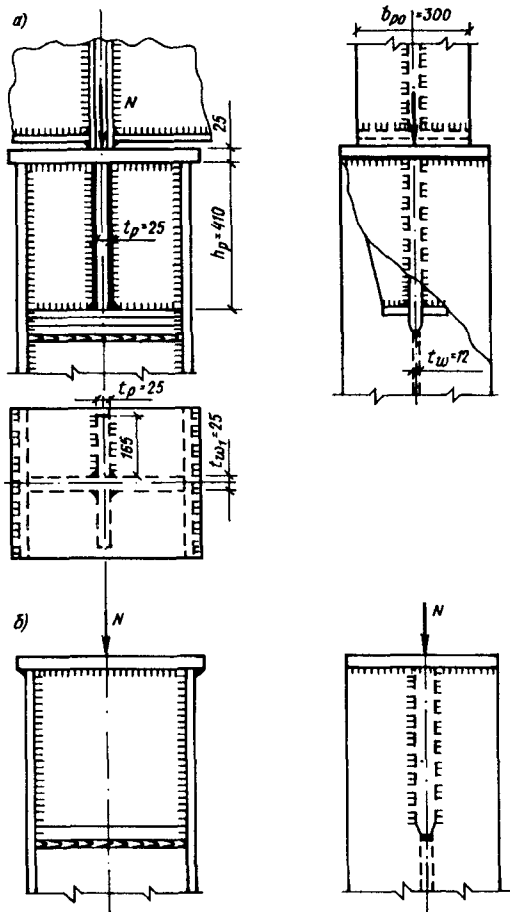


Рис. 8.22. К расчету оголовка колонны
 а — ребра, поддерживающие плиту оголовка, расположены под опорными ребрами балок; б — опирание ребра балок расположено в плоскости, параллельной плоскости стенки колонны

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; $A_{см} = 2800/33,6 = 83,33 \text{ см}^2$. Усилие N передается на колонну на длине $l_{см} = b_{p0} + 2t_f = 30 + 2 \cdot 2,25 = 35 \text{ см}$.

Толщина ребер $t_r = A_{см}/l_{см} = 83,33/35 = 2,38 \text{ см}$. Принимаем толщину ребер t_r равной толщине плиты оголовка — 25 мм. Задаемся катетом шва $k_f = 10 \text{ мм}$.

Сварка — полуавтоматическая в среде углекислого газа проволокой Св-08Г2С. По табл. 4.2 находим расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$. По табл. 4.3 определяем коэффициенты $\beta_f = 0,9$ и $\beta_z = 1,05$.

Определяем расчетное сечение соединения; $\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 21,5 = 19,35$; $\beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 0,45 R_{un} = 1,05 \cdot 0,45737 = 17,48$, что меньше $\beta_f R_{wf} = 19,35$. Расчетным сечением является сечение по металлу границы сплавления.

Определяем длину шва $l_w = N/4 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 0,45 \cdot 37 = 40,04 \text{ см}$. Учитывая дефекты в концевых участках шва, полную длину принимаем равной $l = 40,04 + 1 \approx 41 \text{ см} = 410 \text{ мм}$. Высота ребра равна полной длине шва $l = 41 \text{ см} = 410 \text{ мм}$. Толщина стенки колонны в месте приварки ребер определяется из условия работы ее на срез. Расчетное сопротивление стали С245 на срез $R_s = 0,58 R_{ym}/\gamma_m$ (см. нормы); $R_s = 0,58 \cdot 24,5/1,025 = 13,86 \text{ кН/см}^2$. Толщина стенки колонны $t_w = 2800/2 \cdot 41 \cdot 3,86 = 2,46 \text{ см}$, что больше толщины стенки в подобранном сечении колонны, делаем вставку. Принимаем толщину вставки в стенку колонны $t_w = 25 \text{ мм}$.

Размеры вставки в стенку колонны и ребер, поддерживающих плиту оголовка, приняты.

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 узловом нагружении жесткость узлов несущественно влияет на работу конструкции, и в большинстве случаев их можно рассматривать

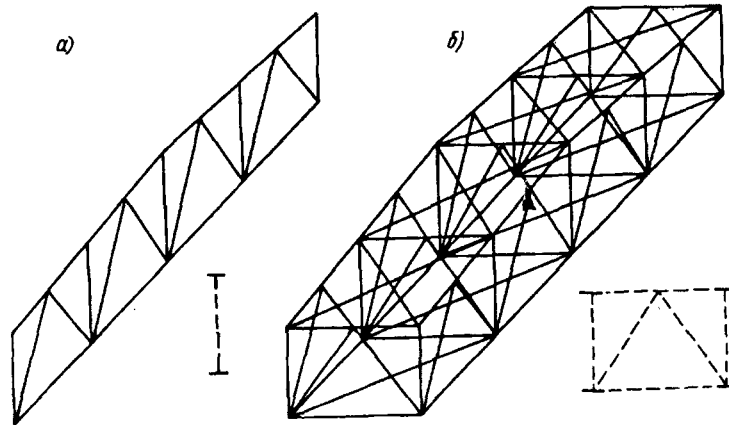


Рис. 9.1. Плоская (а) и пространственная (б) фермы

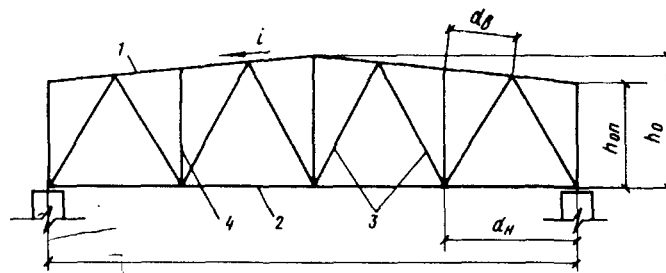


Рис. 9.2. Элементы ферм

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

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 сплошнотенчатыми 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).

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 фасонек

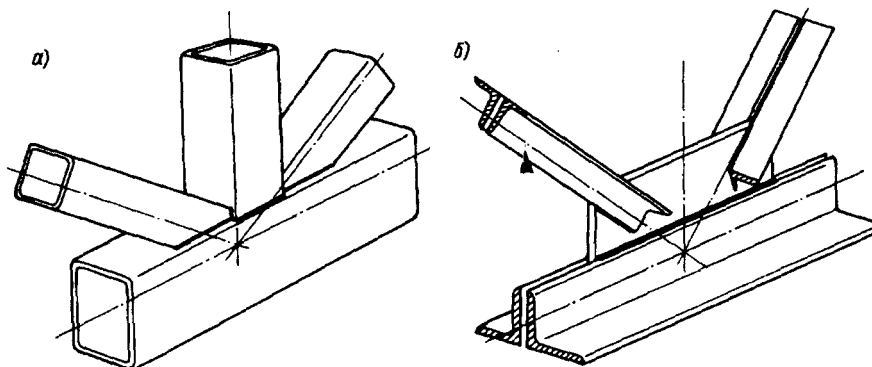


Рис. 9.3. Узлы ферм

a — с непосредственным примыканием элементов; *b* — на фанонках

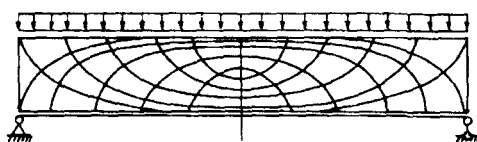


Рис. 9.4. Траектории главных напряжений в балке

(рис. 9.3, б). Для снижения узловых моментов и обеспечения работы стержней на осевые усилия элементы ферм центрируются по осям центров тяжести.

Расстояние между соседними узлами поясов называется панелью (d_v — панель верхнего пояса, d_n —

нижнего), а расстояние между опорами — пролетом (l).

Пояса ферм работают в основном на продольные усилия и момент (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.

В зависимости от назначения и нагрузок фермы могут иметь самую разную конструктивную форму, и их можно классифицировать по различным признакам:

по статической схеме — балочные (разрезные, неразрезные, консольные); арочные, рамные, комбинированные (рис. 9.5):

по очертанию поясов — фермы с параллельными поясами, трапециевидные, треугольные, полигональные, сегментные (рис. 9.6);

по системе решетки — треугольная, раскосная, крестовая, ромбическая и др. (рис. 9.7);

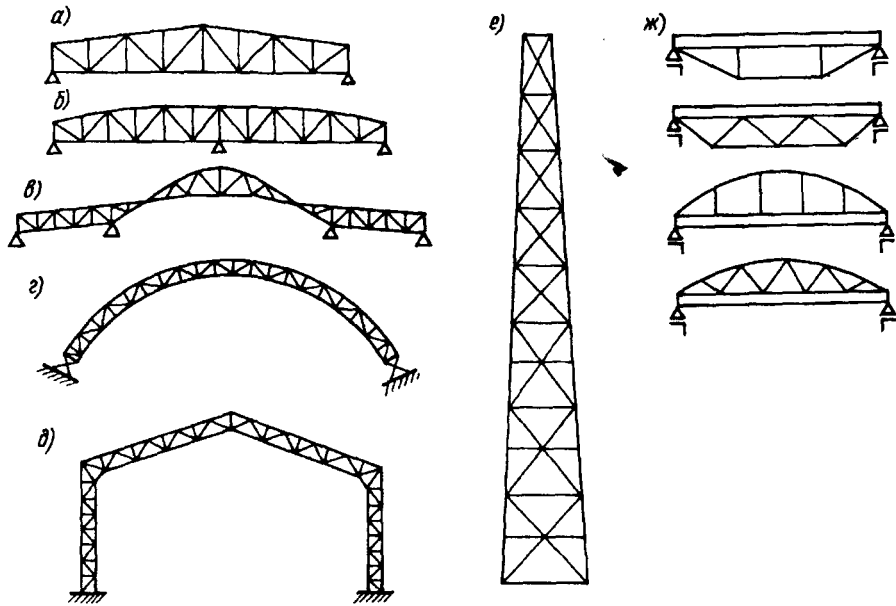


Рис. 9.5. Системы ферм

a — балочная разрезная; *б* — неразрезная; *в, е* — консольная; *г* — арочная; *д* — рамная;
ж — комбинированная

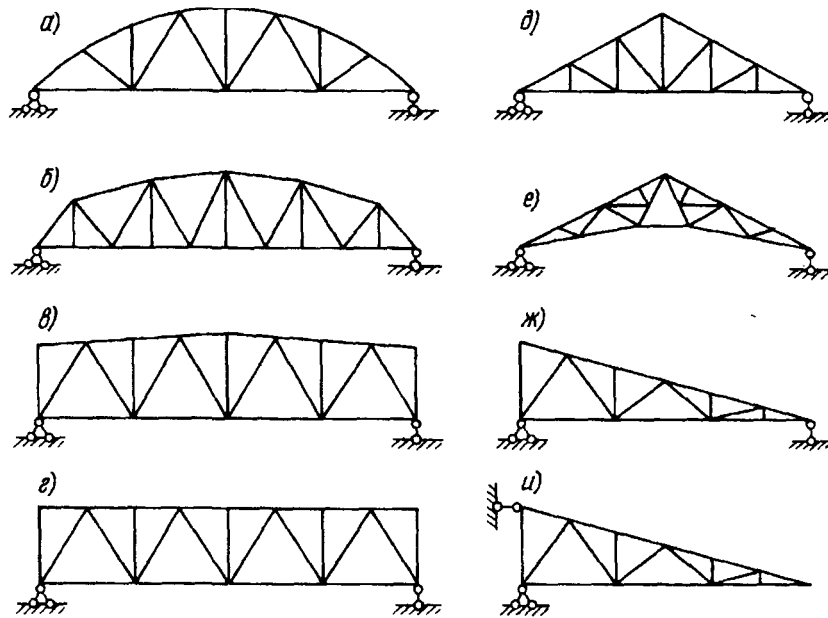


Рис. 9.6. Очертания поясов ферм

a — сегментное; *б* — полигональное; *в* — трапецидальное; *г* — с параллельными поясами;
д-и — треугольное

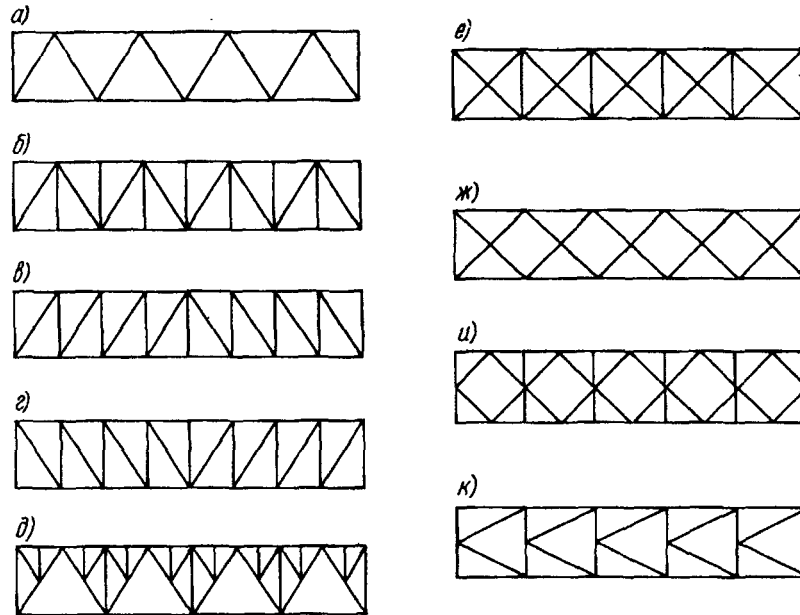


Рис. 9.7. Системы решетки ферм

a — треугольная; б — треугольная с дополнительными стойками; в — раскосная с восходящим раскосом; г — раскосная с нисходящим раскосом; д — шпренгельная; е — крестовая; ж — перекрестная; и — ромбическая; к — полураскосная

по способу соединения элементов в узлах — сварные, клепаные, болтовые;

по величине максимальных усилий — легкие — одностенчатые с сечениями из простых прокатных профилей (при усилиях $N \leq 300$ 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 веса 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 габариты, 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 *трапецидального* 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 рамный 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—ж, 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 приходится 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 общekomпоновочным решением сооружения и не 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 наименьшего веса 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 трапециевидальных ферм и ферм с параллельными поясами. Если нет конструктивных ограничений, высота ферм может быть принята из условия наименьшего веса фермы, т.е. по экономическим соображениям. Вес фермы складывается из веса поясов и решетки. Вес поясов уменьшается с увеличением высоты фермы, так как усилия в поясах обратно пропорциональны высоте h .

Вес решетки, наоборот, с увеличением высоты фермы возрастает, так как увеличивается длина раскосов и стоек. Следовательно, может быть найдена оптимальная высота фермы, при которой общий вес поясов и решетки будет наименьшим.

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 трапециoidalного 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 изготовлении их из высокопрочной стали или алюминиевых сплавов.

Прогиб фермы может быть определен аналитически по формуле Мора

$$f = \sum \frac{N_i \bar{N}_i}{EA_i} l_i \quad (9.1)$$

где N_i — усилие в стержне фермы от заданной нагрузки; \bar{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:

$$\frac{h_{\min}}{l} = \frac{6,5}{24} \left[\frac{f}{l} \right] \frac{\sigma}{E} \left(1 + 2 \frac{h}{l} \right); \quad (9.2)$$

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 $\gamma_f = 1$),

$$\sigma = \frac{g_n + p_n}{g_n \gamma_g + p_n \gamma_p} R_y, \quad (9.3)$$

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 крупногабаритных 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.

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 на-

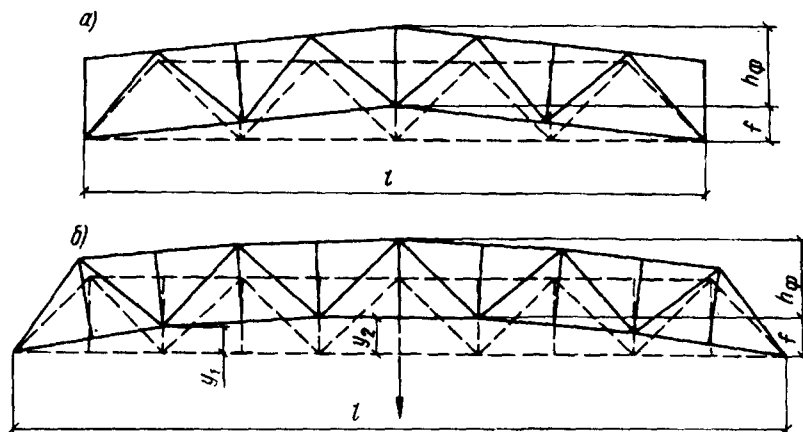


Рис. 9.8. Схемы строительного подъема при одном (а) и нескольких (б) укрупнительных стыках

грузки 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 характеристика. Решетка ферм работает на поперечную силу, выполняя функции стенки сплошной балки.

От системы решетки зависят вес 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 получают 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 нужно 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,з) 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 ($\alpha = 35—45^\circ$) 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 изготавливаются 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. В этом случае под действием нагрузки работают только растянутые раскосы; сжатые же раскосы вследствие своей большой гибкости выключаются из работы 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,и,ж) 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 образуется 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 ($ccb'c'$ и $dcd'c'$) 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 и т.п. 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 вер-

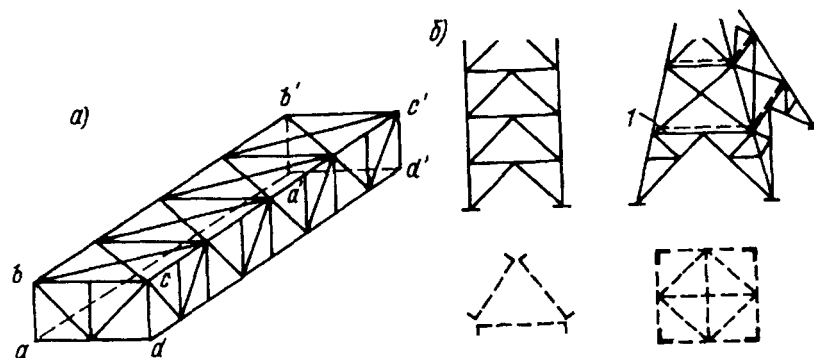


Рис. 9.9. Завязка ферм в пространственные системы

1 — диафрагма

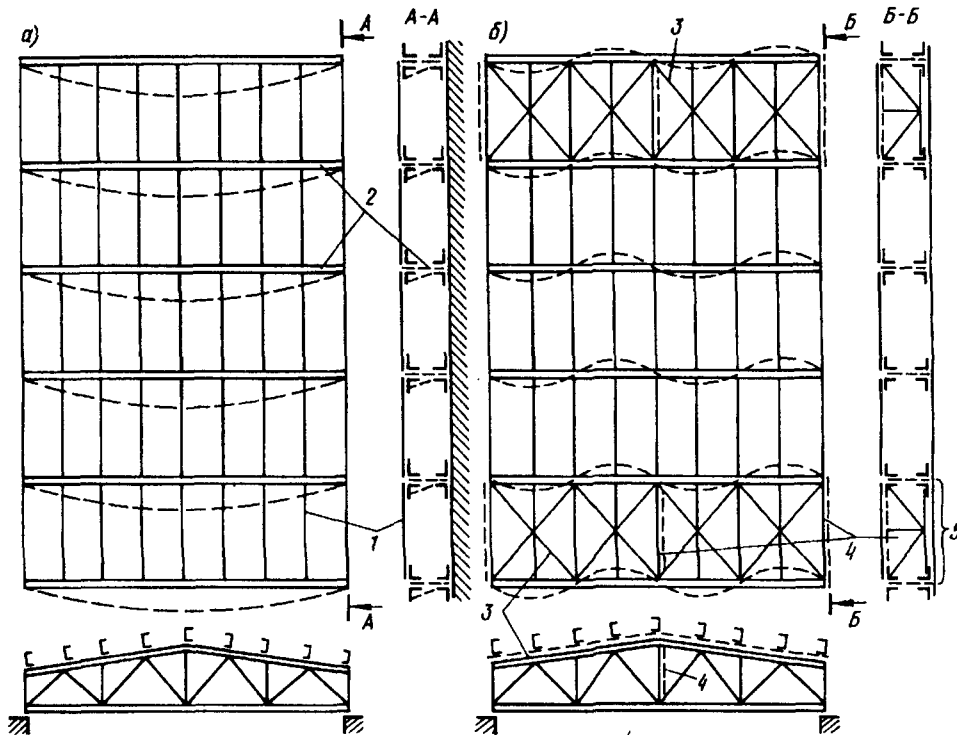


Рис. 9.10. Связи, обеспечивающие устойчивость стропильных ферм

1 — прогоны; 2 — фермы; 3 — горизонтальные связи; 4 — вертикальные связи; 5 — пространственный блок

тикальными 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 (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 ($i \approx 0,355d$), 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 последние годы нашли широкое применение. Вместе с тем нужно отметить, что фермы из гнутозамкнутых профилей с бесфасоночными узлами требуют высокой точности изготовления.

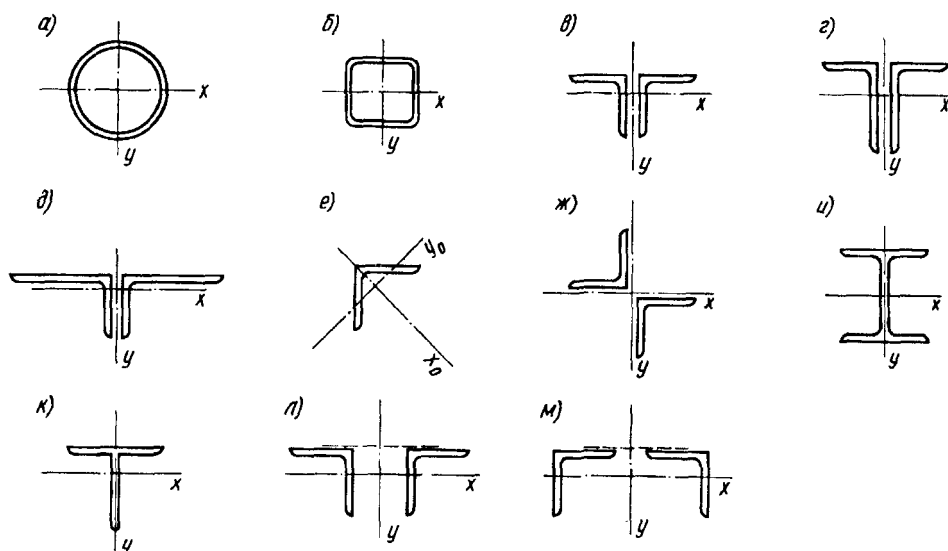


Рис. 9.11. Типы сечений стержней легких ферм

Технологические трудности не позволяют изготавливать гнутые профили толщиной более 10—12 мм, что ограничивает возможности их использования. Кроме того, большие пластические деформации в углахгиба 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, *б—д*). Такие сечения имеют большой диапазон площадей, удобны для конструирования узлов на фасонках и крепления 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 нужно учитывать, что они не имеют оси симметрии в плоскости фермы. Для уменьшения асимметрии решетка прикрепляется к поясным уголкам с внутренней стороны (см. рис. 9.18, *б*). Все же такое решение создает условия для закручивания пояса и требует надежного закрепления пояса связями.

Организация проката широкополочных двутавровых профилей (рис. 9.11, *и*), а также возможность получения тавров путем разрезки двутавров (рис. 9.11, *к*) 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 (рис. 9.11, *и*) 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. п. 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 гнutoзамкнутых профилей, так как для них $i_x = i_y$ и, следовательно, $\beta_x = l_x/i_x = \beta_y = l_y/i_y$.

В фермах из парных уголков близкие радиусы инерции ($i_x \approx i_y$) имеют неравнополочные уголки, поставленные большими полками вместе (рис. 9.11,з). 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 (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 фасонки, 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 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

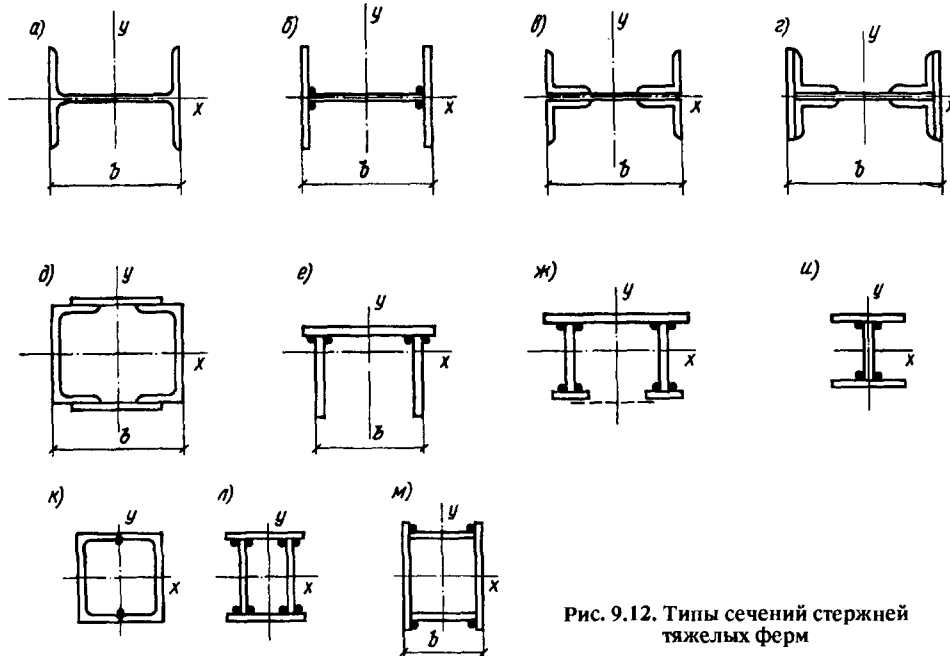


Рис. 9.12. Типы сечений стержней тяжелых ферм

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 λ 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 (рис. 9.12, ж) или перфорированным листом.

Одностенчатое двутавровое сечение состоит из сварного или широкополочного прокатного двутавра, поставленного вертикально (рис. 9.12, и). 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, к, л, м) 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 собственный вес 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

$$F_{gi} = (g_{\phi} + g_{кр}/\cos \alpha) b [(d_{i-1} + d_i)/2] \gamma_g, \quad (9.4)$$

где g_{ϕ} — собственный вес фермы и связей, kH/m^2 горизонтальной проекции кровли; $g_{кр}$ — вес кровли, kH/m^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 веса фонаря.

Снег — нагрузка временная и может загружать ферму лишь частично; загрузку снегом одной половины фермы может оказаться невыгодным для средних раскосов.

Расчетную узловую нагрузку от снега определяют по формуле

$$F_{si} = sb [(d_{i-1} + d_i)/2] \gamma_s, \quad (9.5)$$

где s — вес снегового покрова на 1 m^2 горизонтальной проекции кровли; γ_s — коэффициент надежности для снеговой нагрузки.

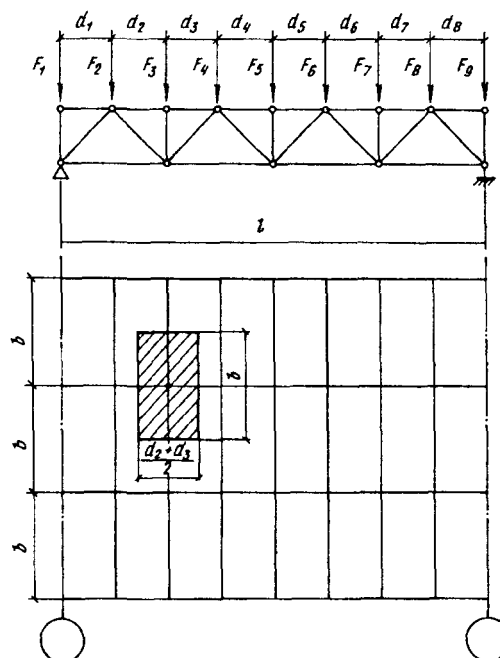


Рис. 9.13. Расчетная схема фермы

Значение s 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.

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, 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 конструкций, эксплуатируемых при расчетной температуре ниже -40°C . 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.

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 и т.п., 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 загромождения снегом), а также расчетные усилия как результат суммирования усилий при невыгоднейшем загромождении 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 и, 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.

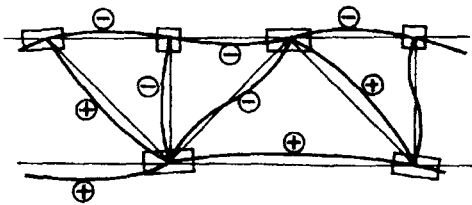


Рис. 9.14. Схема деформаций стержней при потере устойчивости сжатого стержня

Поэтому в качестве степени за-
щемления сжатого стержня в узлах
может быть принято отношение

$$\tau = i / \sum i_p, \quad (9.6)$$

где i — погонный момент инерции рассматриваемого стержня в плоскости фермы; $\sum i_p$ — 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

$$l_{ef} = \mu l, \quad (9.7)$$

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 $\mu = 0,77$.

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 0,9.

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 β 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 собственного веса, 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 $[\beta]$, 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;

	$[\beta]$
сжатые пояса, а также опорные стойки и раскосы, передающие опорные реакции	180—60 α
прочие сжатые стержни ферм	210—60 α
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:

	$[\beta]$
растянутые пояса и опорные раскосы	250
прочие растянутые стержни ферм	350
растянутые стержни связей	400

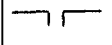
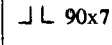
В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых стержней ограничивают только в вертикальной плоскости (чтобы предотвратить чрезмерное их провисание), установив для всех растянутых стержней предельную гибкость $[\beta] = 400$.

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.

Т а б л и ц а 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 β_x/β_y	Предельная гибкость $[\beta]$	φ	γ_c	Проверка несущей способности
Верхний пояс	-535		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		24,5	—	—	—	400	—	0,95	$21,7 < R_y \gamma_c = 22,8$ кН/см ²

Примечание. Для сжатого пояса $[\beta] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,94 = 124$; $\alpha = N/(\varphi A R_y \gamma_c) = 535/(0,546 \cdot 45,8 \cdot 22,8) = 0,94$.

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)

$$N/(\varphi A) \leq R_y \gamma_c, \quad (9.8)$$

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 $\beta = l_{ef}/i$ 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

$$A_{тр} = N/\varphi R_y \gamma_c. \quad (9.9)$$

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.

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 (больше 5—10%) недонапряжение, то проводят корректировку сечения, принимая промежуточное между предварительно заданным и фактическим значениями гибкости. Обычно второе приближение достигает цели.

Для элементов из уголков разработан метод прямого подбора сечений¹.

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 $r/t \leq 1,57 \sqrt{E/R_y}$, где r — радиус, а t — толщина стенки. Для гнутозамкнутых сечений предельная условная гибкость стенок из условия устойчивости $\bar{\lambda}_{uw} = (h_w/t) \sqrt{R_y/E}$ определяется из выражения

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1 + 0,2\bar{\lambda} \leq 1,6,$$

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 $l_x = 2,58$; $l_y = 1,6$ м. Материал — сталь С245; $R_y = 24$ кН/см². 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: $\lambda = 80$. Принимаем сечению соответствует тип кривой устойчивости с 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 $A_{тр} = N/(\varphi R_y \gamma_c) = 535/(0,611 \cdot 24 \cdot 0,95) = 38,4$ см².

Принимаем сечение из двух уголков 125x80x10, поставленных вместе меньшими полками; $A = 19,7 \times 2 = 39,4$; $i_x = 2,26$ см; $i_y = 6,19$ см (следует обратить внимание, что индексы расчетных осей и осей по сортаменту для неравнополочных уголков могут не совпадать);

$\lambda_x = 258/2,26 = 114$; $\lambda_y = 516/6,19 = 83$; $\bar{\lambda}_{max} = 114 \sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 3,89$; $\varphi = 0,417$;
 $N/(\varphi A) = 535/(39,4 \cdot 0,417) = 32,6$ кН/см² $> R_y$, $\gamma_c = 22,8$ кН/см².

Сечение подобрано неудачно и имеет большое перенапряжение. Принимаем гибкость (между предварительно заданной и фактической) $\lambda = 100$; $\bar{\lambda} = 100 \sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 3,41$; $\varphi = 0,49$;

$A_{тр} = 535/(0,49 \cdot 24 \cdot 0,95) = 47,9$ см².

Принимаем два уголка: 160x100x9; $A = 22,9 \times 2 = 45,8$; $i_x = 2,85$ см (i_y не лимитирует сечение);

$\lambda_x = 258/2,85 = 90,5$;

$\bar{\lambda}_x = (258/2,85) \sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 3,09$; $\varphi = 0,546$;

$N/(\varphi A) = 535/(0,546 \cdot 45,8) = 21,4$ кН/см² $\leq R_y$, $\gamma_c = 22,8$ кН/см².

Оставляем принятое сечение из двух уголков размером 160x100x9.

¹Соболев Ю.В. Центральные сжатые стальные стержни // Строительная механика и расчет сооружений. — 1988. — № 2. С. 69—73.

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 $R_{yn} \leq 44 \text{ кН/см}^2$ 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

$$\sigma = N/A_n \leq R_y \gamma_c, \quad (9.10)$$

где A_n — площадь сечения нетто.

Для элементов, выполненных из сталей, не имеющих площадки текучести (условный предел текучести $\sigma_{02} > 44 \text{ кН/м}^2$), а также, если эксплуатация конструкций возможна и после развития пластических деформаций, проверка несущей способности производится по формуле

$$\sigma = N/A_n \leq (R_u / \gamma_u) \gamma_c, \quad (9.11)$$

где R_u — расчетное сопротивление, определенное по временному сопротивлению; $\gamma_u = 1,3$ — коэффициент надежности при расчете по временному сопротивлению.

В практике проектирования расчет растянутых элементов обычно проводится 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

$$A_{тр} = N / (R_y \gamma_c). \quad (9.12)$$

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 $N = 535 \text{ кН}$. Материал — сталь С245; $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$; $\gamma_c = 0,95$.

Требуемая площадь сечения $A_{тр} = 535 / (24 \cdot 0,95) = 23,5 \text{ см}^2$. Сечение не ослаблено отверстиями.

Принимаем два равнополочных уголка 90х7; $A = 12,3 \cdot 2 = 24,6 \text{ см}^2 > A_{тр}$.

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)

$$[N / (A_n R_y \gamma_c)]^n + M_x / (c W_n R_y \gamma_c) \leq 1. \quad (9.13)$$

Для внецентренно сжатых элементов определяющей в большинстве случаев является потеря устойчивости, и проверка их несущей способности проводится по формуле

$$N / (\varphi e A) \leq R_y \gamma_c. \quad (9.14)$$

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/см². Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,95$.

Подбираем сечение элемента из условия его работы на растяжение по формуле (9.12): $A_{тр} = 800 / (24 \cdot 0,95) = 35,1$ см².

Принимаем сечение из двух уголков 125х9; $A = 22 \cdot 2 = 44$ см²; моменты сопротивления для обуха $W_x^{об}$ и пера $W_x^п$ равны:

$$W_x^{об} = 327 \cdot 2 / 3,4 = 192,4 \text{ см}^3; \quad W_x^п = 327 \cdot 2 / (12,5 - 3,4) = 72 \text{ см}^3.$$

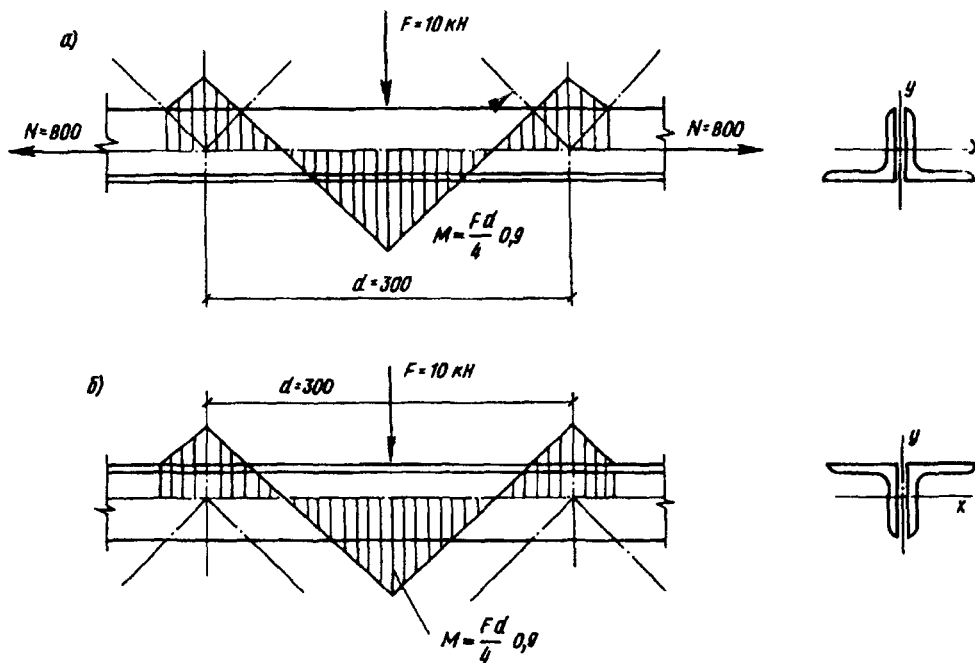


Рис. 9.15. К примерам 9.3 и 9.4

Момент с учетом неразрезности пояса $M = (Fd/4)0,9 = (10 \cdot 300/4)0,9 = 675$ кН см.

Проверка несущей способности пояса: по табл. 6 приложения для сечения из двух уголков $n = 1$, $c = 1,6$.

По формуле (9.13) для растянутого волокна (по обушку)

$$800/(44 \cdot 24 \cdot 0,95) + 675/(1,6 \cdot 192,4 \cdot 24 \cdot 0,95) = 0,893 < 1;$$

для сжатого волокна (по перу)

$$800/(44 \cdot 24 \cdot 0,95) - 675/(72 \cdot 24 \cdot 0,95 \cdot 1,6) = 0,54 < 1.$$

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/см². 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) $\beta = 60$; $\bar{\beta} = 60/\sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 2,04$; $\varphi = 0,737$;

$$A_{тр} = 800/(0,737 \cdot 24 \cdot 0,95) = 47,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение из двух уголков 140x10; $A = 27,3 \times 2 = 54,6$ см²; $i_x = 4,33$ см; $i_y = 6,19$ см (при толщине фасонки 12 мм); $W_x^{06} = 2 \cdot 512/3,82 = 268$ см³; $W_x^{01} = 2 \cdot 512/(14,0 - 3,82) = 101$ см³; $\beta_x = 300/4,33 = 69,3$; $\bar{\beta}_x = 69,3/\sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 2,36$.

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) $\rho_c = W_x^{06}/A = 268/54,6 = 4,9$; $m_x = e/\rho_c = 0,844/4,9 = 0,17$.

Коэффициент влияния формы сечения (прил. 1.1) $\eta = 1,8 + 0,12m_x = 1,8 + 0,12 \cdot 0,17 = 1,82$ (при $A_f/A_w = 1$; $1 < \bar{\beta}_x \leq 5$); $m_{ef} = 0,17 \cdot 1,82 = 0,31$; $\varphi_c = 0,672$ ✓

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 и, следовательно, небольшие напряжения. Сечения этих стержней подбирают по предельной гибкости (см. п. 9.4.4). К таким стержням обычно относятся дополнительные стойки в треугольной решетке, раскосы в средних панелях ферм, элементы связей и т.п.

Зная расчетную длину стержня l_{ef} и значение предельной гибкости $[\beta]$, определяют требуемый радиус инерции $i_{тр} = l_{ef}/[\beta]$. По нему в сортаменте выбирают сечение, имеющее наименьшую площадь, а затем проверяют несущую способность выбранного 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 вертикалями 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.

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). 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 сопряжений на монтаже обычно принимают на 2 мм меньше расстояния между гранями фасонки.

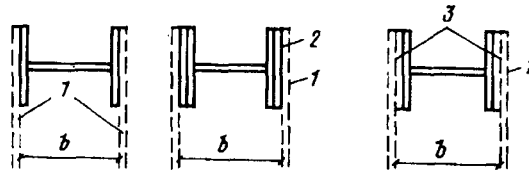


Рис. 9.16. Размещение фасонки в тяжелых фермах
1 — фасонка; 2 — лист; 3 — прокладка

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 $M = (N_2 - N_1)e_2 - Fe_1$ 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 $M_{п} = M/2$.

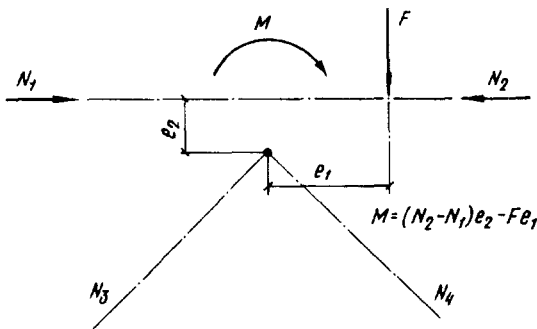


Рис. 9.17. К определению дополнительных моментов от расцентровки узлов

Резку стержней решетки производят, как правило, нормально к оси стержня; для крупных стержней допускают косую резку с целью уменьшения размеров фасонки. Чтобы уменьшить сварочные напряже-

ния в фасонках, стержни решетки не доводятся до поясов на расстояние $a = bt - 20$ 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 фасонки 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 отпавочного элемента. Допустимая разница толщин фасонки в смежных узлах равна 2 мм.

Размеры фасонки определяются необходимой длиной швов крепления элементов. Необходимо стремиться к простейшим очертаниям фасонки, чтобы упростить их изготовление и уменьшить количество обрезков. Целесообразно унифицировать размеры фасонки и иметь на ферму не более одного-двух типоразмеров. Стропильные фермы пролетом 18—36 м разбивают на два отпавочных элемента с укрупнительными стыками в средних узлах. Стыки целесообразно для удобства укрупнительной сборки и изготовления проектировать так, чтобы правая и левая полуфермы были взаимозаменяемыми.

При проектировании ферм со стержнями из широкополочных двутавров и тавров, из замкнутых гнутосварных профилей или из круглых труб надо пользоваться специальными руководствами, разработанными различными ор-

Т а б л и ц а 9.2. Рекомендуемые толщины фасонки

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

ганизациями (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 фасонки и стержни решетки приваривать непосредственно к полке поясного уголка 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).

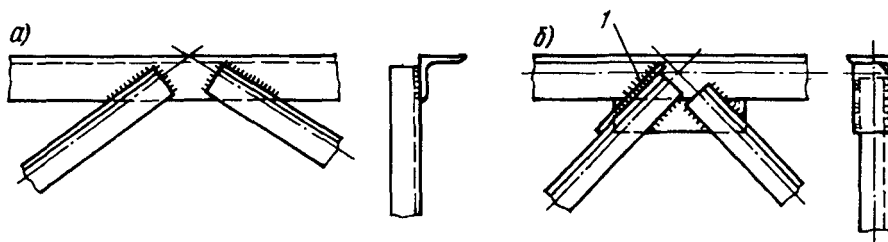


Рис. 9.18. Узлы ферм из одиночных уголков

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 центрация 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 (рис. 9.18,б), создающую в узле необходимое уширение. Швы, прикрепляющие уголок, рассчитывают в соответствии с указаниями п. 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 выводят на торцы стержня на 20 мм.

К поясу фасонки рекомендуется прикреплять сплошными швами минимальной толщины. Фасонки выпускают за обушки поясных уголков на 10—15 мм.

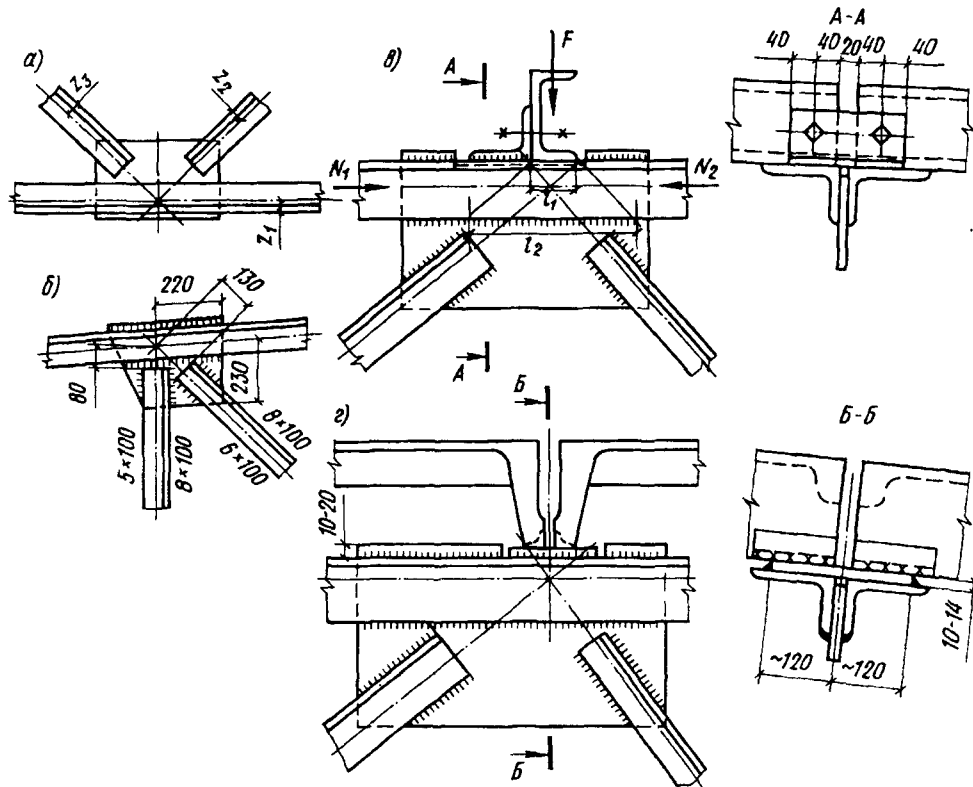


Рис. 9.19. Узлы ферм из парных уголков

а — центрирование стержней; *б* — узел при раскосной решетке; *в* — прикрепление прогонов; *г* — прикрепление крупнопанельных плит

Швы, прикрепляющие фанонку к поясу, при отсутствии узловых нагрузок рассчитывают на разность усилий в смежных панелях пояса (рис. 9.19, *а*)

$$N = N_2 - N_1. \quad (9.15)$$

В месте опирания на верхний пояс прогонов или кровельных плит (рис. 9.19, *в, г*) фанонки не доводят до обушков поясных уголков на 10—15 мм.

Чтобы прикрепить прогоны, к верхнему поясу фермы приваривают уголок с отверстиями для болтов (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 менее 14 мм при шаге ферм 12 м.

Во избежание ослабления сечения верхнего пояса не следует приваривать накладки поперечными швами.

Если к узлу приложена сосредоточенная нагрузка (рис. 9.19, *б*), то швы, прикрепляющие фанонку 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 (рис. 9.19,б). Напряжения в швах от этого усилия

$$\tau_{wF} = F / [\beta_f k_f (l_1 + l_2)]; \quad (9.16)$$

от продольного усилия

$$\tau_{wN} = N / (\beta_f k_A \Sigma l_w), \quad (9.17)$$

где Σl_w — суммарная длина швов крепления пояса к фасонке.

Прочность шва проверяется на совместное действие усилий по формуле

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wF}^2 + \tau_{wN}^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_e. \quad (9.18)$$

Аналогично проверяется прочность соединения по границе сплавления (см. гл. 4).

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 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 фасонки 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 от-

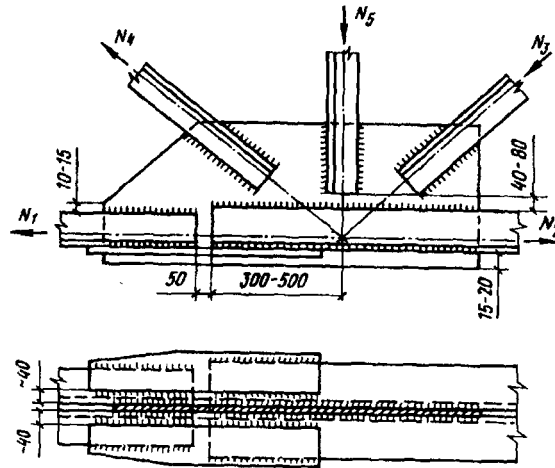
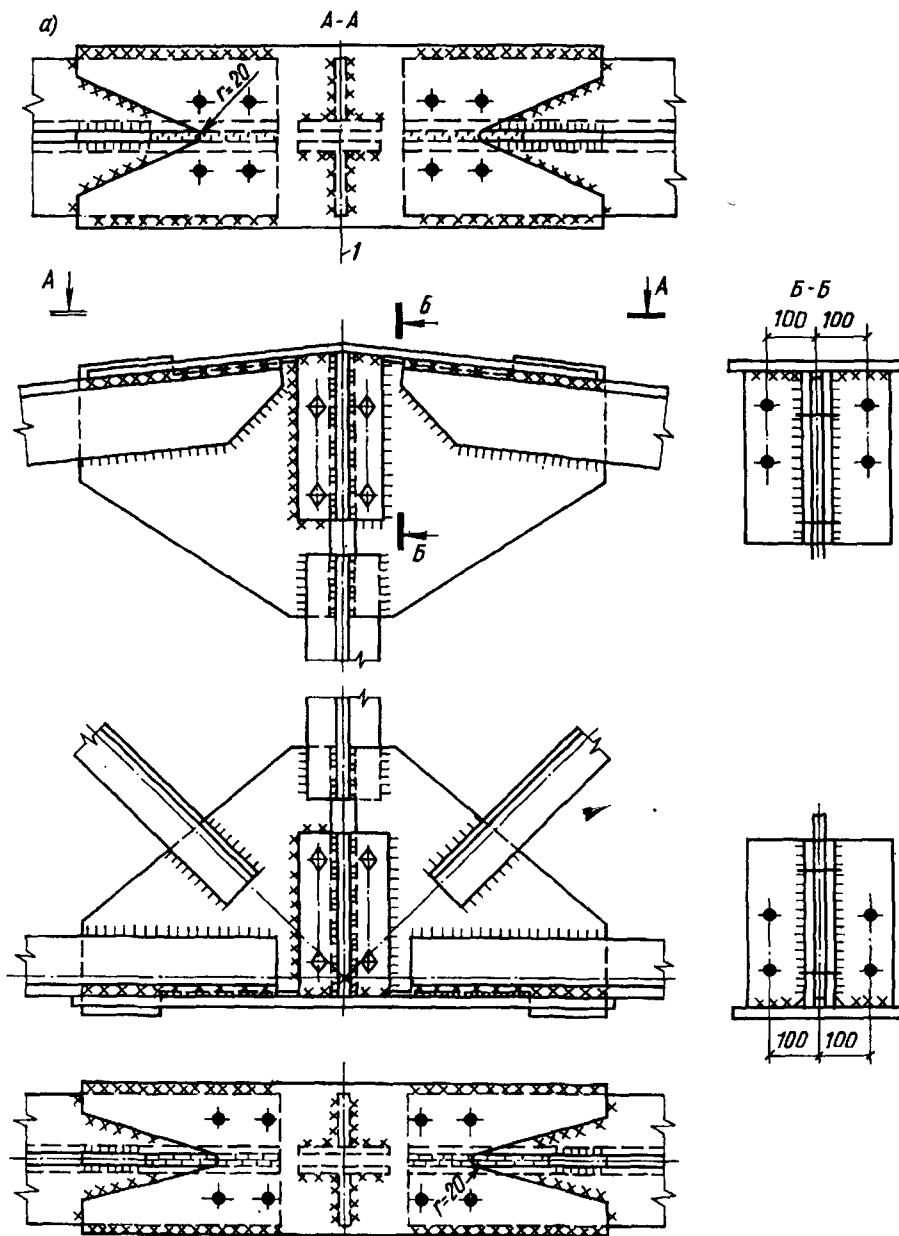


Рис. 9.20. Заводской стык пояса с изменением сечения



носителю 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 обес-

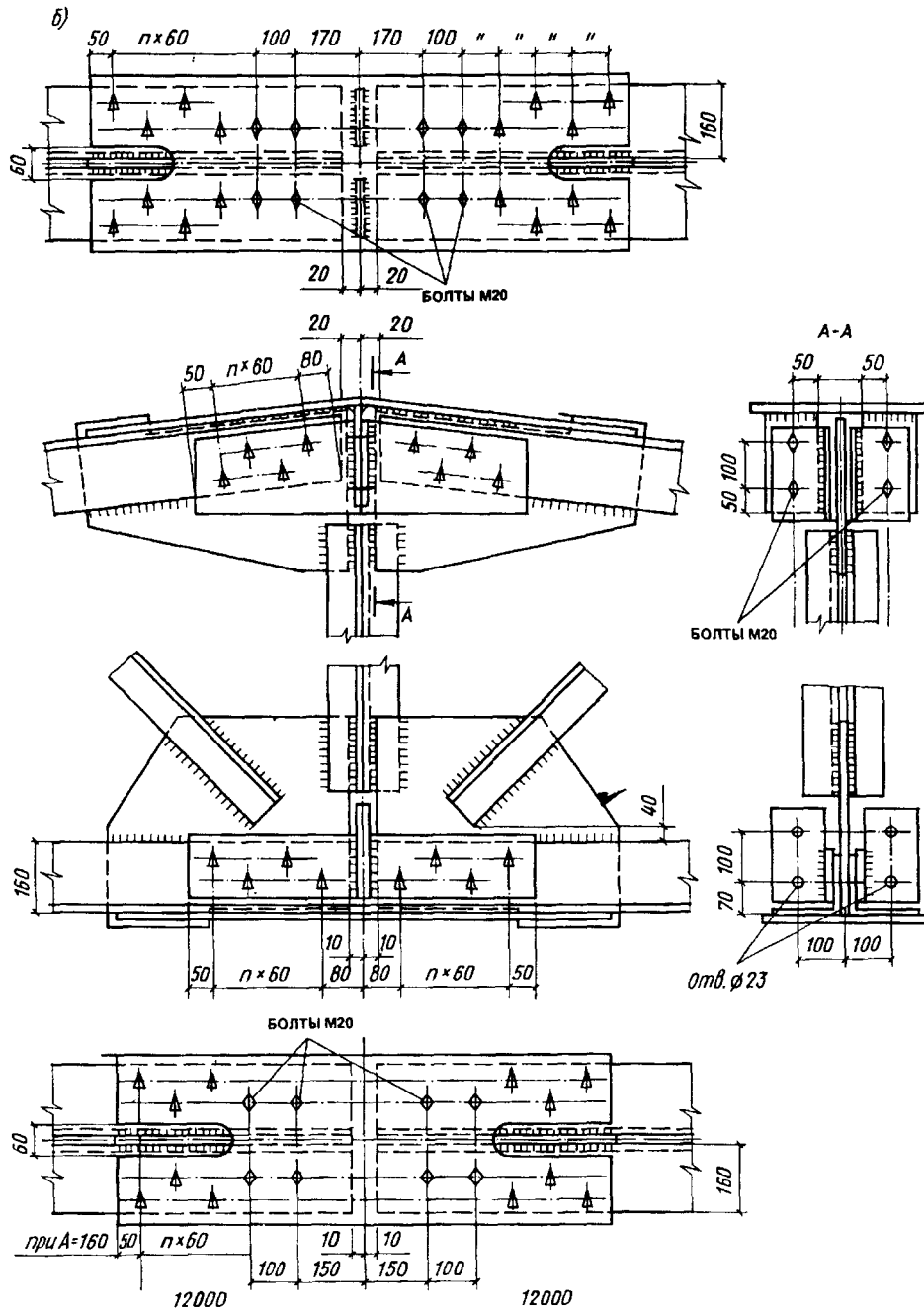


Рис. 9.21. Укрупнительный стык стропильной фермы из парных уголков
 а — на сварке; б — на болтах; 1 — линия сгиба с тыковой накладкой

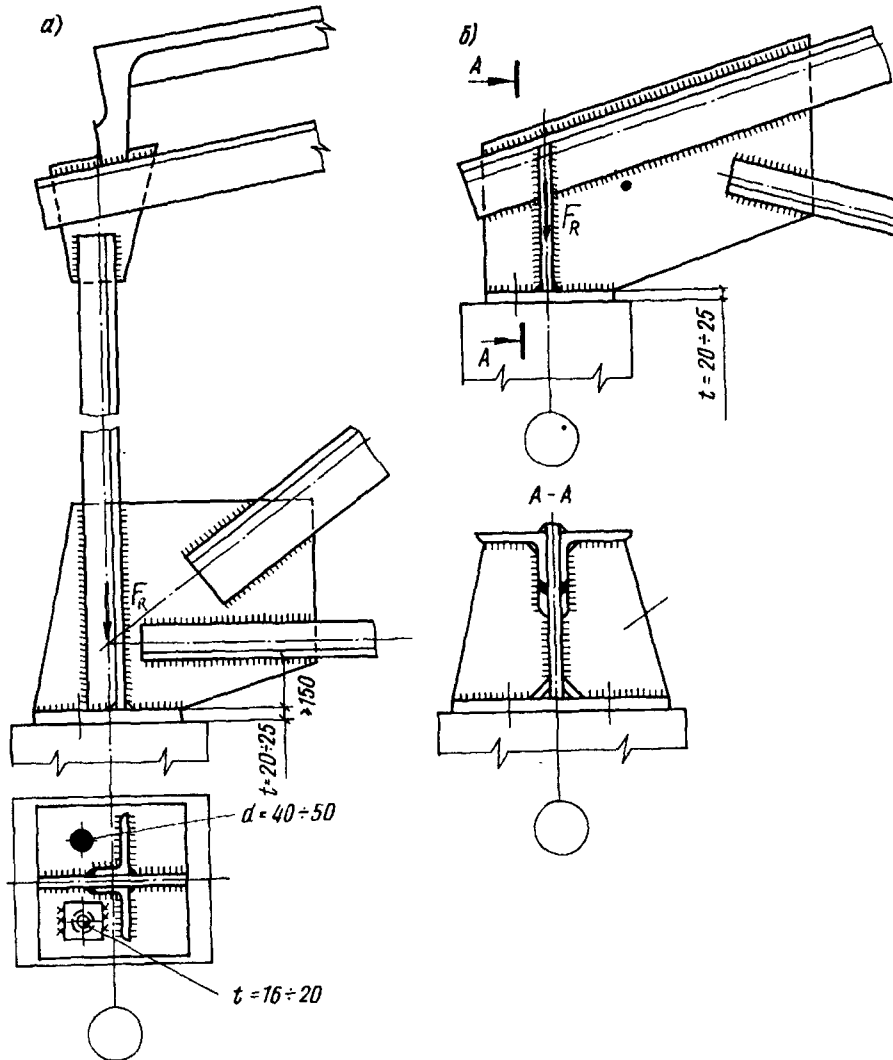


Рис. 9.22. Опорные узлы ферм из парных уголков
 а — опирание на уровне нижнего пояса; б — то же, верхнего пояса

печивают 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).

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

$$A_{пл} \geq FR/R_{оп}, \quad (9.19)$$

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 центрируют 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

$$FR/(k_f \sum l_w) \leq (R_w \beta)_{\min} \gamma_c. \quad (9.20)$$

Если торец 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 фасонки 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 фасонки со стенкой тавра рассчитывается на срез от усилия, равного разности усилий в примыкающих панелях пояса.

Изменение сечения пояса может быть осуществлено встык (рис. 9.23, в) или с помощью листовой вставки и накладки (рис. 9.23, г).

Укрупнительные стыки отпавочных 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 фасонки (рис. 9.23, з). В месте пересечения раскосы соеди-

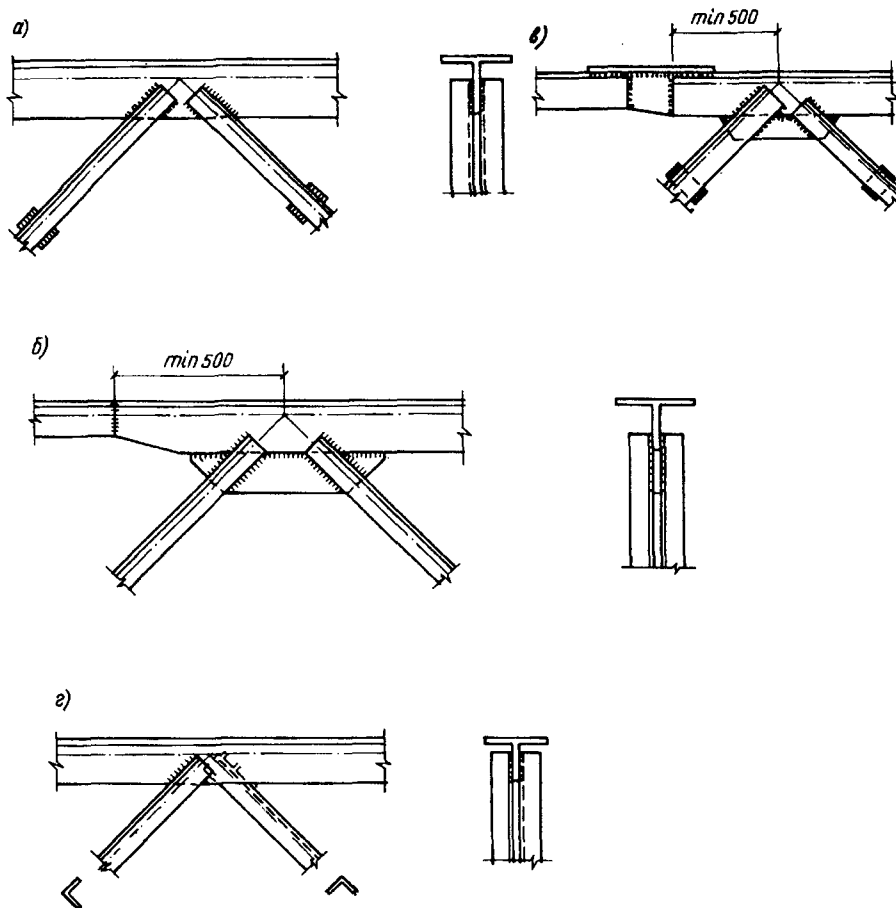


Рис. 9.23. Узлы ферм с поясами из тавров

a — узел без фасонки; *b* — 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

няются 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, *a*). При выполнении фигурной резки концов специальными машинами узлы с непосредственным примыканием дают высококачественное соединение с мини-

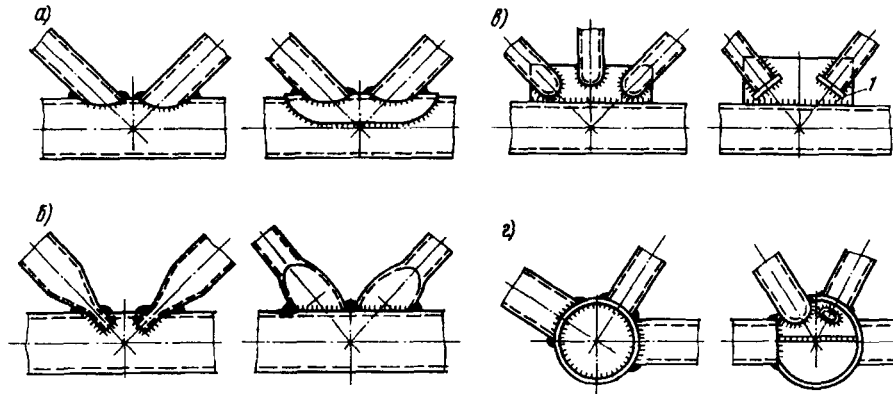


Рис. 9.24. Узлы трубчатых ферм

a — с непосредственным примыканием; *b* — со сплющиванием концов стержней; *в* — на фасонках; *г* — со вставками; *l* — заглушка

мальной 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.

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

$$N / (0,85 k_f l_w) \leq (R_w \beta) \min \gamma_c, \quad (9.21)$$

где 0,85 — коэффициент условия работы шва, учитывающий неравномерность распределения напряжения по длине шва; l_w — длина шва, определяемая по формуле

$$l_w = 0,5 \pi d \zeta [1,5(1 + \operatorname{cosec} \alpha) - \sqrt{\operatorname{cosec} \alpha}]. \quad (9.22)$$

Значение коэффициента ζ , зависящего от соотношения диаметра труб, приведены в табл. 9.3.

При недостаточной толщине пояса его можно усилить накладкой (рис. 9.24, *a*). Накладки вырезают из трубы того же диаметра, что и пояс,

Т а б л и ц а 9.3. Значения коэффициента ζ

d/D	0,2	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
ζ	1,00	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,08	1,12	1,22

или изгибают 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 (рис. 9.24,а). 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 веса 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

$$N / (\sigma D_{cp} t) \leq (R_w \beta)_{\min} \gamma_c, \quad (9.23)$$

где D_{cp} — 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 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

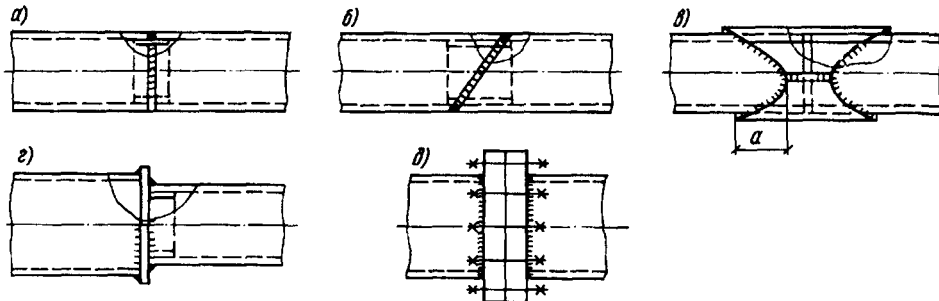


Рис. 9.25. Стыковые соединения труб

металлом. Толщину накладок и сварного шва рекомендуется принимать на 20% больше толщины стыкуемых труб.

Длина сварного шва при накладках с фигурными вырезами приблизительно определяется по формуле

$$l_w \approx 2n \sqrt{a^2 + (\pi D / 2n)^2}, \quad (9.24)$$

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.

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_p (из плоскости конструкции) следует принимать возможно большей, но не более $B - 3(t_n + t_p)$ из условия наложения продольных сварных швов и не менее 0,6 поперечного размера пояса B (t_n , t_p — толщина пояса и решетки).

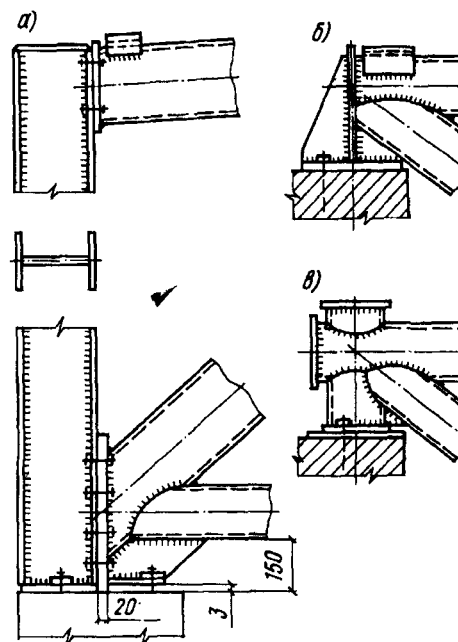


Рис. 9.26. Опорные узлы трубчатых ферм

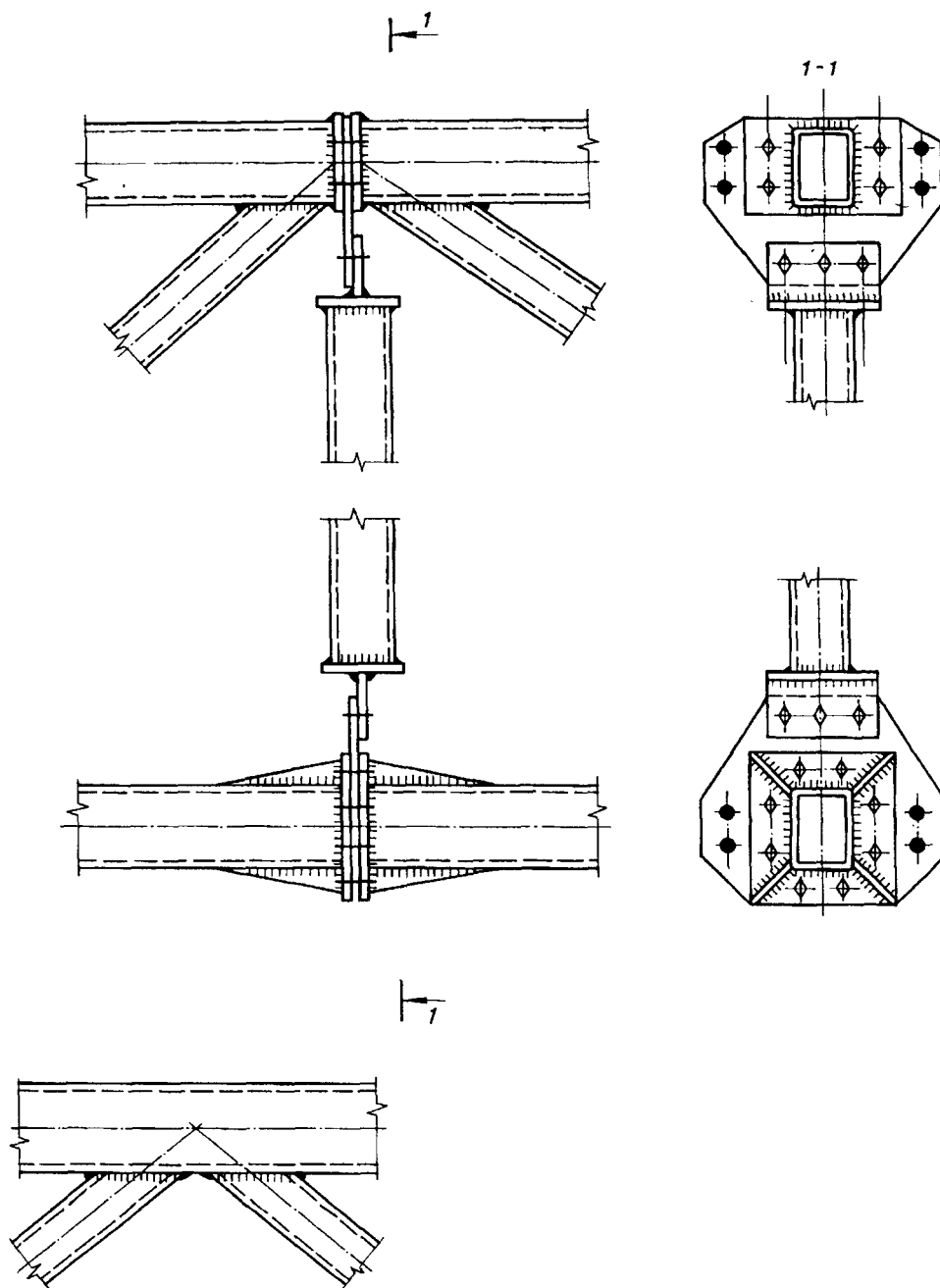


Рис. 9.27. Узлы ферм из гнутозамкнутых профилей

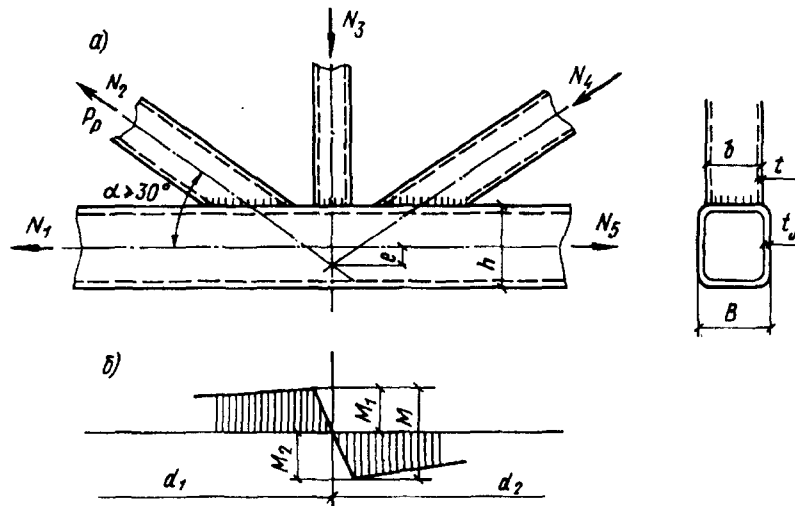


Рис. 9.28. Узел с расцентровкой осей стержней

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 $M = (N_2 - N_1)e$. 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:

$$M_1 \approx (d_2 / (d_1 + d_2)) M; \quad (9.25)$$

$$M_2 \approx (d_1 / (d_1 + d_2)) M, \quad (9.26)$$

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).

Фермы из открытых гнутых профилей. Узлы ферм из легких гнутых профилей во многих случаях также могут выполняться без фасонки.

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 не-

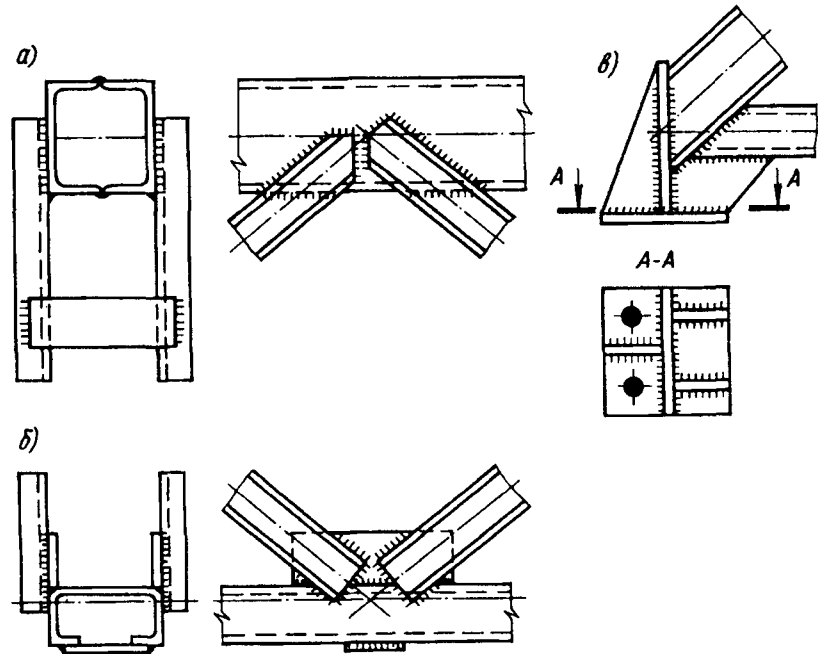


Рис. 9.29. Узлы ферм из открытых гнутых профилей

достаточна, 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 детализовочном (рабочем) чертеже показывают фасад отправочного элемента, планы верхнего и нижнего поясов, вид сбоку и, если нужно, 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. 13.24).

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 определяют требуемую длину стержней решетки, которая обычно назначается кратной 10 мм, и размеры фасонки. На чертеже указываются размеры сварных швов и расположение отверстий для болтов.

На детализировочном 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 возможно более строго выдерживать центриацию 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 центриацию 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°C .

При размещении стыков поясов в узлах несколько усложняется конструкция узла, однако число болтов (при болтовых узлах) уменьшается.

При выполнении соединения на монтаже не всегда удастся обеспечить надлежащее качество сварных швов. Кроме того, чтобы избежать сварки в вертикальном и потолочном положении, необходимо кантовать ферму, что также трудно сделать в монтажных 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 сечении 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 фасонки, целесообразно в местах стыков поясов усиливать фасонки наружными накладками. Число болтов, прикрепляющих накладку, увеличивается на 10%

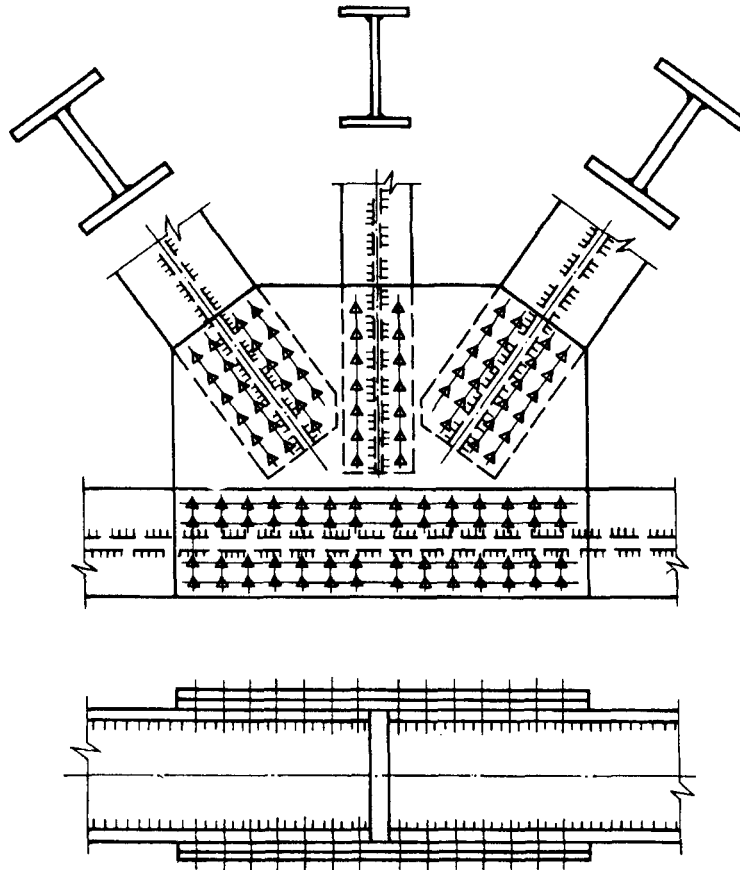


Рис. 9.30. Узел тяжелой фермы на болтах

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 многошпindelным 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 рисков, 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. 18) 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 предварительного напряжения является натяжение их затяжек 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 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 уменьшить 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

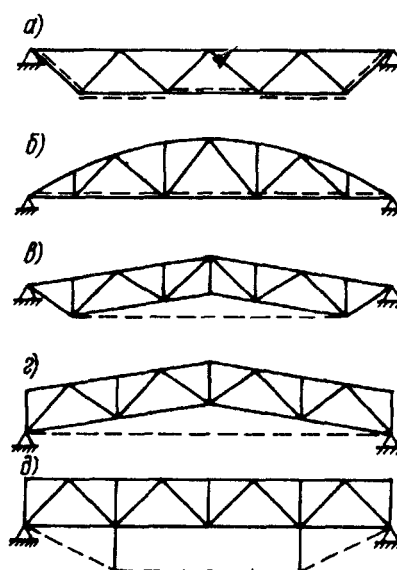


Рис. 9.31. Размещение затяжек в предварительно напряженных фермах

¹Гибшман Е.Е. Проектирование металлических мостов. — М.: Транспорт, 1969.

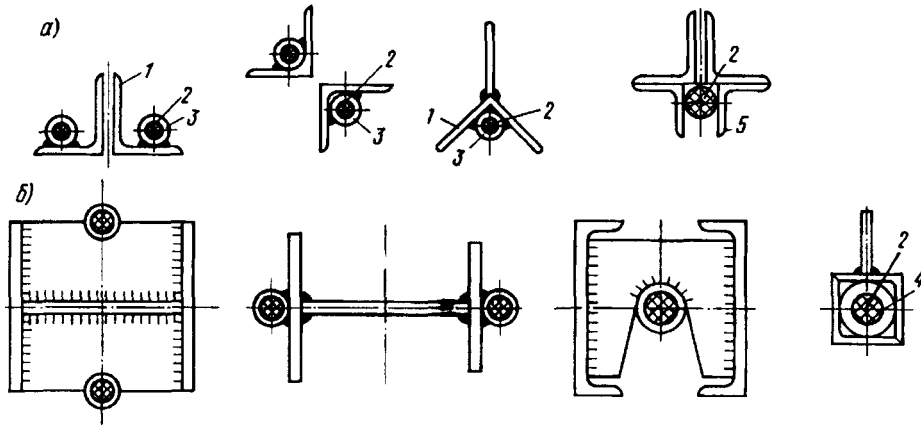


Рис. 9.32. Размещение затяжек по сечению стержней в легких (а) и тяжелых (б) фермах
1 — стержень; 2 — затяжка; 3 — диафрагма; 4 — отрезок трубы; 5 — отрезок уголка

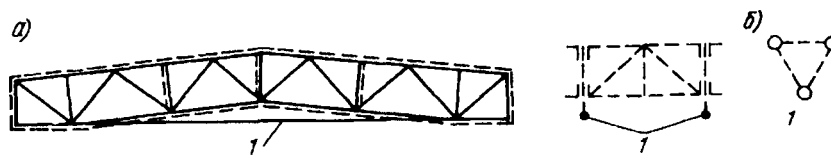


Рис. 9.33. Компоновка пространственных блоков при выносных затяжках
1 — затяжка

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 от потери устойчивости 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 загрузка фермы на первом этапе частью постоянной нагрузки,

затем создание предварительного напряжения и на третьем этапе загрузка фермы оставшейся частью постоянной и временной нагрузок.

Наиболее эффективно многоступенчатое предварительное напряжение: первый этап — частичное предварительное напряжение; второй — загрузка частью постоянной нагрузки; третий — повторное натяжение затяжки; четвертый — загрузка оставшейся частью постоянной нагрузки; пятый — еще одно натяжение затяжки; шестой — загрузка временной эксплуатационной нагрузкой.

При рационально выбранной 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 "Металлические конструкции" [3].

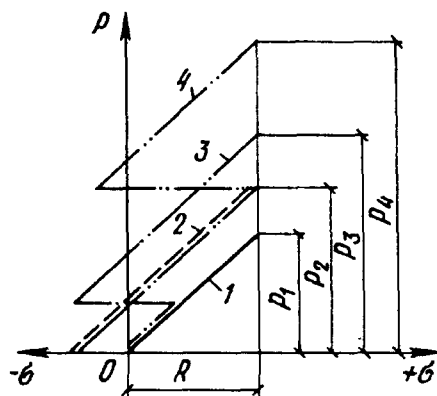


Рис. 9.34. Работа стержня при различной последовательности предварительного напряжения и загрузки фермы

1 — без предварительного напряжения; 2 — предварительное напряжение — нагрузка; 3 — нагрузка — предварительное напряжение — нагрузка; 4 — предварительное напряжение — нагрузка, предварительное напряжение — нагрузка, предварительное напряжение — нагрузка

Р а з д е л П. КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

ГЛАВА 10. ОСНОВНЫЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА 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). В настоящее время строится больше многопролетных (с числом пролетов два и более) зданий.

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 веса ограждающих конструкций, технологического оборудования, атмосферные нагрузки и воздействия, нагрузки от внутрицехового транспорта (мостовые, подвесные, консольные краны), температурные технологические воздействия и т.п., может выполняться из железобетона, смешанным (т.е. частично конструкций — железобетонные, частично — стальные) и стальным. Выбор материала каркаса является важной технико-экономической задачей.

Пример конструктивной схемы стального каркаса двухпролетного производственного здания показан на рис. 10.1.

По виду внутрицехового транспорта здания подразделяются на бескрановые, с мостовыми кранами, с подвесными кранами, с подвесными конвейерами. Выбор вида транспорта определяется массой грузов и траекториями их перемещения.

При стабильных, многократно повторяющихся траекториях наиболее удобны наземные и подвесные конвейеры, и значительное число современных зданий оборудуется именно таким транспортом. 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 мо-

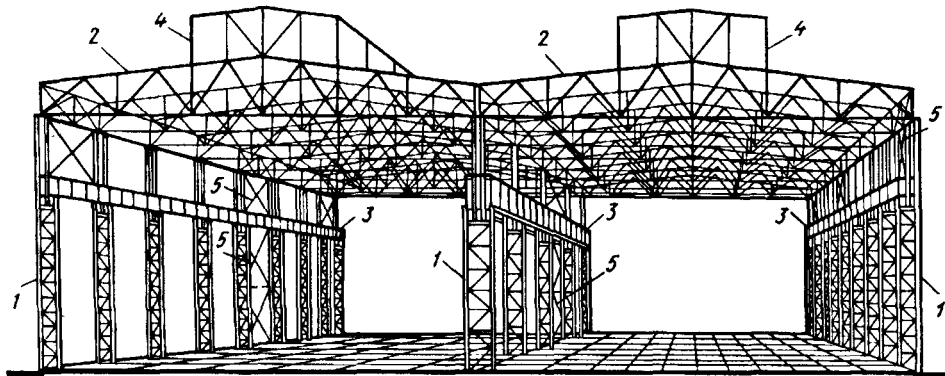


Рис. 10.1. Конструктивная схема каркаса двухпролетного производственного здания
 1 — колонны; 2 — стропильные фермы; 3 — подкрановые балки; 4 — светоаэрационные фонари;
 5 — связи между колоннами

стовых кранов. Например, конвертерный цех (с тремя конвертерами 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 габаритами 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 средств (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 разделены 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 перерывами, 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°C, 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/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/год), слабая (до 0,05 мм/год), средняя (до 0,1 мм/год) и сильная (свыше 0,1 мм/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 на эффективные защитные покрытия.

В некоторых зданиях стальные конструкции подвергаются высоким тепловым воздействиям (нагрев до температуры 150°C и выше), и случайным воздействиям расплавленного металла или огня. При нагреве стальных конструкций до температуры свыше 100—150°C разрушается их защитное ла-

кокрасочное покрытие, при нагреве свыше 200—300°C происходят искривление и коробление элементов (особенно при неравномерном нагреве), а при нагреве свыше 400—500°C снижаются прочностные свойства стали. При проектировании металлических конструкций таких зданий нужно предусматривать специальную защиту конструкций от чрезмерного нагрева. При длительном воздействии лучистой или конвекционной теплоты или при кратковременном непосредственном воздействии огня применяют 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°C), с учетом возможности хрупкого разрушения стали 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 . В зависимости от степени ответственности все здания и сооружения разделены на три класса. К первому классу ответственности относятся здания и сооружения, имеющие особо важное народнохозяйственное значение — главные корпуса ГЭС, АЭС и т.д. Для них коэффициент γ_n принят равным 1,0. Большинство производственных зданий относится ко второму классу, и при расчете их конструкций вводится коэффициент $\gamma_n = 0,95$. На этот коэффициент следует делить предельные значения несущей способности и деформаций или умножать расчетные значения нагрузок (усилий).

10.1.2. Экономические факторы. К экономическим факторам прежде всего относятся затраты, связанные с возведением сооружения; они включают 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 необходимом состоянии и т.д.). При проектировании конструкций здания все это необходимо учитывать и находить оптимальное технико-экономическое решение, наилучшим образом удовлетворяющее всем условиям.

На изготовление каркасов расходуется более 50% всей стали, используемой для стальных строительных конструкций. 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 ком-

поновке 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, использование предварительного напряжения.

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 сечений).

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 разведения 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.

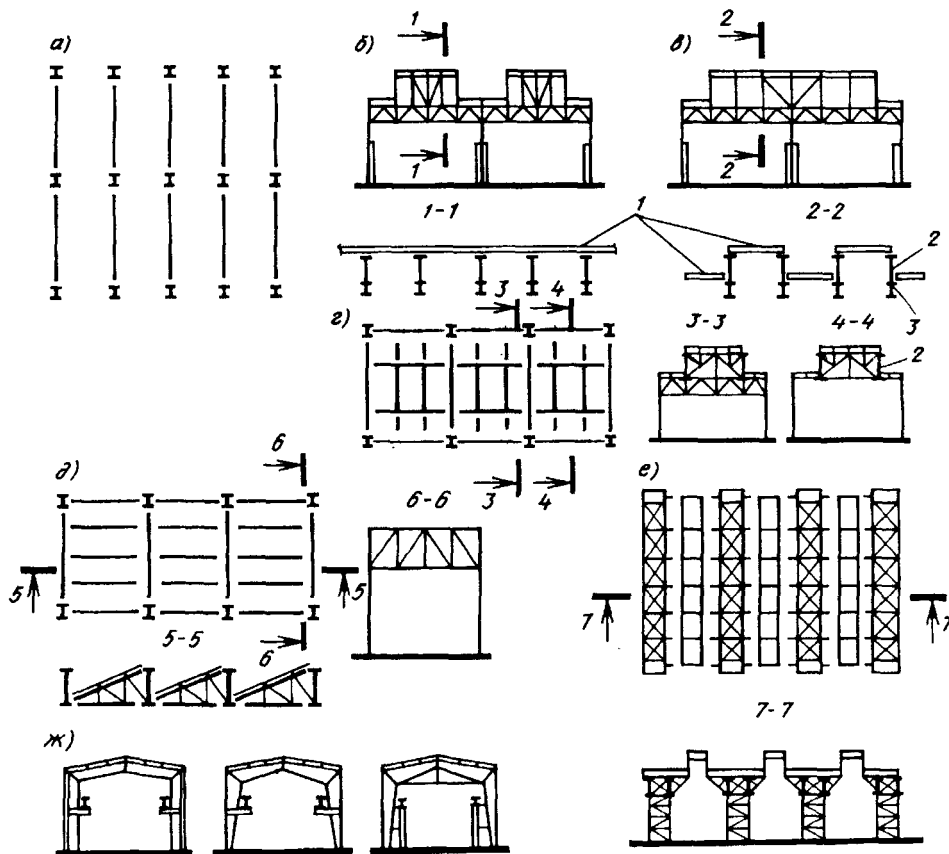


Рис. 10.2. Конструктивные схемы каркасов
 1 — панели покрытия; 2 — фонарь; 3 — ферма

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 подстропильных 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 крепления фермы к колонне обеспечивает передачу моментов, и в расчетной схеме принимается жесткий узел. При жестком сопряжении горизонтальные перемещения рам меньше, чем при таких же воздействиях на раму с шарнирным сопряжением.

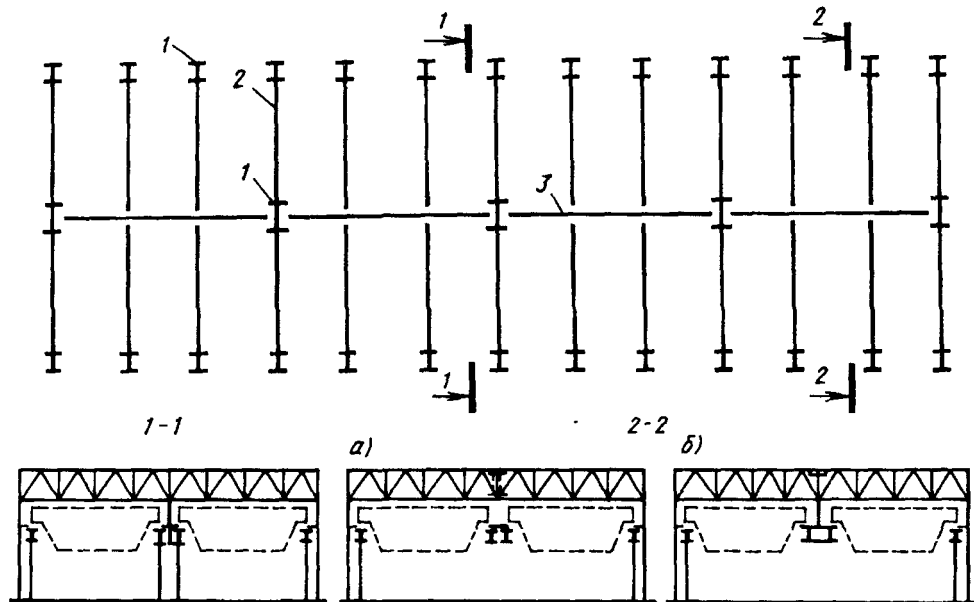


Рис. 10.3. Конструктивные схемы каркасов при большом шаге колонн средних рядов
1 — колонна; 2 — стропильная ферма; 3 — подстропильная ферма

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 рекомендовать главным образом для однопролетных каркасов большой высотой при кранах ВТ и Т режимов работы. 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, и 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).

Опирающие колонны на фундаменты в плоскости рам обычно проектируются 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

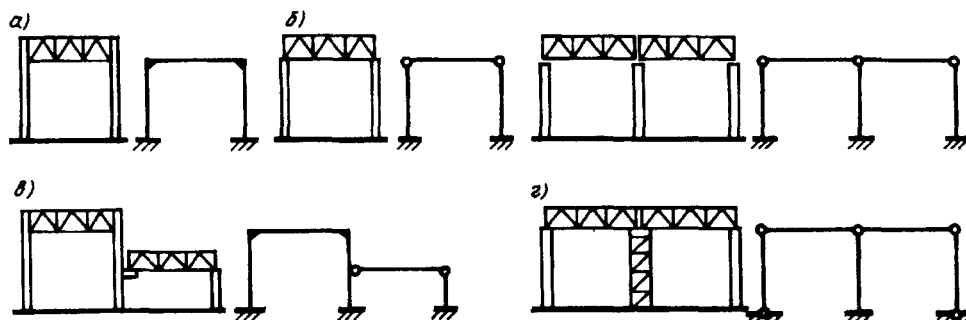


Рис. 10.4. Виды сопряжения ригеля с колонной и расчетные схемы поперечных рам

нагрузки работает отдельно 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 в виде 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 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 м 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 м 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).

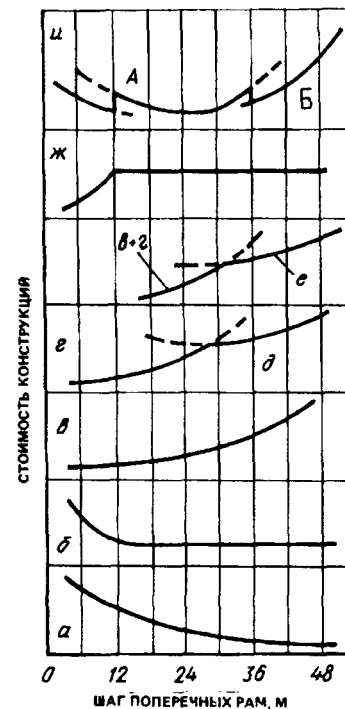


Рис. 10.5. Изменение стоимости конструкций на 1 м² площади цеха в зависимости от шага поперечных рам

График суммарной стоимости, а также других экономических показателей (массы стали, удельной трудоемкости изготовления и монтажа, приведенных затрат) 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

Проектирование каркаса производственного здания начинают с выбора конструктивной схемы и ее компоновки. Исходным материалом является технологическое задание, в котором даются расположение и габариты 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 габариты здания, назначаются и взаимосвязываются размеры основных конструктивных элементов каркаса.

11.1. Размещение колонн в плане

Размещение колонн в плане принимают с учетом технологических, конструктивных и экономических факторов. Оно должно быть увязано с габаритами технологического оборудования, его расположением и направлением грузопотоков. Размеры фундаментов под колонны увязывают с расположением и габаритами 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 м (иногда 3 м); для производственных зданий $l = 18; 24; 30; 36$ м и более. Расстояния между колоннами в продольном направлении (шаг колонн) также принимают кратными 6 м. Шаг колонн однопролетных зданий (рис. 11.1), а также шаг

крайних (наружных) колонн многопролетных зданий обычно не зависит от расположения технологического оборудования и 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 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 по

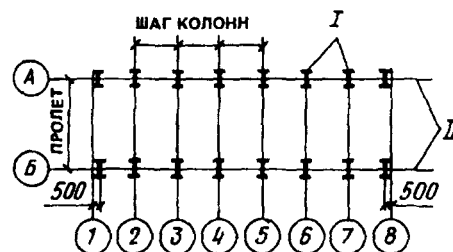


Рис. 11.1. Размещение колонн однопролетного здания

I, II — соответственно поперечные и продольные разбивочные оси

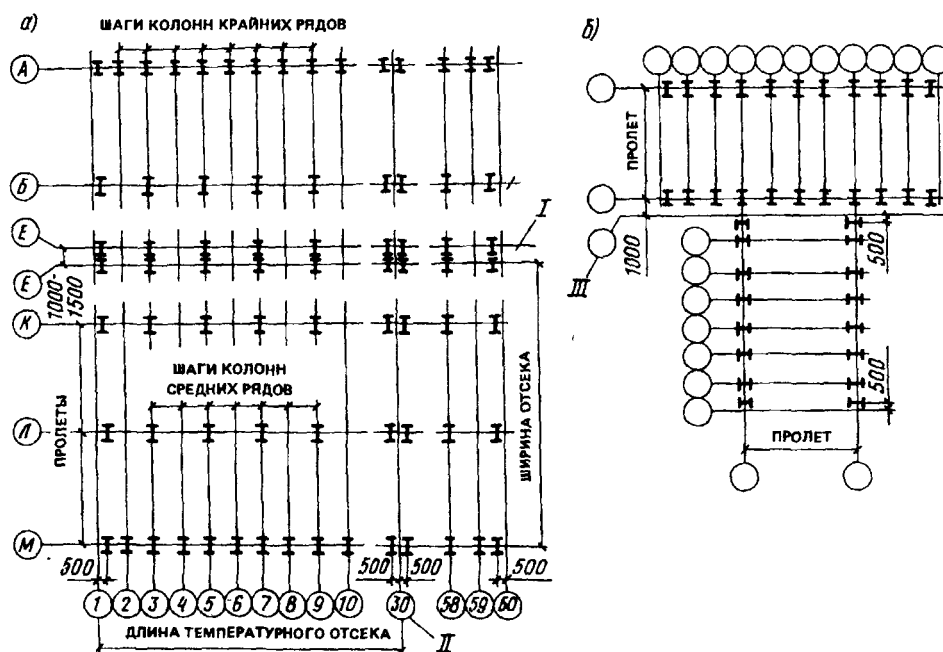


Рис. 11.2. Размещение колонн многопролетных зданий

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

Т а б л и ц а 11.1. Предельные размеры температурных блоков зданий, м

Характеристика здания	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 цехи	200(140)	120(90)	45	45

Примечание. Размеры в скобках даны для зданий, эксплуатируемых при расчетных зимних температурах наружного воздуха от -40 до -65°C .

перечными 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. 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 (см.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 габариты здания зависят от технологических условий производства и определяются расстоя-

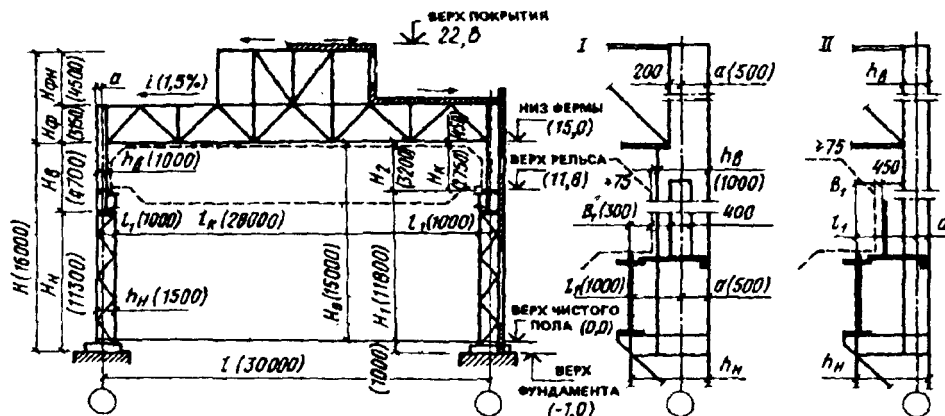


Рис. 11.3. Схема поперечной рамы однопролетного здания
(в скобках — размеры, определенные в примере компоновки)

ниями 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

$$H_2 = (H_k + 100) + f,$$

где $H_k + 100$ — 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).

Габариты 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 (обуславливается требуемой высотой подъема изделия над уровнем пола).

Размер H_0 принимается кратным 1,2 м до высоты 10,8 м, а при большей высоте — кратным 1,8 м 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 м.

Далее устанавливают размеры верхней части колонны H_v , нижней части H_n и высоту у опоры ферм H_f . Высота верхней части колонны

$$H_v = h_b + h_p + H_2,$$

где h_b — высота подкрановой балки, которая предварительно принимается равной $1/8—1/10$ пролета балки (шага колонн); h_p — высота кранового рельса, принимаемая предварительно равной 200 мм.

Окончательно уточняют значение H_B после расчета подкрановой балки. Размер нижней части колонны, мм,

$$H_{и} = H_0 - H_B + (600...1000),$$

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

$$H = H_B + H_{и}.$$

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 прочности и 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 $1/20$ высота 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_B назначают аналогично (450, 700 мм), но не менее $1/12$ ее высоты H_B (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 путей. Для выполнения этих работ должен быть обеспечен безопасный проход вдоль пути, поэтому в стенках верхних частей колонн

устройства 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,

$$l_1 \geq B_1 + (h_b - a) + 75,$$

где B_1 — размер части кранового моста, выступающей за ось рельса, принимаемый по ГОСТу на краны (см. прил. I); 75 мм — зазор между краном и колонной, по требованиям безопасности принимаемый по ГОСТу на краны.

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_k 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

$$h_n = l_1 + a.$$

С учетом обеспечения жесткости цеха в поперечном направлении высота сечения нижней части колонны назначается не менее $1/20H$, а в цехах с интенсивной работой мостовых кранов — не менее $1/15H$.

Верхнюю часть колонны обычно проектируют сплошной, двутавровой 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) ис-

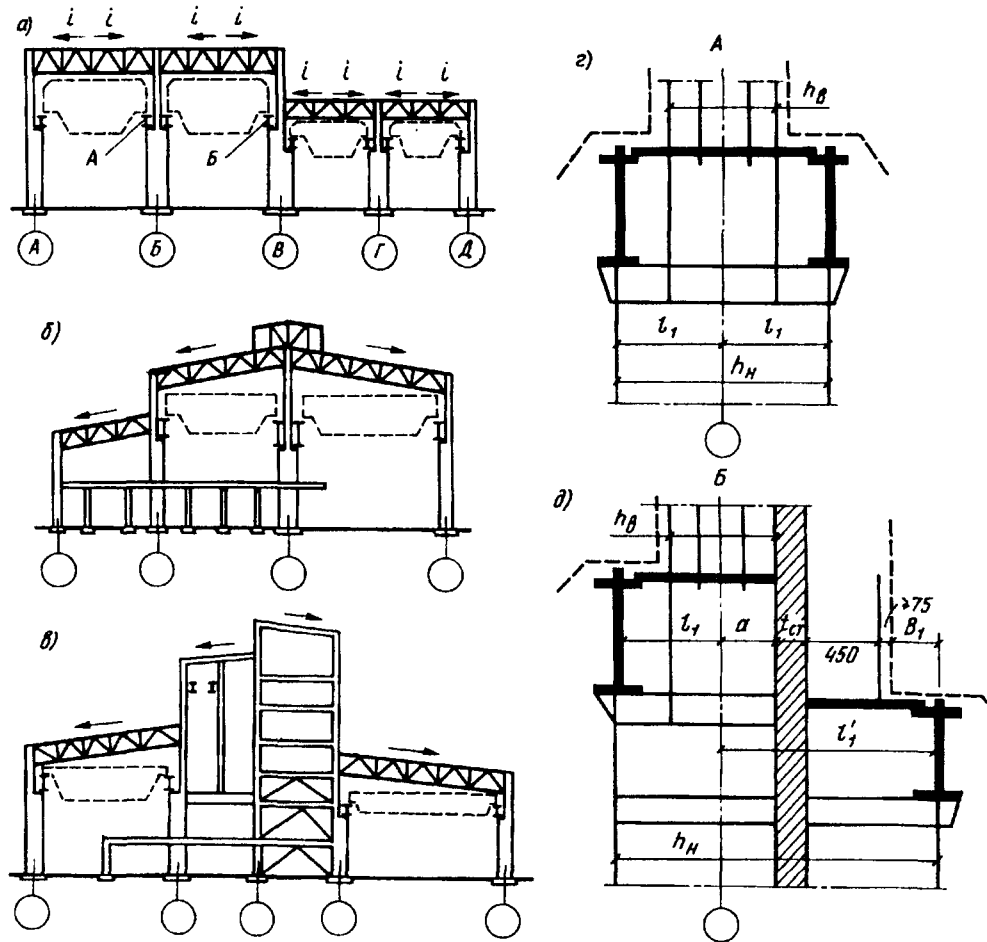


Рис. 11.4. Примеры схем поперечных рам многопролетных зданий

пользуют 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 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 движутся 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_v в зависимости от грузоподъемности кранов и высоты колонны принимают 400, 700, 1000 мм. Высота сечения нижней части $h_n = 2l_1$ (рис. 11.4,з).

При наличии в смежных пролетах кранов разной грузоподъемности может оказаться, что привязка l_1 крановых рельсов к оси колонны для правого и левого кранов различны, и нижняя часть колонны будет асимметрична относительно 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 мм — габарит прохода с ограждением; B_1 — выступающая за рельс часть крана; 75 мм — необходимый зазор между краном и ограждением прохода.

Размер l_1 принимают с округлением до 250 мм в большую сторону. Высота сечения нижней части колонны $h_n = l_1 + l_1'$ 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_k — по прил. I):

$$H_2 \geq (H_k + 100) + f = 2750 + 100 + 300 = 3150 \text{ мм};$$

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 подкраинового рельса можно увеличить до $15 - 3,2 = 11,8$ м. При высоте подкрановой балки с рельсом, равной $\frac{1}{8}$ ее пролета, $H_B = (h_6 + h_p) + H_2 = 1500 + 3200 = 4700$ мм. При заглублении базы колонны на 1000 мм ниже пола $H_H = H_0 - H_B + 1000 = 15\,000 - 4700 + 1000 = 11\,300$ мм. Полная высота колонн $H = H_B + H_H = 16\,000$ мм; $H_{\text{ф}} = 3150$ мм; $H_{\text{фн}} = 4500$ мм.

Горизонтальные размеры назначают следующим образом (B_1 — по прил. I). Поскольку в теле колонны необходим проход, привязка $a = 500$ мм, высота сечения верхней части колонны $h_b = 1000$ мм $> H_B/12 = 4700/12 = 390$ мм. В пределах высоты фермы высоту сечения колонны назначаем 700 мм (см. рис. 11.3.1); $l_1 = B_1 + (h_b - a) + 75 = 300 + (1000 - 500) + 75 = 875$ мм. Назначаем $l_1 = 1000$ мм (кратно 250 мм); $h_H = l_1 + a = 1000 + 500 = 1500$ мм. Пролет мостового крана $l_k = l - 2l_1 = 30\,000 - 2 \cdot 1000 = 28\,000$ мм.

Сечение верхней части колонны назначаем сплошностеичатым 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 шатра).

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 работают на растяжение при любом направлении сил, передаваемых на диск, 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

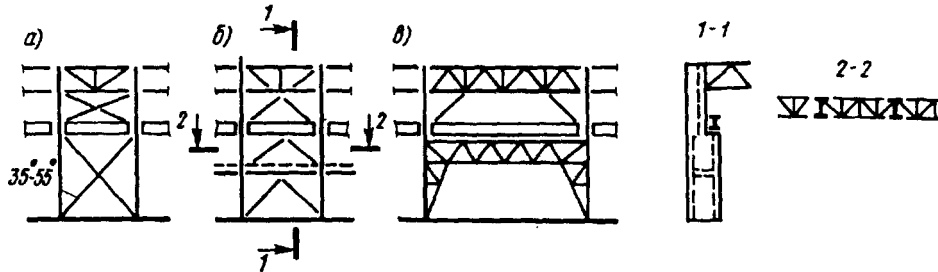


Рис. 11.5. Схемы конструкций жестких дисков связей между колоннами

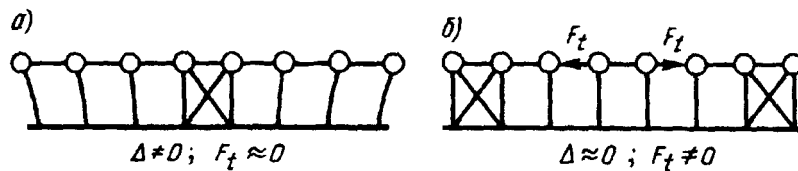


Рис. 11.6. Схемы температурных перемещений и усилий

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, б). 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 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).

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)

По торцам здания крайние колонны соединяют между собой гибкими верхними связями (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.

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 порталные связи (см. рис. 11.5,в).

Связи, устанавливаемые в пределах высоты ригелей в связевом блоке и торцевых шагах, проектируют в виде самостоятельных ферм (монтажного элемента); в остальных местах ставят распорки.

Особое внимание следует уделять компоновке связей между колоннами в горячих цехах при применении неразрезных подкрановых балок или большим 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, и ее температурные деформации стеснены. Обследования и экспериментальные исследования работы таких цехов показывают, что несмотря на выполнение требований норм проектирования, в

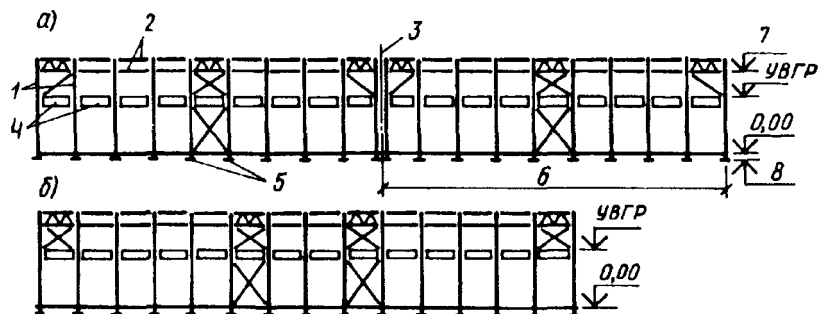


Рис. 11.7. Расположение связей между колоннами в зданиях

а — коротких (или температурных отсеках); б — длинных; 1 — колонны; 2 — распорки; 3 — ось температурного шва; 4 — подкрановые балки; 5 — связевой блок; 6 — температурный блок; 7 — низ ферм; 8 — низ башмака

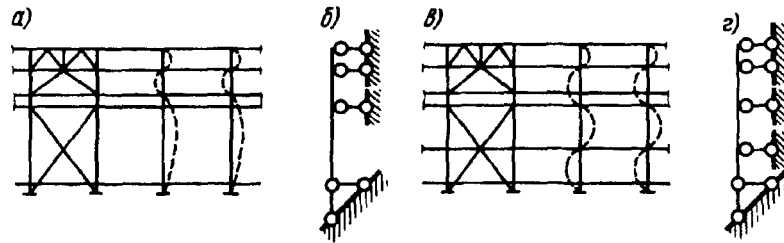


Рис. 11.8. Связи между колоннами и расчетные схемы колонн из плоскости рам

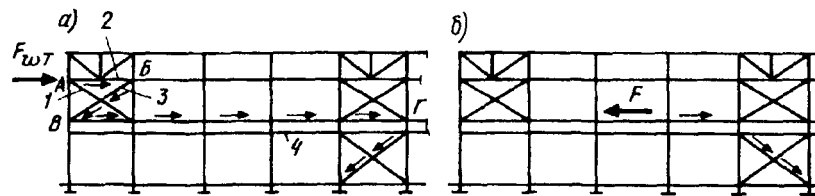


Рис. 11.9. Работа связей между колоннами при воздействии
а — ветровой нагрузки на торец здания; б — мостовых кранов

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.

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 В. 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). Сечения связей выполняются из уголков, швеллеров, прямоугольных и круглых труб.

При большой длине элементов связи, воспринимающие небольшие усилия, рассчитываются по предельной гибкости, которая для сжатых элементов связей ниже подкрановой балки равна $210-60\alpha$ (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.

Для закрепления плит и прогонов от продольных смещений устраиваются поперечные связи по верхним поясам ферм, которые целесообразно располагать в торцах цеха с тем, чтобы они (вместе с поперечными горизонтальными связями по нижним поясам ферм и вертикальными связями) обеспечивали пространственную жесткость покрытия. При большой длине здания

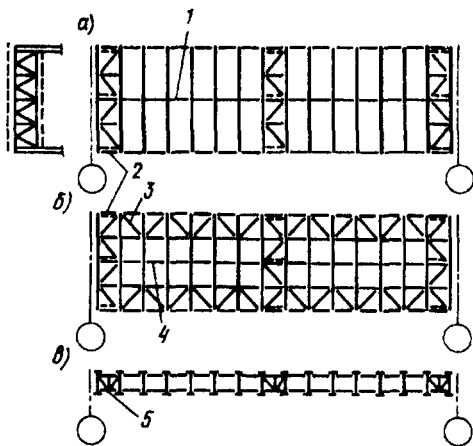


Рис. 11.10. Связи между фермами

a — по верхним поясам ферм; *б* — по нижним поясам ферм; *в* — вертикальные; 1 — распорка в коньке; 2 — поперечные связевые фермы; 3 — продольная связевая ферма; 4 — растяжка по нижнему поясу; 5 — вертикальные связи

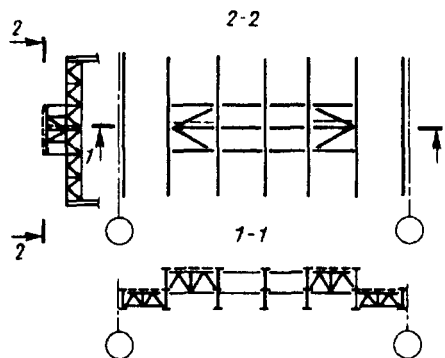


Рис. 11.11. Связи между фонарями

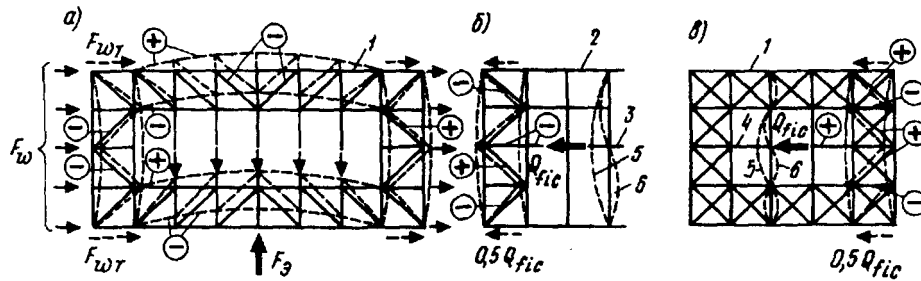


Рис. 11.12. Работа связей покрытия

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

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. 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 усилия, 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 устанавливаются 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, и 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 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} (см. 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 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

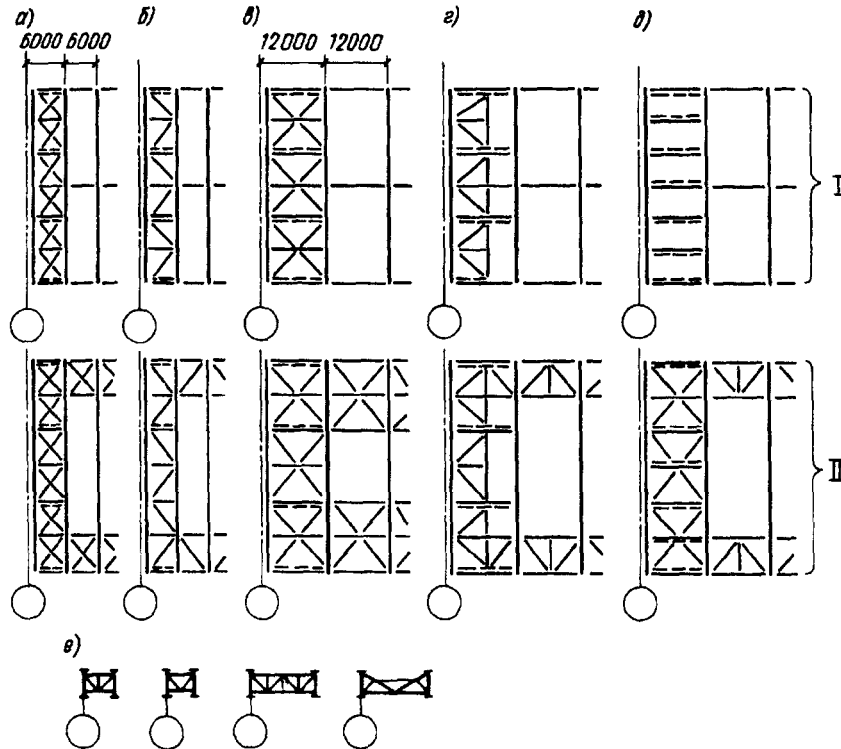


Рис. 11.13. Схемы систем связей по покрытию
 I, II — связи соответственно по верхним и нижним поясам ферм

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, и 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.

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 пере-

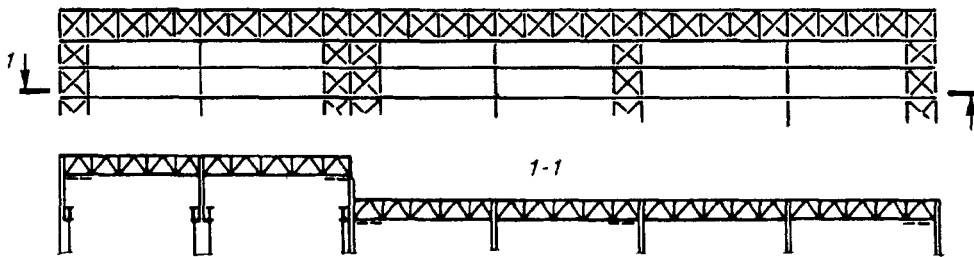


Рис. 11.14. Размещение связей по поясам ферм в многопролетных зданиях

пады 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 и 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, и сечение их подбирается исходя из сжатия.

Растянутый нижний пояс ферм не может потерять устойчивость, и 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

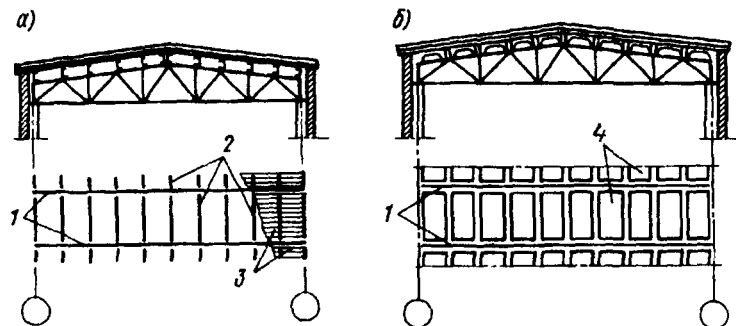


Рис. 11.15. Схемы покрытий

а — по прогонам; б — беспрогонное; 1 — стропильные фермы; 2 — прогоны; 3 — кровельные плиты; 4 — крупнопанельные плиты

м устанавливают прогоны, на которые укладывают мелкогабаритные кровельные листы — настилы (рис. 11.15,а). Во втором случае непосредственно на стропильные фермы укладывают крупногабаритные 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 весовые 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 крупногабаритных 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 неотоп-

Т а б л и ц а 11.3. Нагрузки от веса 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 ¹ , удельная плотность ρ , кг/м ³ :			
пенобетон, $\rho = 600$	—	1,3	—
минераловатные плиты, $\rho = 100—300$	—	1,2	—
пенопласт, $\rho = 50$	—	1,2	—
Пароизоляция из одного слоя рубероида или фольгоизола	0,5	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:			
3х6	1,6	1,1	1,75
3х12	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:			
3х6	0,10—0,15	1,05	0,105—0,16
3х12	0,15—0,25	1,05	0,16—0,26
Стропильные фермы ²	0,10—0,40	1,05	0,105—0,42
Подстропильные фермы ²	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

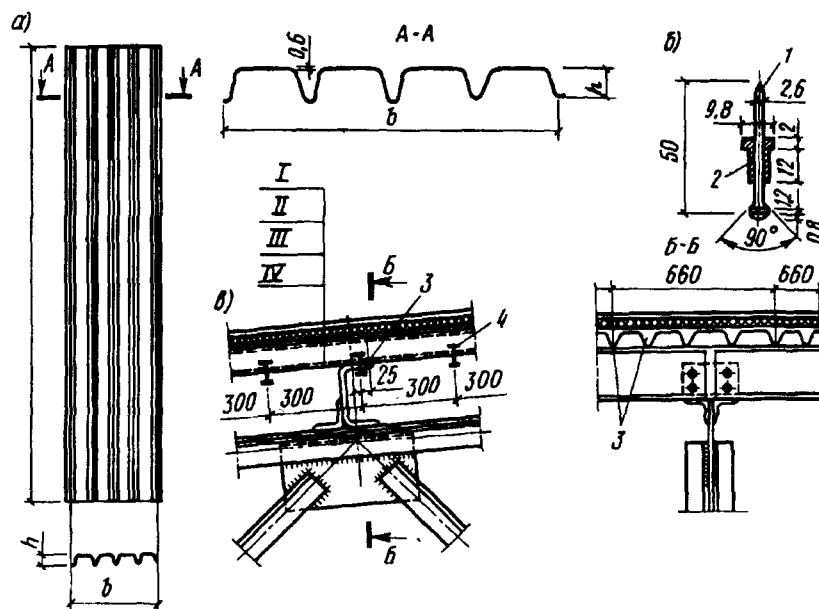


Рис. 11.16. Теплая кровля по стальному профилированному настилу

a — 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

ливаемых зданий, а также горячих цехов, имеющих избыточные тепловыделения от технологических агрегатов)¹.

Для теплых кровель в качестве несущих элементов, укладываемых по прогонам, широко используется стальной профилированный настил. Применяют также мелкогабаритные 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 из мягкой кровли.

Профилированный настил (рис. 11.16) изготавливают 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/м².

¹Чтобы избежать конденсации влаги, в цехах с избыточным тепловыделением иногда устраивают утепленные покрытия.

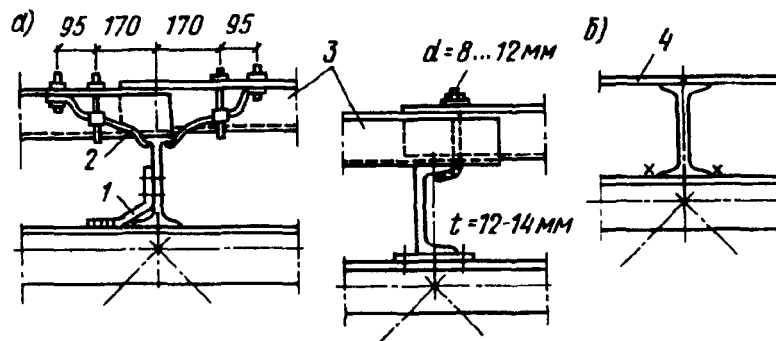


Рис. 11.17. Узел крепления волнистых (а) и плоских стальных (б) листов к прогонам
 1 — гнутый лист, $t = 8-10$ мм; 2 — кляммеры; 3 — волнистые листы;
 4 — стальной лист, $t = 3-4$ мм

Холодные кровли выполняют 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 — $15-20 \text{ кг/м}^2$. Алюминиевые волнистые листы имеют толщину 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 $\frac{1}{4}$, а для стальных и алюминиевых — не менее $\frac{1}{6}$.

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, $\frac{1}{8}-\frac{1}{12}$. 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 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 большой собственный вес ($1,4\text{--}2,1 \text{ кН/м}^2$), 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—86, 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.

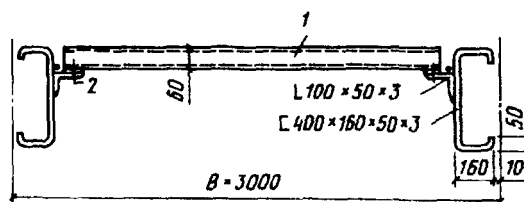


Рис. 11.19. Стальная панель для теплой кровли
1 — профилированный настил; 2 — самонарезающие винты

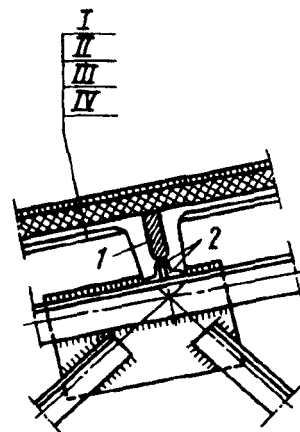


Рис. 11.18. Узел кровли по крупнопанельным плитам
1 — заливка швов; 2 — закладные уголки; I — гидроизоляционный ковер; II — асфальтовая стяжка; III — утеплитель; IV — крупнопанельные плиты

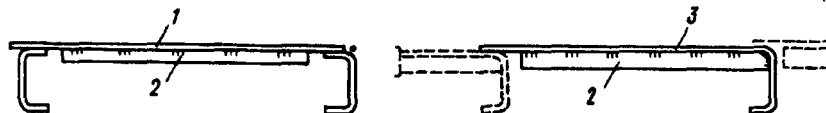


Рис. 11.20. Примеры конструкций панелей для холодных кровель
 1 — стальной лист, $t = 3-4$ мм; 2 — ребра, $t = 4-6$ мм; 3 — гнутый лист, $t = 3-4$ мм

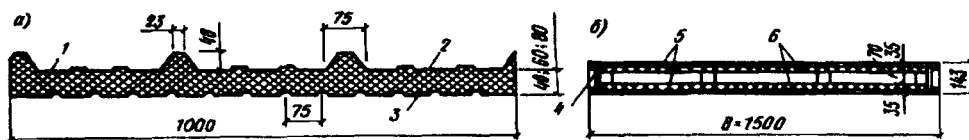


Рис. 11.21. Панели из алюминиевых сплавов
 а — трехслойная; б — каркасная; 1 — жесткий утеплитель; 2 — наружная обшивка; 3 — внутренняя обшивка; 4 — ребра из бакелизированной фанеры; 5 — утеплитель из пенопласта; 6 — алюминиевые листы, $t = 1,5$ мм

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 целесообразно 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 и 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.

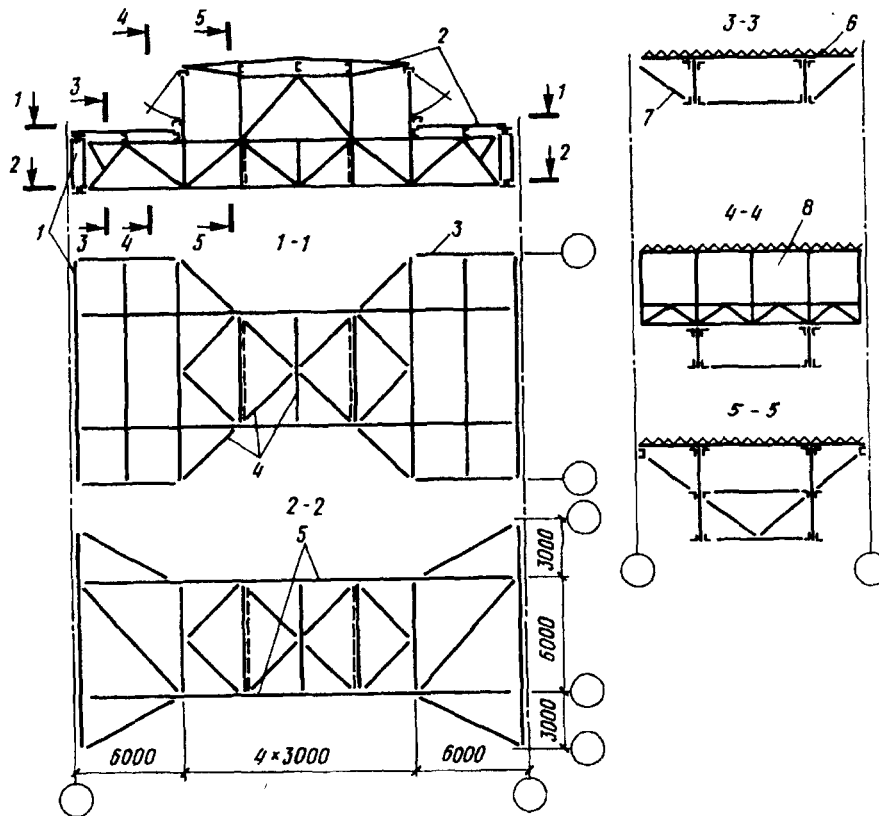


Рис. 11.22. Схема монтажного блока покрытия

1 — подстропильная ферма; 2 — профилированный настил; 3 — продольная балка; 4 — связи; 5 — стропильные фермы; 6 — прогон; 7 — подкос; 8 — фонарная панель

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. Прогон имеет 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 обуславливают в конечном итоге экономический эффект применения этого способа. Практика применения и эко-

номические расчеты показывают, что конвейерный способ монтажа становится рациональным для зданий с площадью кровли 30—50 тыс.м² и более.

При меньшей площади кровли часто целесообразен блочный метод монтажа, при котором блок (например, по 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 — прокатные обычные и широкополочные, а также сварные двутавры, сплошные составные из швеллеров и сквозные из швеллеров (прокатных или гнутых) (рис. 11.23,б). 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,

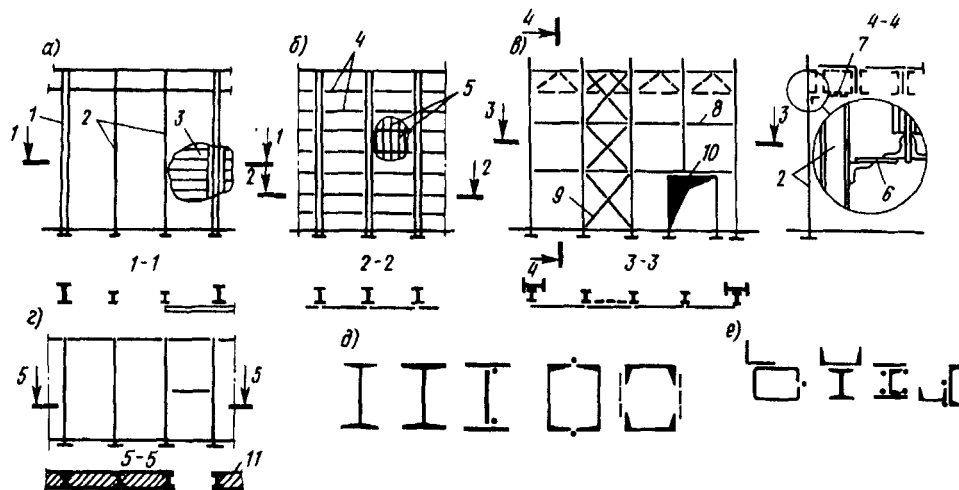


Рис. 11.23. Схемы конструкций фахверка и сечения его элементов

1 — колонны; 2 — стойки фахверка; 3 — стеновые панели; 4 — ригели фахверка; 5 — стеновые листы; 6 — листовый шарнир; 7 — связи по нижнему поясу ферм; 8 — горизонтальная распорка связей; 9 — вертикальные связи фахверка; 10 — надворотный ригель; 11 — кирпичная стена

стальные, алюминиевые листы) кроме стоек предусматриваются ригели (рис. 11.23,б), к которым и крепятся стеновые листы. Ригели воспринимают вертикальные и горизонтальные нагрузки (от веса стенового ограждения и ветровой нагрузки), и 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 (рис. 11.23,а), 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,з).

Стойки фахверка работают на внецентренное сжатие от эксцентрично приложенного веса 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 $F_{\theta cp}$ передается на связи по нижним поясам ферм (см. рис. 11.12).

Ригели фахверка работают как балки на косоу 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,з) и если $h \geq 0,75l$, то при определении пролетного момента следует принимать нагрузку с высоты, равной $0,6l$. Опорные реакции ригели 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 должно 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 3х3 м, для железнодорожного транспорта — 4,7х5,6 (большой размер по высоте). Размеры других транспортных проемов решаются индивидуально при проектировании

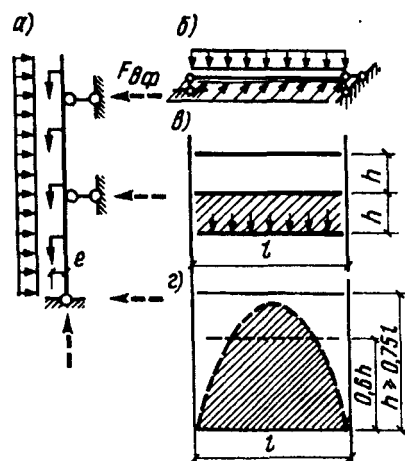


Рис. 11.24. К расчету элементов фахверка

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. п. 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 (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 узлов рамы, т.е. принять ригель бесконечно жестким (рис. 12.1,д,е). Это приближение сокращает число неизвестных (например, при схеме "д" — одно неизвестное, а при схеме "е" — три).

Приближение не дает больших погрешностей, если отношение жесткости ригеля к жесткости стойки достаточно велико:

$$k \geq 6 / (1 + 1,1\sqrt{\mu}) \quad (12.1)$$

$$k = I_p H / I_n l; \quad \mu = I_n / I_v - 1,$$

где I_n, I_v, I_p — моменты инерции соответственно нижней и верхней частей колонны и ригеля; l — пролет ригеля; H — высота колонны.

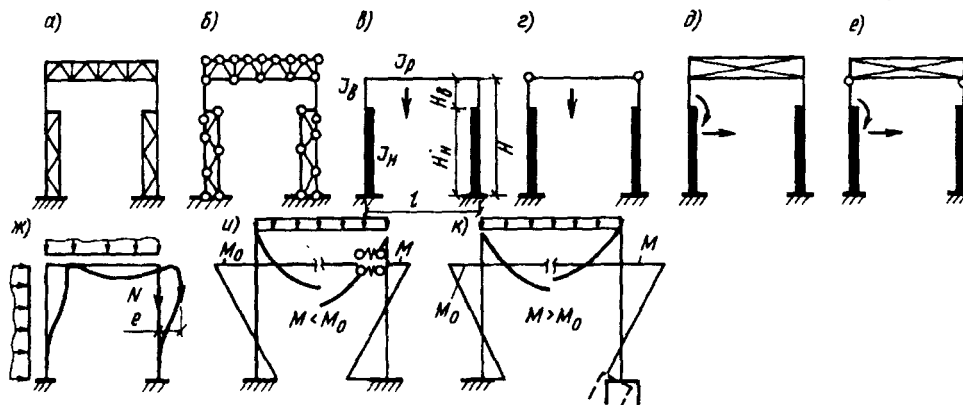


Рис. 12.1. К особенностям расчета поперечных рам каркаса

Таким образом, при расчете поперечных рам стальных каркасов промышленных зданий используются упрощенные расчетные схемы (рис. 12.1, в—е), которые резко сокращают трудоемкость расчета и приводят к погрешностям, практически не влияющим на результаты расчета. Однако это возможно 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 сопряжений ее элементов.

В настоящее время в строительной механике принят расчет по недеформируемой 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.

Искажают характер распределения усилий в системе и ее перемещения податливость фланцевых соединений ригеля с колонной (рис. 12.1, и) и поворот фундаментов при нагружении рамы (рис. 12.1, к). 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.

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

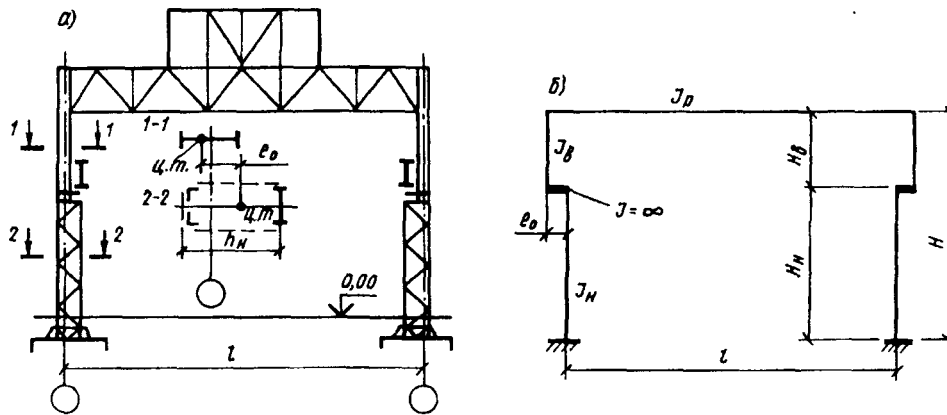


Рис. 12.2. Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы однопролетной рамы

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_n и верхнего I_v участков колонны, а также ригеля I_p , нужно 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)

$$e_0 = (0,45 \div 0,55)h_n - 0,5h_v, \quad (12.2)$$

где h_v и h_n — высота сечений соответственно верхнего и нижнего 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: $I_n/I_v = 5-10$; $I_p/I_n = 2-6$. 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 $I_{нс}$ и верхнего ее участка $I_{вс}$ к моментам инерции сечений соответствующих участков крайних колонн обычно составляют:

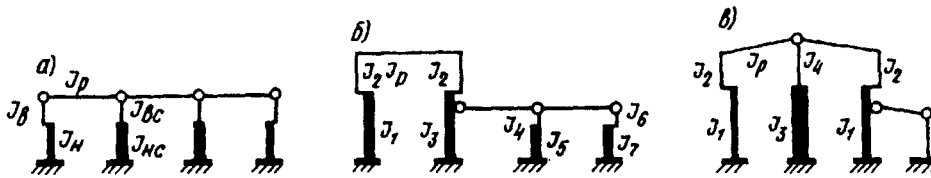


Рис. 12.3. Расчетные схемы многопролетных рам

$I_{нс}/I_{в} = 10-30$ —	при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн;
$I_{нс}/I_{в} = 20-60$ —	при шаге внутренних колонн, вдвое большем, чем наружных;
$I_{вс}/I_{в} = 1,3-3$ —	при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн;
$I_{вс}/I_{в} = 2,5-7$ —	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 (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).

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).

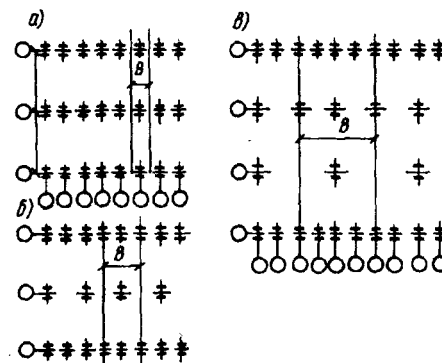


Рис. 12.4. Схемы расчетных блоков

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 веса ограждающих и несущих конструкций здания, временные — технологические (от мостовых кранов, подвесного транспорта, рабочих площадок и т.п.), а также атмосферные (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).

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).

При подсчете линейной нагрузки на ригель q_g (рис. 12.5, а, б) нужно спроектировать q_g на горизонтальную поверхность (рис. 12.5, в) и собрать с ширины, равной шагу стропильных ферм $B_{\text{ф}}$. Таким образом,

$$q_g = gB_{\text{ф}}/\cos\alpha. \quad (12.3)$$

При шарнирном сопряжении ригеля с колонной нужно учесть внецентренность опирания фермы на колонну (рис. 12.5, б), из-за которой возникает сосредоточенный момент, равный произведению опорной реакции фермы на эксцентриситет $e_{\text{ф}}$. При наличии подстропильных ферм на колонны пере-

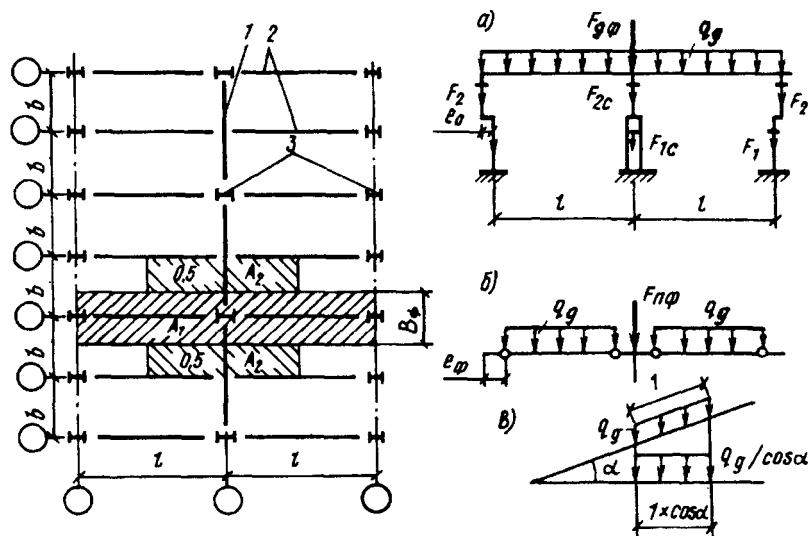


Рис. 12.5. Расчетные схемы рам при расчете на постоянные нагрузки
1 — подстропильная ферма; 2 — стропильные фермы; 3 — колонны

Т а б л и ц а 12.1. Расход стали на производственные здания общего назначения

Расположение мостовых кранов	Расход стали, кг/м ² 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

даются еще сосредоточенные силы $F_{пф}$, равные опорным реакциям подстропильных ферм. Сила $F_{пф}$ 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 $F_{1с}$ и $F_{2с}$ равны весу нижней и верхней частей средней колонны. При этом моменты, возникающие от веса стен, в расчете не учитываются.

Собственная масса конструктивных элементов стальных каркасов производственных зданий может быть ориентировочно определена 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_k зависит от веса крана, веса груза на крюке крана и положения тележки на крановом мосту. Сила F_k — динамическая, так как из-за ударов колеса о рельс и рывков при подъеме груза возникают вертикальные инерционные силы, суммирующиеся со статической составляющей.

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 (см. п. 15.1), а при 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_k , расположенная в плоскости поперечной рамы, возникает из-за перекосов крана, торможения тележки, распирающего воз-

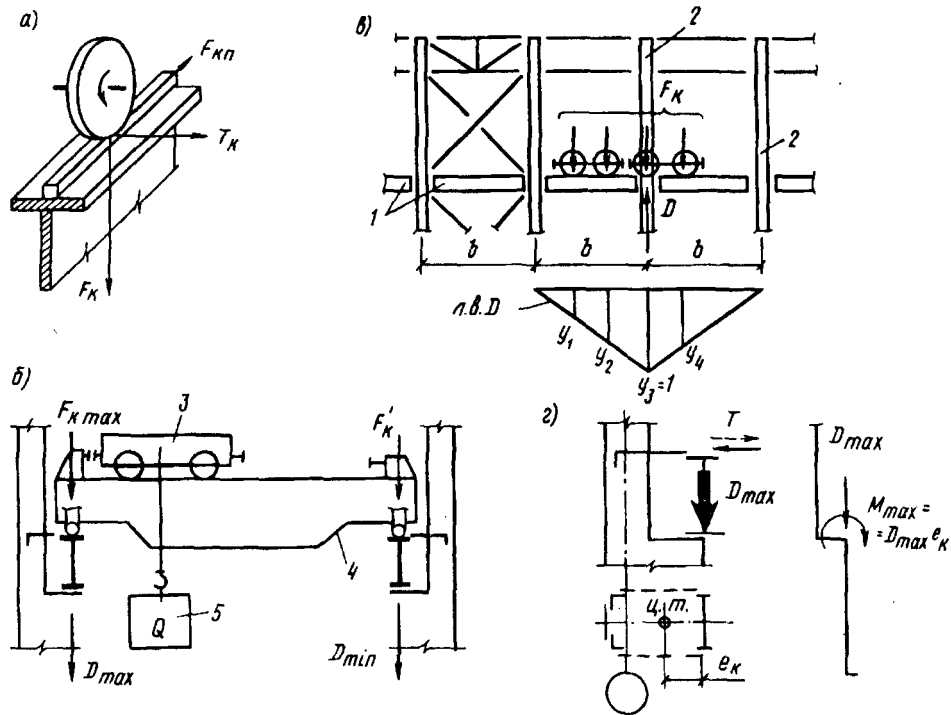


Рис. 12.6. К определению нагрузок на раму от мостовых кранов

1 — подкрановые балки; 2 — колонны; 3 — тележка крана; 4 — крановый мост; 5 — груз

действия 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

$$T^n = 0,05(Q + G_T)/n_0; \quad (12.4a)$$

то же, с жестким

$$T^n = 0,1(Q + G_T)/n_0, \quad (12.4б)$$

где Q — номинальная грузоподъемность крана, кН; G_T — вес 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 $F_{кп}$ 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 перегрузки (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 (л.в. D) подкрановых балок (рис. 12.6,в), при невыгоднейшем расположении кранов на балках

$$D_{\max} = \gamma_F \psi \cdot \Sigma F_k^n u + \gamma_g G_{\text{пк}}^n, \quad (12.5)$$

где γ_F , γ_g , ψ — коэффициенты надежности по нагрузке и сочетаний; F^n — нормативное вертикальное усилие колеса; u — ордината линии влияния; $G_{\text{пк}}^n$ — нормативный вес подкрановых конструкций (условно включаемый во временную нагрузку).

На другой ряд колонн также будут передаваться усилия, но значительно меньшие (рис. 12.6,б). Силу D_{\min} можно определить, если заменить в формуле (12.5) F_k^n на F_k' , т.е. на нормативные усилия, передаваемые колесами другой стороной крана, кН,

$$F_k' = (Q + G_k) / n_0 - F_k^n, \quad (12.6)$$

где Q — грузоподъемность крана, кН; G_k — вес 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)

$$M_{\max} = D_{\max} e_k; \quad M_{\min} = D_{\min} e_k; \quad (12.7)$$

где e_k — 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_k , определяется при том же положении мостовых кранов, т.е.

$$T = \gamma_F \psi \Sigma T_k^n u. \quad (12.8)$$

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

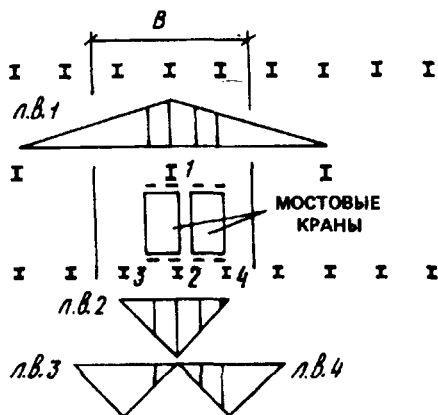


Рис. 12.7. К определению нагрузок от мостовых кранов в многопролетных цехах

колонны крайнего ряда 2, 3, 4, включенные в расчетный блок, и при определении силы $\Sigma y = n_0$. По среднему ряду только одна колонна (1), входящая в расчетный блок, воспринимает нагрузку, и $\Sigma y \neq n_0$.

Снеговая нагрузка. Расчетная линейная нагрузка на ригель рамы от снега q_s определяется по формуле

$$q_s = \gamma_s \mu S_0 B_f, \quad (12.9)$$

где γ_s — коэффициент надежности по снеговой нагрузке; μ — коэффициент перехода от нагрузки на земле к нагрузке на 1 м^2 проекции кровли, равный при уклоне $\alpha \leq 25^\circ$ единице; S_0 — вес снегового покрова на земле, зависящий от района строительства и определяемый по СНиПу; B_f — 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 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.

Давление ветра в открытой местности w_m зависит от района строительства и высоты над поверхностью земли. Нормативное давление N_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 (прил. 3).

За зданием (по направлению ветра) возникает зона пониженного давления, в результате чего появляется поверхностная нагрузка w_0 (отсос), направленная так же, как и нагрузка w_0 .

Условия обтекания ветром учитываются аэродинамическими коэффициентами s , указанным 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 фак-верка, определяется по формуле

$$q_w = \gamma_w w_0 k s B, \quad (12.10)$$

где 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

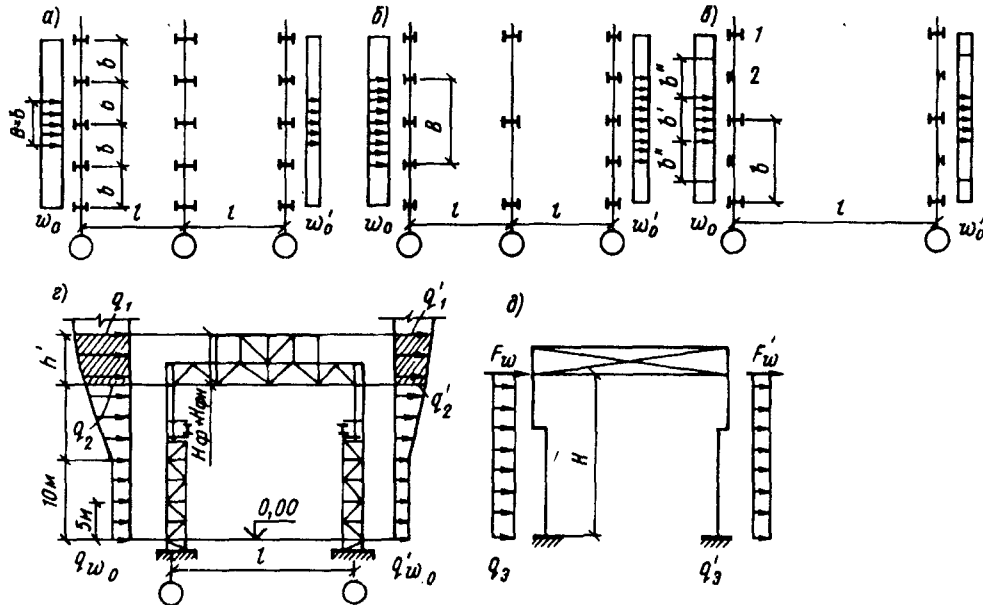


Рис. 12.8. Схема ветровой нагрузки на раму
1 — колонна; 2 — стойка фахверка

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); γ_w — коэффициент надежности по ветровой нагрузке, равный 1,4; 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_3 , 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:

$$\left. \begin{aligned} q_3 &= q_{w_0} k_3 ; & q'_3 &= q'_{w_0} k_3 ; \\ k_3 &= k_0 + \frac{(k_H - k_0) (H - 5) \left[5 + \frac{2(H - 5)}{3} \right]}{H^2} \end{aligned} \right\} \quad (12.11)$$

где q_{w_0} — 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,з (заштрихованная часть площади эпюры)

$$F_w = (q_1 + q_2)h/2; F_w' = (q_1' + q_2')h/2. \quad (12.12)$$

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,е) 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 веса 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).

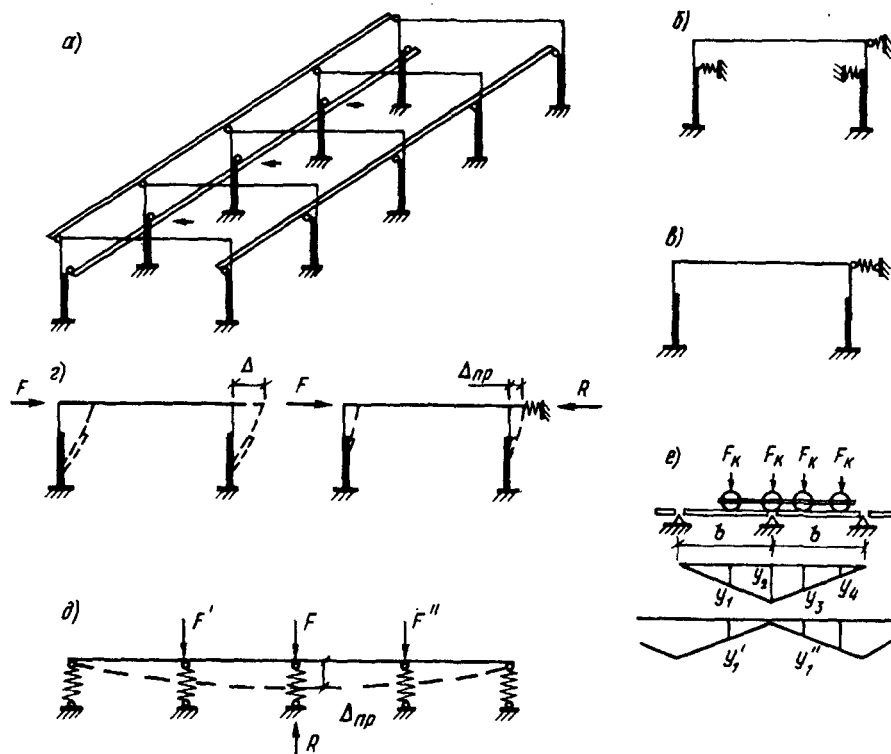


Рис. 12.9. К учету пространственной работы каркаса

Если рассчитывают плоскую поперечную раму, то отпорное влияние остальных поперечных рам, связанных с рассматриваемой рамой продольными элементами, можно учесть в расчетной схеме введением упругоподатливых опор¹ (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, в). 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

¹Расчет рамы с учетом отпора в уровне покрытия и подкрановых конструкций рассмотрен в книге: 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	-0,25

$$\alpha_{\text{пр}} = \Delta_{\text{пр}}/\Delta = (F - R)/F = 1 - R/F, \quad (12.13)$$

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 рам¹. 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

$$R = \alpha F. \quad (12.14)$$

Коэффициент упругого отпора α можно определить по табл. 12.2 в зависимости от параметра β , характеризующего соотношения жесткостей поперечной рамы и покрытия:

$$\beta = B^3 \sum I_n d / H^3 I_n, \quad (12.15)$$

где B — шаг поперечных рам; H — высота колонны; $\sum I_n$ — сумма моментов инерции нижних частей колонны к эквивалентной по смещению колонне постоянного сечения; $I_n = I_{\text{св}} + I_{\text{кр}}$; $I_{\text{св}}$ — момент инерции продольных связей по нижним поясам ферм; $I_{\text{кр}}$ — эквивалентный момент инерции кровли.

При шарнирном сопряжении ригеля с колонной $d = 1/c$, где $c = 1 + \alpha^3 \mu$; ($\alpha = H_b/H$; $\mu = I_n/I_b - 1$), а при жестком $d = kb/12$ (kb' — коэффициент при определении реакции от смещения стойки на $\Delta = 1$, см. табл. 12.4).

Момент инерции связей принимается в зависимости от способа крепления равным: $I_{\text{св}} = 0,7I$ в случае крепления связей на сварке и $I_{\text{св}} = 0,15I$ для связей, крепящихся на болтах (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 кровли².

¹Гениев А.Н., Беленя Е.И. Пространственная работа конструкций промышленного цеха /Сб. ЦНИИПС. — М.: Стройиздат, 1940.

²Зибелинг М. Выявление резервов несущей способности стальных колонн одноэтажных промзданий при реконструкции /Автореф. дис. канд. техн. наук. — М.: 1985.

В курсовом проекте для однопролетного здания в зависимости от типа кровли, пролета здания, наличия или отсутствия фонаря, грузоподъемности мостовых кранов, способа крепления связей отношение $\Sigma I_H/I_{\Pi}$ можно принять в следующих пределах:

для покрытий крупноразмерными железобетонными плитами — 1/40—1/100;

для покрытий мелкогабаритными железобетонными плитами по прогонам — 1/10—1/25;

для покрытий плоским стальным листом ($t = 3$ мм) по прогонам (стальными панелями) — 1/5—1/10;

для покрытий с профилированным настилом по прогонам (панелями из профнастила) — 1/2—1/6.

Меньшие значения $\Sigma I_H/I_{\Pi}$ 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 $\Sigma I_H/I_{\Pi}$ не более $1/3$.

С помощью коэффициента α учитывают загрузку 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 загрузки 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):

$$F' + F'' = (\Sigma y' / \Sigma y) F + (\Sigma y'' / \Sigma y) F. \quad (12.16)$$

В табл. 12.2 даны значения коэффициентов α' , которые учитывают влияние на рассматриваемую раму частичного нагружения крановой нагрузкой смежных рам.

Полная величина упругого отпора для рассматриваемой рамы

$$R = \alpha F + \alpha' (F' + F''). \quad (12.17)$$

При одинаковых усилиях колес кранов (число колес n_0)

$$F' + F'' = F(\Sigma y' + \Sigma y'') / \Sigma y = F(n_0 - \Sigma y) / \Sigma y = F(n_0 / \Sigma y - 1) \quad (12.18)$$

и величина отпора в соответствии с формулой (12.17) равна:

$$R = \alpha F + \alpha' F(n_0 / \Sigma y - 1); \quad (12.19)$$

$$\alpha_{\text{пр}} = (F - R) / F = [F - \alpha F - \alpha' F(n_0 / \Sigma y - 1)] / F.$$

В результате получаем формулу для определения $\alpha_{\text{пр}}$:

$$\alpha_{\text{пр}} = 1 - \alpha - \alpha'(n_0 / \sum y - 1), \quad (12.20)$$

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

$$\Delta_{\text{пр}} = \alpha_{\text{пр}} \Delta. \quad (12.21)$$

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 инерций 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. п. 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. п. 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 по-

Т а б л и ц а 12.3. Формулы для определения реакций F_{RB} и M_{RB} в ступенчатых стойках (при шарнирном и жестком опирании стойки): $\alpha = H_b/H$; $\beta = m/H$; $\mu = I_n/I_b - 1$; $c = 1 + \alpha^3\mu$; $g = \alpha + \beta$; $l = 1 - \beta$; $n = 1 + \alpha^4\mu$; $s = 1 + \beta$; $p = 2 + \beta$; $t = \alpha - \beta$; $u = 2\alpha + \beta$; только при жестком $a = 1 + \alpha\mu$; $b = 1 + \alpha^3\mu$; $k = 4ac - 3b^2$

Схема загрузки	Расчетная схема		
	$F_{RB} = 3EI_n/H^3c$	$F_{RB} = 12aEI_n/H^3k$ $M_{RB} = -6bEI_n/H^2k$	
	$F_{RB} = 0$	$F_{RB} = -6bEI_n/H^2k$ $M_{RB} = 4cEI_n/Hk$	
	$\beta < \alpha$	$F_{RB} = -[3M(l^2 + \mu gt)]/2Hc$	$F_{RB} = M[6l(b - as) + 6\mu t(b - ag)]/Hk$ $M_{RB} = M[l(3bs - 4c) + \mu t(3bg - 4c)]/k$
	$\beta \geq \alpha$	$F_{RB} = -3Ms/2Hc$	$F_{RB} = 6Ml(b - as)/Hk$ $M_{RB} = Ml(3bs - 4c)/k$
	$\beta < \alpha$	$F_{RB} = -[F(l^2p + \mu t^2u)]/2c$	$F_{RB} = F[l^2(3b - 2ap) + \mu t^2(3b - 2au)]/k$ $M_{RB} = F[l^2(pb - 2c) + \mu t^2(bu - 2c)]H/k$
	$\beta \geq \alpha$	$F_{RB} = -Ft^2p/2c$	$F_{RB} = Ft^2(3b - 2ap)/k$ $M_{RB} = Ft^2(pb - 2c)H/k$
	$F_{RB} = -3qnH/8c$	$F_{RB} = q(2bc - 3an)H/2k$ $M_{RB} = q(9bn - 8c^2)H^2/12k$	

строении 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:

Т а б л и ц а 12.4. Коэффициенты для определения реакций и изгибающих моментов

k	Значения n												
		0,1	0,15	0,2	1,0	0,1	0,15	0,2	1,0	0,1	0,15	0,2	1,0
k _B	0,2	-0,664	-0,948	-1,216		1,264	1,672	2,051		-0,075	-0,044	-0,011	0,32
	0,25	-0,607	-0,871	-1,114		1,265	1,624	1,972		-0,13	-0,108	-0,084	0,2
	0,3	-0,58	-0,827	-1,055	-4	1,268	1,622	1,942	6	-0,171	-0,159	-0,145	0,07
	0,35	-0,563	-0,797	-1,02		1,278	1,625	1,942		-0,194	-0,196	-0,188	0,02
	0,4	-0,566	-0,789	-1,006		1,315	1,658	1,971		-0,213	-0,223	-0,224	-0,12
k _C	0,2	-0,401	-0,614	-0,806	-2,8	0,224	0,508	0,778	3,6	-0,778	-0,753	-0,728	-0,488
	0,25	-0,29	-0,465	-0,621	-2,5	-0,234	0,174	0,392	3	-0,755	-0,735	-0,715	-0,52
	0,3	-0,2	-0,341	-0,472	-2,2	-0,287	-0,109	0,092	2,4	-0,729	-0,708	-0,695	-0,522
	0,35	-0,116	-0,229	-0,34	-1,9	-0,51	-0,38	-0,248	1,8	-0,709	-0,684	-0,666	-0,548
	0,4	-0,04	-0,137	-0,218	-1,6	-0,668	-0,61	-0,529	1,2	-0,695	-0,669	-0,647	-0,544
k _A	0,2	0,6	0,724	0,835		-3,94	-4,15	-4,314		0,411	0,411	0,403	0,28
	0,25	0,657	0,753	0,858		-3,931	-4,18	-4,343		0,37	0,392	0,393	0,305
	0,3	0,687	0,795	0,887	2	-3,915	-4,15	-4,341	-6	0,3	0,344	0,353	0,33
	0,35	0,715	0,828	0,922		-3,832	-4,11	-4,321		0,193	0,266	0,302	0,325
	0,4	0,749	0,869	0,965		-3,642	-4,01	-4,277		0,08	0,16	0,218	0,32
k _B	0,2	1,264	1,672	2,051		5,203	5,82	6,365		-1,487	-1,455	-1,514	-0,96
	0,25	1,265	1,624	1,972		5,195	5,8	6,315		-1,5	-1,5	-1,477	-1,11
	0,3	1,268	1,622	1,942	6	5,182	5,77	6,283	12	-1,471	-1,503	-1,5	-1,26
	0,35	1,278	1,625	1,942		5,11	5,73	6,263		-1,387	-1,462	-1,49	-1,32
	0,4	1,315	1,658	1,971		4,956	5,67	6,248		-1,293	-1,383	-1,442	-1,44

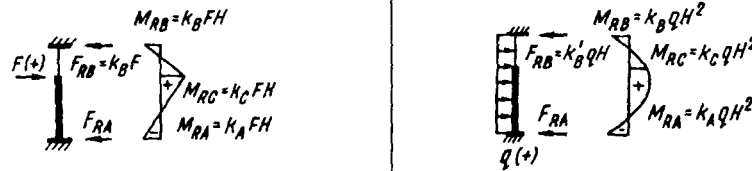
$$\left. \begin{aligned} r_{11} \Delta_1 + r_{1p} &= 0 \text{ (метод перемещений);} \\ \mathcal{S}_{11}x_1 + \Delta_{1p} &= 0 \text{ (метод сил).} \end{aligned} \right\} \quad (12.22)$$

5. Решить канонические уравнения, найдя неизвестные для плоской отдельной рамы.

6. Учесть пространственную работу каркаса. При использовании метода перемещений коэффициенты $\alpha_{пр}$ вычисляются 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

в ступенчатой стойке с защемленными концами ($\alpha = H_B/H$; $n = I_B/I_H$; $i = EI_H/H$; $k_C^u = k_C$; $k_C^o = k_C + 1$)



0,1	0,15	0,2	1,0	0,1	0,15	0,2	1,0
-0,085	-0,088	-0,092	-0,128	-0,042	-0,045	-0,049	
-0,092	-0,097	-0,101	-0,138	-0,046	-0,05	-0,053	
-0,095	-0,101	-0,106	-0,147	-0,05	-0,053	-0,056	-0,083
-0,092	-0,1	-0,106	-0,146	-0,052	-0,056	-0,059	
-0,086	-0,096	-0,103	-0,144	-0,054	-0,059	-0,061	
0,079	0,077	0,075	0,05	0,025	0,023	0,021	-0,003
0,094	0,095	0,094	0,069	0,031	0,03	0,029	0,01
0,103	0,107	0,105	0,088	0,036	0,036	0,035	0,022
0,106	0,111	0,113	0,102	0,037	0,038	0,038	0,03
0,103	0,111	0,115	0,115	0,033	0,036	0,039	0,037
-0,067	-0,059	-0,055	-0,032	-0,108	-0,104	-0,101	
-0,097	-0,082	-0,077	-0,048	-0,113	-0,105	-0,101	
-0,133	-0,111	-0,102	-0,063	-0,117	-0,108	-0,104	-0,083
-0,177	-0,146	-0,129	-0,08	-0,125	-0,113	-0,108	
-0,21	-0,175	-0,158	-0,096	-0,137	-0,122	-0,113	
-0,817	-0,829	-0,837	-0,896	-0,434	-0,442	-0,448	
-0,745	-0,765	-0,775	-0,84	-0,433	-0,443	-0,451	
-0,663	-0,692	-0,704	-0,784	-0,432	-0,445	-0,452	-0,5
-0,565	-0,604	-0,627	-0,716	-0,428	-0,443	-0,451	
-0,477	-0,521	-0,545	-0,648	-0,417	-0,437	-0,449	

$$S = S_p + \sum S_i x_{\text{пр}i}, \quad (12.23)$$

где S_p — усилие в сечении основной системы от нагрузки; S_i — усилие в основной системе от i -го единичного неизвестного; $x_{\text{пр}i}$ — i -тое неизвестное, определенное с учетом пространственной работы (для нагрузок, воздействующих на все рамы каркаса, $x_{\text{пр}} = x$, 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.

Сквозной ригель заменяется условным сплошным с эквивалентной жесткостью, момент инерции которого можно определить приближенно по формуле

$$I_p = (A_{вп}z_{в}^2 + A_{нп}z_{н}^2)\mu, \quad (12.24)$$

где $A_{вп}$, $A_{нп}$ — 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 $1/8$ $\mu = 0,7$, $1/10$ — $0,8$; без уклона — $0,9$.

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 (см. рис. 12.13).

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 расчеты рамы методом перемещений принимается рама, которая условно закрепляется от бокового смещения (см. рис. 12.18,а). 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 I . 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. п. 12.3) и усилия от смещения не учитывать ($F_{Rb_i} = 0$).

В зданиях с разной высотой пролетов рамы получают смещаемыми (рис. 12.10,8), 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).



Рис. 12.10. К расчету многопролетных рам

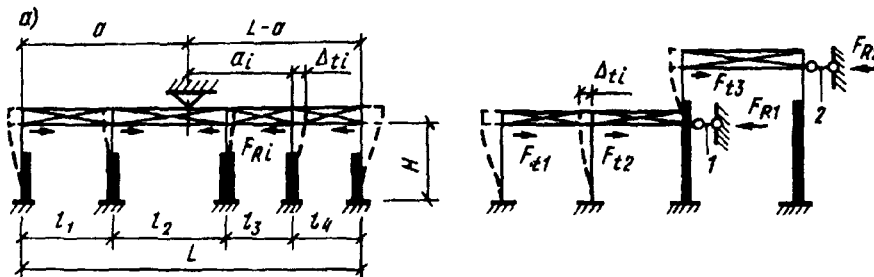


Рис. 12.11. Расчетные схемы рам при определении температурных перемещений

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).

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 уравниваться возле неподвижной точки.

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.

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, нужно 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 (см. табл. 12.6). Моменты в опорных сечениях ригеля равны моментам, действующим в сечении 1—1 для колонн. В таблицу усилий выписывают 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 наи-

большими 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 гл. 11.3; (см. рис. 11.3). Место строительства — г. Череповец. Здание отапливаемое.

А. Расчетная схема рамы. В соответствии с конструктивной схемой (см. рис. 10.3) выбираем ее расчетную схему и основную систему (рис. 12.12,а). Расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего участков колонн

$$e_0 = 0,5(h_H - h_B) = 0,5 \cdot (1500 - 1000) = 0,25 \text{ м.}$$

Соотношения моментов инерции (см. п. 12.1) $I_H/I_B = 5$; $I_P/I_H = 4$. Если $I_B = 1$, то $I_H = 5$. $I_P = 20$. Соприжение 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 см. в табл. 12.5.

Расчетную равномерно распределенную линейную нагрузку на ригель рамы вычисляем по формуле (12.3)

$$q_g = g_{кр} b_{ф} / \cos \alpha = 1,76 \cdot 12 / 1 = 21,1 \text{ кН/м.}$$

Опорная реакция ригеля рамы $F_R = q_g l / 2 = 21,1 \cdot 30 / 2 = 317 \text{ кН}$.

Расчетный вес колонны. По табл. 12.1 принято $0,3 \text{ кН/м}^2$. Вес верхней части (20% веса) $G_B = 1,05 \cdot 0,2 \cdot 0,3 \cdot 12 \cdot 15 = 11,3 \text{ кН}$; вес нижней части (80% веса) $G_H = 1,05 \cdot 0,8 \cdot 0,3 \cdot 12 \cdot 15 = 45,4 \text{ кН}$.

Поверхностная масса стен 200 кг/м^2 , перелетов с остеклением — 35 кг/м^2 . В верхней части колонны (включая вес этой части) $F_1 = 1,2 \cdot 2(4,2 + 3,1) 12 + 1,1 \cdot 0,35 \cdot 1,2 \cdot 12 + 11,3 = 227 \text{ кН}$.

В нижней части колонны $F_2 = 1,2 \cdot 2(2,9 + 2,4) 12 + 1,1 \cdot 0,35 \cdot 6 \cdot 12 + 45,4 = 226 \text{ кН}$.

Постоянные нагрузки показаны на рис. 12.12,б.

Снеговая нагрузка. Вес снегового покрова (см. прил. 2) $S_0 = 1,5 \text{ кПа}$. Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_s = 1,4$. По формуле (12.9) линейная распределенная нагрузка от снега на ригель рамы

$$q_s = \gamma_s S_0 b_{ф} = 1,4 \cdot 1,5 \cdot 12 = 25,2 \text{ кН/м.}$$

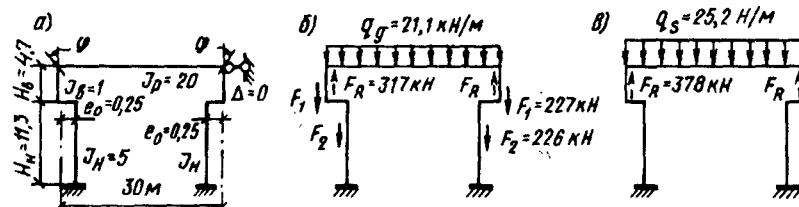


Рис. 12.12. Расчетная схема рамы. Постоянная и снеговая нагрузки

Т а б л и ц а 12.5. Постоянная распределенная нагрузка от покрытия

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Защитный слой (битумная мастика с теплоизоляционным гравием)	0,4	1,3	0,52
Гидроизоляция (4 слоя рубероида)	0,2	1,3	0,26
Утеплитель (минераловатные плиты повышенной жесткости), $\rho = 200 \text{ кг/м}^3$, $t = 90 \text{ мм}$	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
Собственный вес металлических конструкций шатра (фермы, фонари, связи по табл. 11.3)	0,3	1,05	0,32
Итого	$g^1 = 1,48$		$g = 1,76$

Опорная реакция ригеля $F_R = 25,2 \cdot 30/2 = 378 \text{ кН}$ (рис. 12.12, в).

Вертикальные усилия от мостовых кранов см. 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

$$D_{\max} = \gamma_F \psi \sum F_k^y + \gamma_G G_{\text{пб}} = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 345 \cdot 2,95 + 1,05 \cdot 45 = 1064 + 47 = 1111 \text{ кН};$$

(вес подкрановой балки по табл. 12.1. $G_{\text{пб}} = 0,25 \cdot 12 \cdot 15 = 45 \text{ кН}$)

$$F_k' = (Q + G_{\text{кр}}) / n_0 = F_k'' = (314 + 608) / 2 = 345 = 116 \text{ кН};$$

$$D_{\min} = 1064 \cdot 116 / 345 + 47 = 358 + 47 = 405 \text{ кН}.$$

Сосредоточенные моменты от вертикальных сил D_{\max} , D_{\min} определяем по формуле (12.7)

$$e_k = 0,5h_n = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75 \text{ м}; M_{\max} = e_k D_{\max} = 0,75 \cdot 1111 = 833 \text{ кН м};$$

$$M_{\min} = 0,75 \cdot 405 = 304 \text{ кН м}.$$

Горизонтальную силу от мостовых кранов находим по формулам (12.4) и (12.8):

$$T_k^y = 0,05(Q + G_T) / n_0 = 0,05(314 + 85) / 2 = 10 \text{ кН};$$

$$T = \gamma_F \psi \sum T_k^y = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 10 \cdot 2,95 = 30,8 \text{ кН}.$$

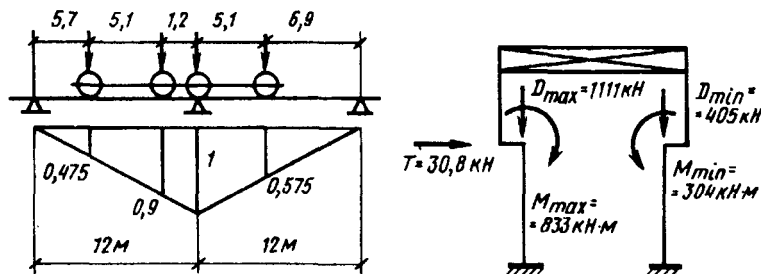


Рис. 12.13. К примеру определения нагрузки от мостовых кранов

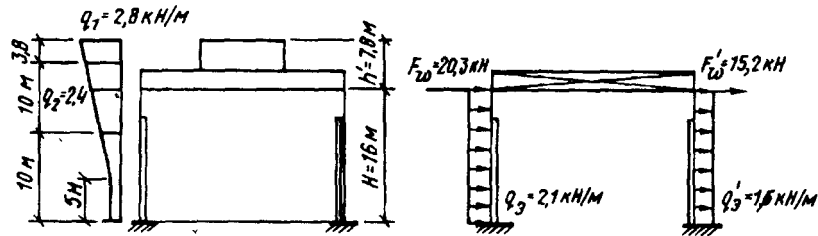


Рис. 12.14. К определению ветровой нагрузки

Считаем что сила T приложена в уровне уступа колонны (рис. 12.15, б).

Ветровая нагрузка. Нормативное давление ветра (см. прил. 2) $w_0 = 0,23$ 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)

$$q_w = \gamma_w w_0 k c b = 1,4 \cdot 0,23 \cdot 0,8 \cdot 12k = 3,09k.$$

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 — $2,6 + (3 - 2,6)(3 - 2,6)3,8/10 = 2,8$ кН/м.

Сосредоточенные силы от ветровой нагрузки вычисляем по формулам (12.12):

$$F_w = (q_1 + q_2)h/2 = (2,4 + 2,8)7,8/2 = 20,3 \text{ кН};$$

$$F_w' = F_w 0,6/0,8 = 20,3 \cdot 0,6/0,8 = 15,2 \text{ кН},$$

а эквивалентные линейные нагрузки — по формуле (12.11)

$$k_s = 0,68; q_3 = 3,09 \cdot 0,68 = 2,1 \text{ кН/м}; q_3' = 2,1 \cdot 0,6/0,8 = 1,6 \text{ кН/м}.$$

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 нагрузок — на рис. 12.12. Сосредоточенный момент из-за смещения осей верхней и нижней частей колонны

$$M = -(F_R + F_1)e_0 = -(317 + 227)0,25 = -136 \text{ кН м}.$$

По табл. 12.4 находим параметры $n = 1/5 = 0,2$;

$$\alpha = H_b/H = 4,7/16 = 0,294 \approx 0,3.$$

Каноническое уравнение имеет вид

$$r_{11}\varphi + r_{1p} = 0.$$

Моменты от поворота узлов (рис. 12.15, б) на угол $\varphi = 1$ равны:

$$M_A = k_A i = 0,887i; M_C = k_C i = -0,472i; M_B = k_B i = -1,055i;$$

$$M_B^p = 2EI_\varphi/l = 2E4I_w H/16 = 8iH/l = 8 \cdot 16i/30 = 4,27i.$$

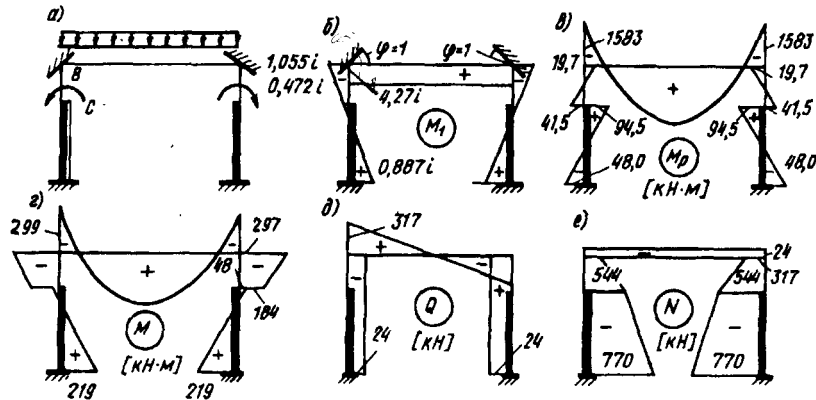


Рис. 12.15. К расчету рамы на постоянную нагрузку

Моменты от нагрузки на стойках M_p (рис. 12.15, в) равны:

$$M_A = k_A M = 0,353(-136) = -48 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = k_B M = -0,145(-136) = 19,7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^H = k_C M = -0,695(-136) = 94,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^B = (k_C + 1)M = (-0,695 + 1)(-136) = -41,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Моменты на опорах ригеля (зашемленная балка постоянного по длине сечения) $M_B^P = -q_8 l^2 / 12 = -21,1 \cdot 30^2 / 12 = -1583 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Определение r_{11} и r_{1p} :

$$r_{11} = M_B + M_B^P = 1,055i + 4,27i = 5,33i \text{ (по эпюре } M_1);$$

$$r_{1p} = M_B + M_B^P = -19,7 - 1583 = -1603 \text{ (по эпюре } M_p).$$

Угол поворота $\varphi = -r_{1p} / r_{11} = 1603 / 5,33 = 300,8 / i$.

Моменты от фактического угла поворота ($M_1 \varphi$) равны:

$$M_A = 0,887i \cdot 300,8 / i = 267 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_B = -1,055i \cdot 300,8 / i = -317 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C = -0,472i \cdot 300,8 / i = -142 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^P = 4,27i \cdot 300,8 / i = 1284 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Эпюра моментов ($M_1 \varphi + M_p$) от постоянной нагрузки (рис. 12.15, з):

$$M_A = 267 - 48 = 219 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_B = -317 + 19,7 = -297 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^P = 1284 - 1583 = -299 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_C^B = -41,5 - 142 = -184 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^H = 94,5 - 142 = -48 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Проверкой правильности расчета служит равенство моментов в узле В ($297 \approx 299$), равенство перепада эпюры моментов в точке С ($184 - 48 = 136$) внешнему моменту (136), а также равенство поперечных сил на верхней и нижней частях колонны (рис. 12.15, д):

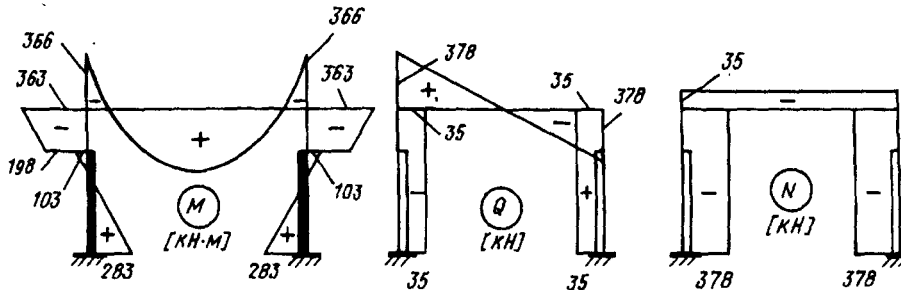


Рис. 12.16. Эпюры усилий в раме от снеговой нагрузки

$$Q_{AC} = -(219 + 48) / 11,3 = -23,6 \text{ кН};$$

$$Q_{BC} = -(297 - 184) / 4,7 = -24 \text{ кН}.$$

На рис. 12.15,е приведена эпюра нормальных сил (с учетом веса стен и собственного веса колонны). Расчет на нагрузку от снега проводится аналогично расчету на постоянные нагрузки. Сосредоточенный момент на колонне

$$M = F_{Re0} = -378 \cdot 0,25 = -95 \text{ кН·м}.$$

Моменты от нагрузки:

$$M_A = 0,353(-95) = -33,5 \text{ кН·м}; M_B = -0,145(-95) = 13,8 \text{ кН·м};$$

$$M_C^H = -0,695(-95) = 66 \text{ кН·м}; M_C^B = 0,305(-95) = -29 \text{ кН·м};$$

$$M_B^P = -2,52 \cdot 30^2 / 12 = -1890 \text{ кН·м}.$$

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:

$$M_A = 0,887i \cdot 357 / i = 316,7 \text{ кН·м}; M_B = -1,055i \cdot 357 / i = -376,6 \text{ кН·м};$$

$$M_C = -0,472i \cdot 357 / i = -168,5 \text{ кН·м}; M_B^P = 4,27i \cdot 357 / i = 1524,4 \text{ кН·м}.$$

Эпюры усилий от снеговой нагрузки показаны на рис. 12.16:

$$M_A = 283 \text{ кН·м}; M_B = -363 \text{ кН·м}; M_C^B = -198 \text{ кН·м}; M_C^H = -103 \text{ кН·м};$$

$$M_B^P = -366 \text{ кН·м}; Q_B = -(363 - 198) / 4,7 = -35 \text{ кН}; Q_A = -(283 + 103) / 11,3 = -34 \text{ кН};$$

$$N_B = N_A = -378 \text{ кН}; N_p = -35 \text{ кН}.$$

Расчет на вертикальную нагрузку от мостовых кранов 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)

$$k = I_p H / I_H l = 20 \cdot 16 / 5 \cdot 30 = 2,13 > 6 / (1 + 1,1\sqrt{4}) = 1,87.$$

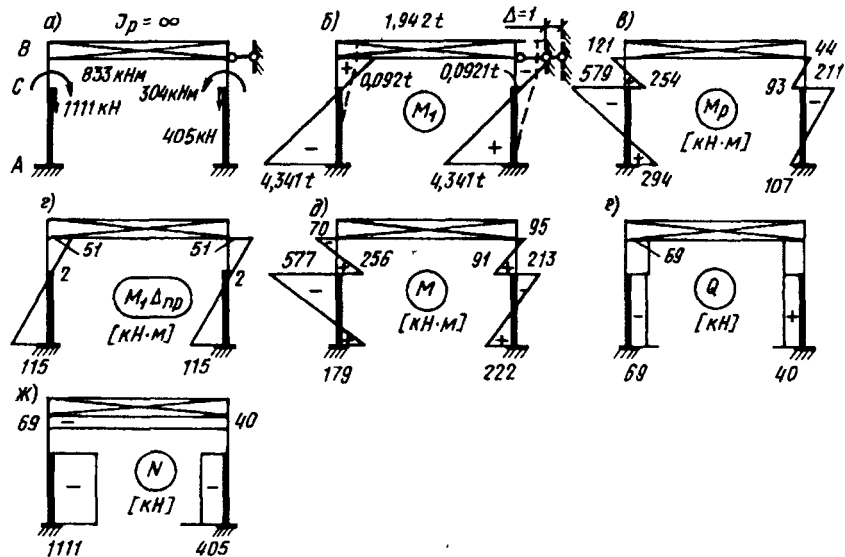


Рис. 12.17. К расчету рамы на вертикальную нагрузку от мостовых кранов

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

$$r_{11} = 2F_{RB} = 2k_B t / H = 2 \cdot 6,283 t / 16 = 0,785 t.$$

Моменты и реакции на левой стойке от нагрузки (рис. 12.17, в) равны:

$$M_A = k_A M = 0,353 \cdot 833 = 294 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_B = k_B M = -0,145 \cdot 833 = -121 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^A = k_C M = -0,695 \cdot 833 = -579 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_C^B = (k_C + 1)M = 0,305 \cdot 833 = 254 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$F_{RB} = k_B M / H = -1,5 \cdot 833 / 16 = -78 \text{ кН}.$$

Усилия на правой стойке можно получить аналогично или умножая усилия левой стойки на отношение

$$M_{\min} / M_{\max} = 304 / 833 = 0,365.$$

Реакция верхних концов стоек $r_{1p} = F_{RB}^A - F_{RB}^{B\text{пр}} = -78 + 28,5 = -49,5 \text{ кН}$.

Смещение плоской рамы $\Delta = -r_{1p} / r_{11} = 49,5 / 0,785 t = 63,1 / t$.

В расчете на крановые нагрузки следует учесть пространственную работу каркаса, определив $\alpha_{\text{пр}}$ и $\Delta_{\text{пр}}$.

С учетом крепления связей на сварке (краны тяжелого режима работы) для кровли из панелей с профилированным настилом можно принять $\Sigma I_{\text{II}} / I_{\text{II}} = 1/4$.

Коэффициент $d = k_B / 12 = 0,52$; $k_B = 6,283$ (по табл. 12.4).

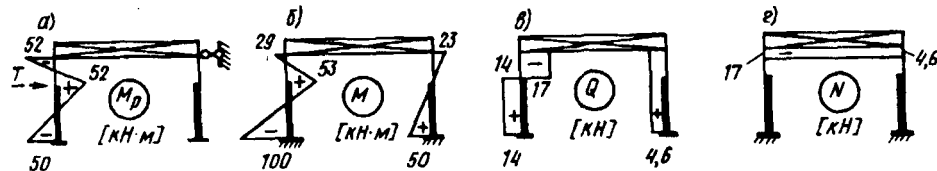


Рис. 12.18. Эпюры усилий от горизонтальных воздействий кранов

По формуле (12.15)

$$\beta = b^3 \sum I_{nd} / H^3 I_{п} = 12^3 \cdot 0,52 / 16^3 \cdot 4 = 0,055.$$

По табл. 12.2 $\alpha = 0,67$; $\alpha' = -0,25$.

По формуле (12.20)

$$\alpha_{пр} = 1 - \alpha - \alpha' (n_0 / \sum y - 1) = 1 - 0,67 + 0,25 (4/2,95 - 1) = 1 - 0,67 + 0,09 = 0,42;$$

$$\Delta_{пр} = \alpha_{пр} \Delta = 0,42 \cdot 6,31/t = 2,65/t.$$

Эпюра моментов M_1 пр от фактического смещения рамы с учетом пространственной работы показана на рис. 12.17, г, а суммарная ($M_p + M_1 \Delta_{пр}$) — 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):

$$M_A = k_A T H = -0,102 \cdot 30,8 \cdot 16 = -50 \text{ кН м};$$

$$M_B = k_B T H = -0,106 \cdot 30,8 \cdot 16 = -52 \text{ кН м};$$

$$M_C = k_C T H = 0,105 \cdot 30,8 \cdot 16 = 52 \text{ кН м};$$

$$F_{RB} = k_B' T = -0,704 \cdot 30,8 = -21,7 \text{ кН}.$$

Смещение верха колонн с учетом пространственной работы равно

$$\Delta_{пр} = -\alpha_{пр} r_{1p} / r_{11} = 0,42 \cdot 21,7 / 0,785t = 11,6/t.$$

Эпюры M , Q , N показаны на рис. 12.18, б—д.

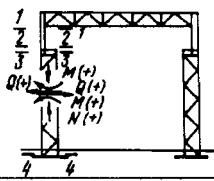
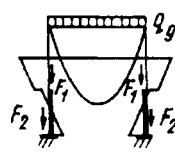
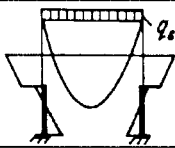

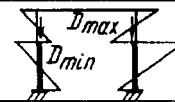
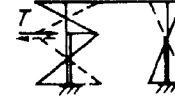

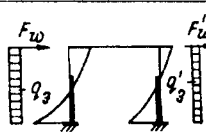
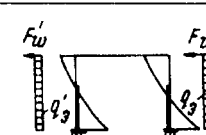
Проверка правильности решения: скачок на эпюре Q $17 + 14 = 31$ кН примерно равен силе T , а на правой стойке поперечные силы в верхней и нижней частях равны (4,6 кН).

Расчет на ветровую нагрузку. Основная система и эпюра M_1 такие же, как для крановых воздействий. Эпюра M_p (рис. 12.19, а) на левой стойке:

$$M_A = k_A q_3 H^2 = -0,104 \cdot 2,1 \cdot 16^2 = -56 \text{ кН м};$$

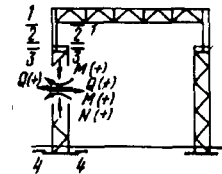
$$M_B = k_B q_3 H^2 = -0,056 \cdot 2,1 \cdot 16^2 = -30 \text{ кН м};$$

Т а б л и ц а 12.6. Расчетные усилия в сечениях левой стойки рамы (изгибающие моменты M ,

Номер нагрузки	Нагрузка и комбинация усилий		ψ_2	Сечения стойки		
				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*	D_{min}	на правую стойку 	1,0	-95	0	-40
			0,9	-86	0	-36
4	T_{max}	на левую стойку 	1,0	+29	0	+17
			0,9	+26	0	+15,3
4*	T_{min}	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	
	$+M_{max}$ $N_{соотв}$	$\psi_2 = 1,0$ $\psi_2 = 0,9$	№ нагрузок			
			усилия			
			№ нагрузок			
			усилия			

кН · м; нормальные N и поперечные Q силы, кН)

Сечения 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
1, 3, 4		—		1,5*		
+125	—544	—	—	+604	—770	
1, 3, 4, 5		—		1, 2, 3, 4, 5*		
+117	—544	—	—	+1111	—1475	

Номер нагрузки	Нагрузка и комбинация усилий			2	Сечения стойки		
					I-I		
					M		Q
-M _{max} N _{соотв}	ψ ₂ = 1,0 ψ ₂ = 0,9				№ нагрузок 1, 2		
					усилия -660 -695		
					№ нагрузок 1, 2, 3*, 4, 5*		
					усилия <u>-855</u> <u>-657</u>		-124
N _{max} +M _{соотв}	ψ ₂ = 1,0 ψ ₂ = 0,9				№ нагрузок —		
					усилия — — —		
N _{max} -M _{соотв}	ψ ₂ = 1,0 ψ ₂ = 0,9				№ нагрузок 1, 2		
					усилия -660 -695		
					№ нагрузок 1, 2, 3*, 4, 5*		
					усилия -855 -657		-124
N _{min} +M _{соотв}	ψ ₂ = 1,0				Усилия M и N от постоянной		
					усилия		
N _{min} -M _{соотв}	ψ ₂ = 1,0						
					усилия		
Q _{max}	ψ ₂ = 0,9				№ нагрузок		
					усилия		

$$M_c = k c q_3 H^2 = 0,035 \cdot 2,1 \cdot 16^2 = 19 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$F_{RB} = k' b q_3 H = -0,452 \cdot 2,1 \cdot 16 = -15,2 \text{ кН}.$$

На правой стойке усилия определяют умножением усилий на левой стойке на коэффициент $q_3'/q_3 = 1,6/2,1 = 0,75$.

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 $\alpha_{пр} = 1$) равно:

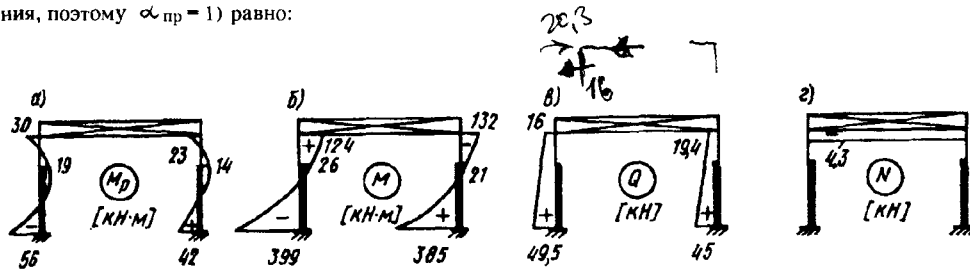


Рис. 12.19. Эпюры усилий от ветровой нагрузки

Продолжение табл. 12.6

Сечения стойки				Q	
2-2		3-3			4-4
M		M		M	
M	N	M	N	M	N
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	—	—
нагрузки подсчитаны с коэффициентом 0,9/1,1 = 0,8				1, 5°	
				+560	-616
				1, 5	
				-224	-616
				1, 2, 3, 4, 5°	
				-172	

$$\Delta = -r_{lp}/r_{11} = 62,1/0,785t = 79,1/t.$$

Эпюра $M = M_p + M_1\Delta$ показана на рис. 12.19,б.

Эпюра Q (рис. 12.19,в) на левой стойке:

$$Q_A^{\wedge} = (-M_A + M_B)/H + q_3H/2 = (399 + 124)/16 + 2,1 \cdot 16/2 = 49,5 \text{ кН};$$

$$Q_B^{\wedge} = Q_A^{\wedge} - q_3H = 49,5 - 2,1 \cdot 16 = 16 \text{ кН}.$$

На правой стойке:

$$Q_A^{np} = (385 + 132)/16 + 1,6 \cdot 16/2 = 45 \text{ кН};$$

$$Q_B^{np} = 45 - 1,6 \cdot 16 = 19,4 \text{ кН}.$$

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):

$$\begin{aligned} Q_A^{\wedge} + Q_A^{np} &= 49,5 + 45 = 94,5 \text{ кН} \approx (q_3 + q_3')H + F_w + F_w' = \\ &= (2,1 + 1,6)16 + 20,3 + 15,2 = 94,7 \text{ кН}. \end{aligned}$$

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 загрузки, 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 таблице выделены рамкой.

ГЛАВА 13. КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ

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 мелкогабаритных кровельных элементов); фонарей.

13.1. Прогоны

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 изготавливаются 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 разработанные в ЦНИИПроектстальконструкции 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.

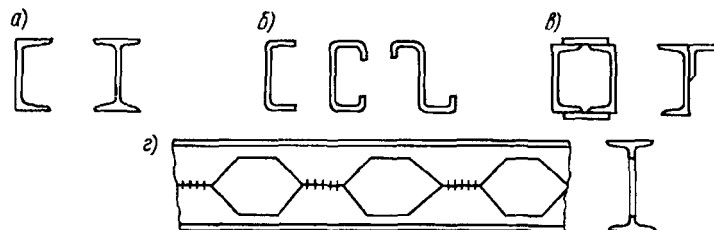


Рис. 13.1. Типы сечения прогонов

а — прокатные; б — гнутые; в — составные (по коньку и в ендовах); г — перфорированные (сквозные)

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.

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 горизонтальной плоскости жесткостью или спаренные прогоны, соединенные между собой. Вертикальная нагрузка на прогон определяется по формуле

$$q = [(q_{кр}/\cos \alpha) + s]b + q_{пр}, \quad (13.1)$$

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 $\mu > 1$ [7].

Составляющие нагрузки q_x и q_y зависят от угла наклона ската кровли α :

$$q_x = q \cos \alpha ; q_y = q \sin \alpha . \quad (13.2)$$

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.

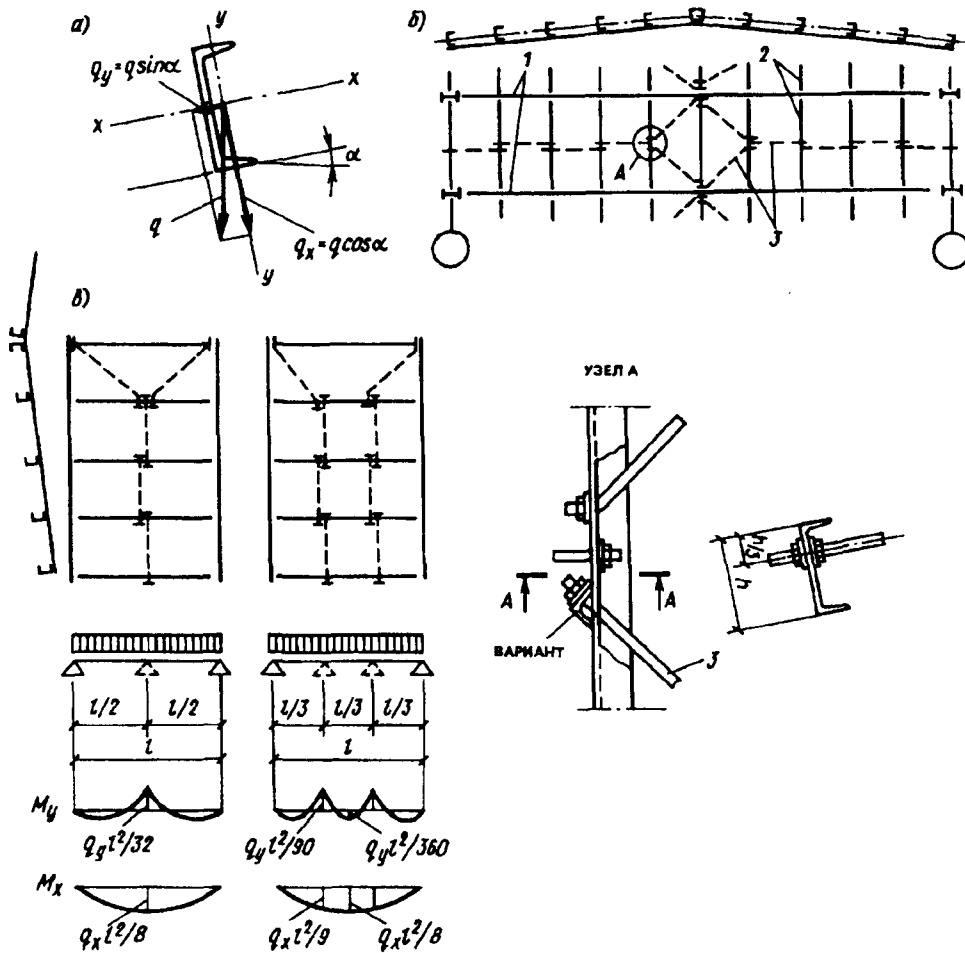


Рис. 13.2. К расчету прогонов

a — схема действия нагрузки; *b* — развязка прогонов тяжами; *в* — к определению усилий в прогонах; 1 — фермы; 2 — прогоны; 3 — тяжи

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 равны:

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = M_x/W_x + M_y/W_y \leq R_y \gamma_c. \quad (13.3)$$

Прочность прогонов при соблюдении требований, изложенных в гл. 2, разрешается проверять с учетом развития пластических деформаций по формуле

$$\sigma = M_x/c_x W_x + M_y/c_y W_y < R_y \gamma_c, \quad (13.4)$$

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

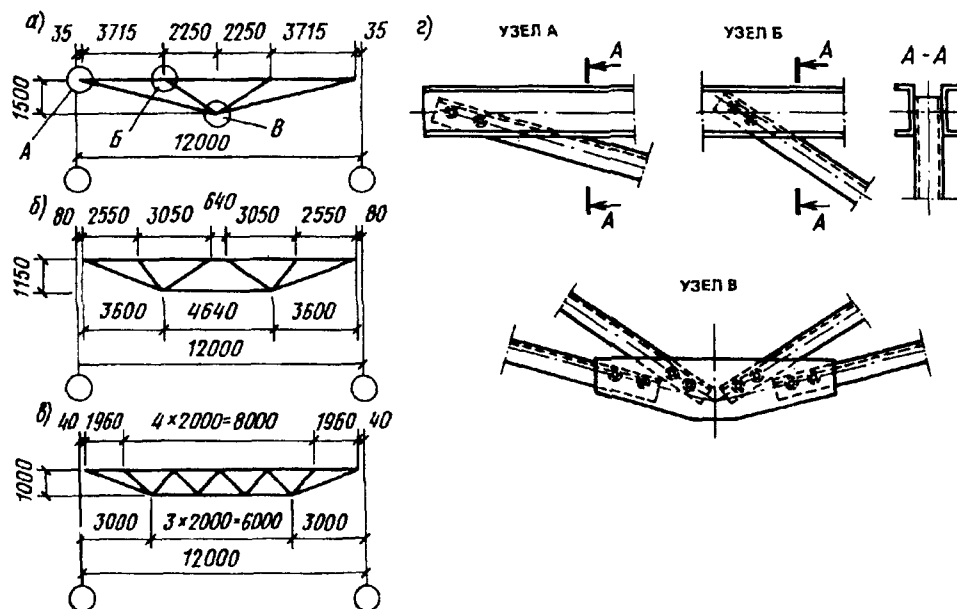


Рис. 13.3. Решетчатые прогоны пролетом 12 м
а—в — схемы прогонов; г — узлы трехпанельного прогона

одного гнутого швеллера. Раскосы прикрепляются к верхнему поясу на дуговой или контактной сварке (рис. 13.3,з). Такое решение существенно упрощает изготовление и обеспечивает достаточную боковую жесткость.

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 $i = 1/8 - 1/12$) 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 держаться не может). В результате с учетом эксплуатационных расходов приведенные затраты на покрытие по фермам с параллельными поясами получаются меньше. Поэтому такое решение принято как типовое.

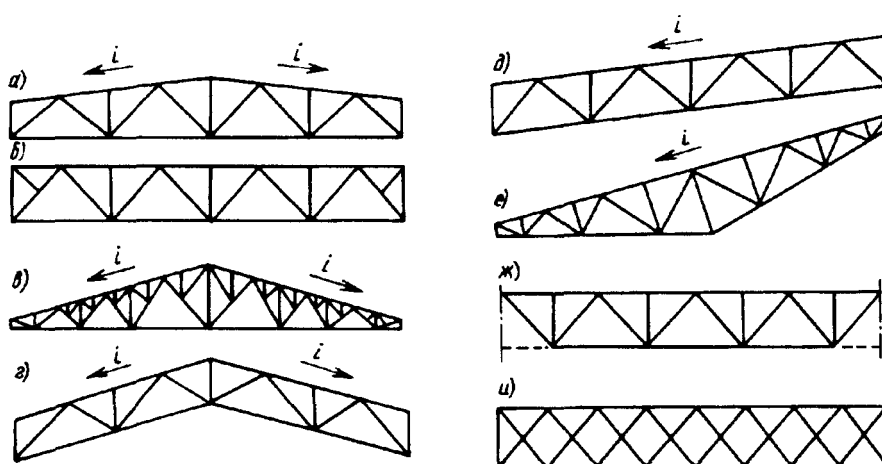


Рис. 13.4. Схемы ферм покрытий

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,а,г).

Для открылков, а также в многопролетных зданиях с наружным отводом воды используют односкатные фермы (рис. 13.4,б,е).

Высоту ферм в середине пролета h_f 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 внутрицевые 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 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 нагруженный 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 $h_f = 2250$ 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 $i = 1/3,5$.

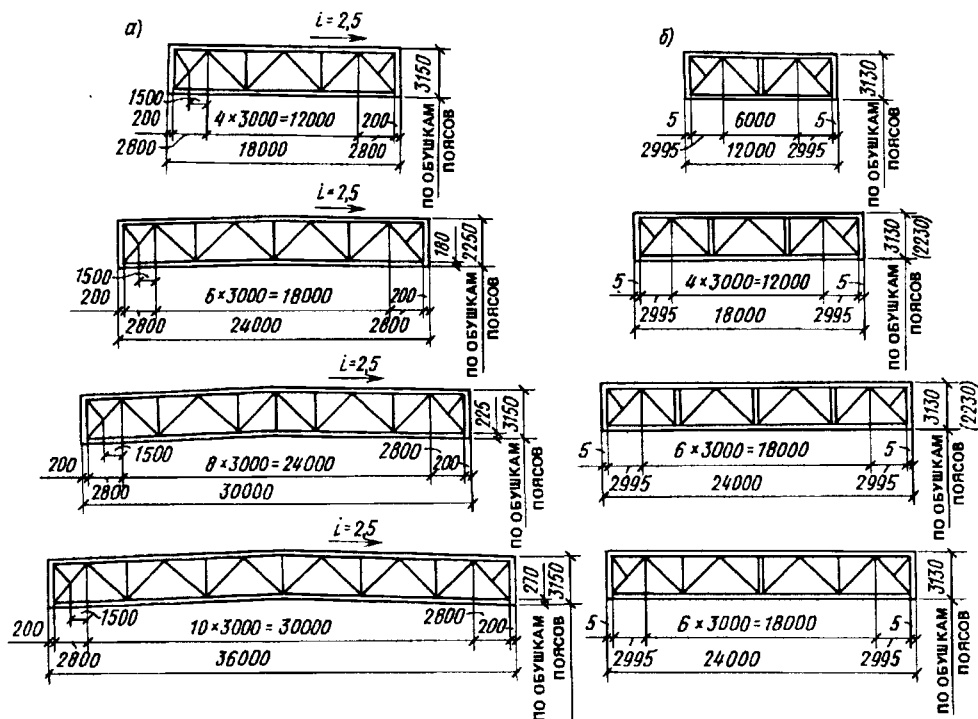


Рис. 13.5. Типовые схемы стропильных (а) и подстропильных (б) ферм для покрытий с уклоном кровли 2,5%

Решётка — треугольная с дополнительным шпренгелем. Шаг прогонов составляет 1,5 м.

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 подстропильному сбоку, и 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, фасонки) 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 конструк-

тивные 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, и). Крепление уголков в узлах с разных сторон пояса позволяет во многих случаях обходиться без фасонки (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".

Дальнейшим этапом индустриализации строительства и повышения его эффективности являются разработка и внедрение легких металлических конструкций покрытия (см. гл. 16).

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 подвешенного транспорта, подвешенных коммуникаций и оборудования, электроосветительных установок, вентиляторов, галерей, систем испарительного охлаждения, устанавливаемых на крыше здания, и т.д. При больших пылевыведениях (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. Вес остекления принимается равным 0,35 кН на 1 м² 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.

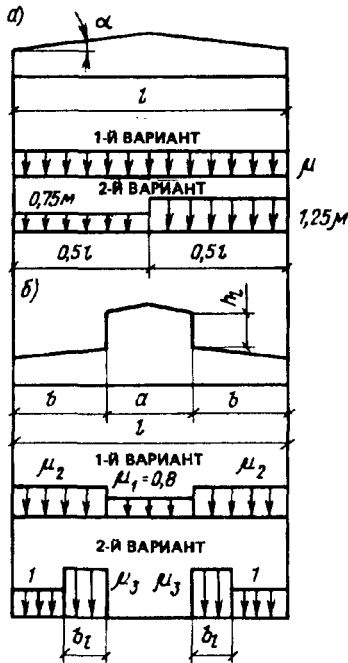


Рис. 13.6. К определению снеговых нагрузок

Расчетное значение снеговой нагрузки определяют по формуле

$$s = \gamma_s s_0 \mu. \quad (13.5)$$

Значение коэффициента γ_s принимается равным 1,4. Если отношение нормативного веса покрытия g^n к нормативной снеговой нагрузке s_0 меньше 0,8, то $\gamma_s = 1,6$.

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 $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1,0$, при $\alpha \geq 60^\circ$ $\mu = 0$, в интервале $25^\circ < \alpha < 60^\circ$ значение μ определяют линейной интерполяцией. Если здание имеет двускатное покрытие с углом наклона $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$, то учитывается и второй вариант загрузки снегом (рис. 13.6,а).

Для зданий с фонарями (рис. 13.6,б) рассматривают два варианта загрузки снегом, а коэффициенты μ определяют по формулами:

$$\mu_2 = 1 + 0,1a/b; \quad \mu_3 = 1 + 0,5a/b_l. \quad (13.6)$$

Значения μ при этом не должны превышать: для ферм и балок при нормативной нагрузке от покрытия более $1,5 \text{ кН/м}^2$ — 2,5; то же, при нормативной нагрузке от покрытия менее $1,5 \text{ кН/м}^2$ — 4; для профилированного настила — 2; для прогонов — 2,5. Значение b_l принимается равным высоте фонаря h_l , но не более b .

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 [7]. В необходимых случаях, когда неблагоприятные усилия в элементах возникают при частичном нагружении, следует рассмотреть также схемы со снеговой нагрузкой, действующей на части пролета.

В большинстве случаев наибольшие усилия в поясах и раскосах ферм получаются при нагружении по первому варианту. Второй вариант является определяющим для плит, настилов, прогонов и стоек ферм, расположенных в местах повышенных снеговых нагрузок. Кроме того, при нагружении по второму варианту, а также при половинном нагружении 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.

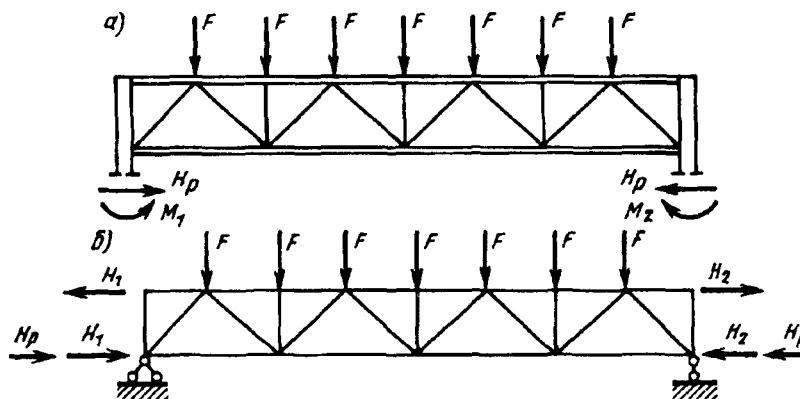


Рис. 13.7. К расчету ферм
а — схема приложения нагрузки; б — расчетная схема

Нагрузка от ветра вызывает в элементах фермы, как правило, усилия противоположного знака по сравнению с усилиями от веса покрытия и снега. Поэтому при расчете ферм ветровую нагрузку следует учитывать только в том случае, если ее величина превышает вес 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

$$M = (Fd/4)0,9, \quad (13.7)$$

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):

$$H_1 = M_1/h_{\text{оп}} \text{ и } H_2 = M_2/h_{\text{оп}}, \quad (13.8)$$

где $h_{\text{оп}}$ — расстояние между осями поясов фермы на опоре.

Значения опорных моментов M_1 и M_2 берут из таблицы расчетных усилий колонны для сечения $I-I$ (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.

Для определения расчетных усилий в стержнях фермы составляют таблицу, включающую 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 заземления фермы на опоре уменьшается. 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 отдельно с учетом соответствующих рамных моментов и распора и составлять расчетные комбинации, вызывающие наиболее неблагоприятные усилия.

Подбор сечения элементов ферм покрытия и 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. 13.7,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 строганные или фрезерованные поверхности на опорную плиту колонны или опорный столик подстропильной фермы. Опорный фланец для четкости опи-

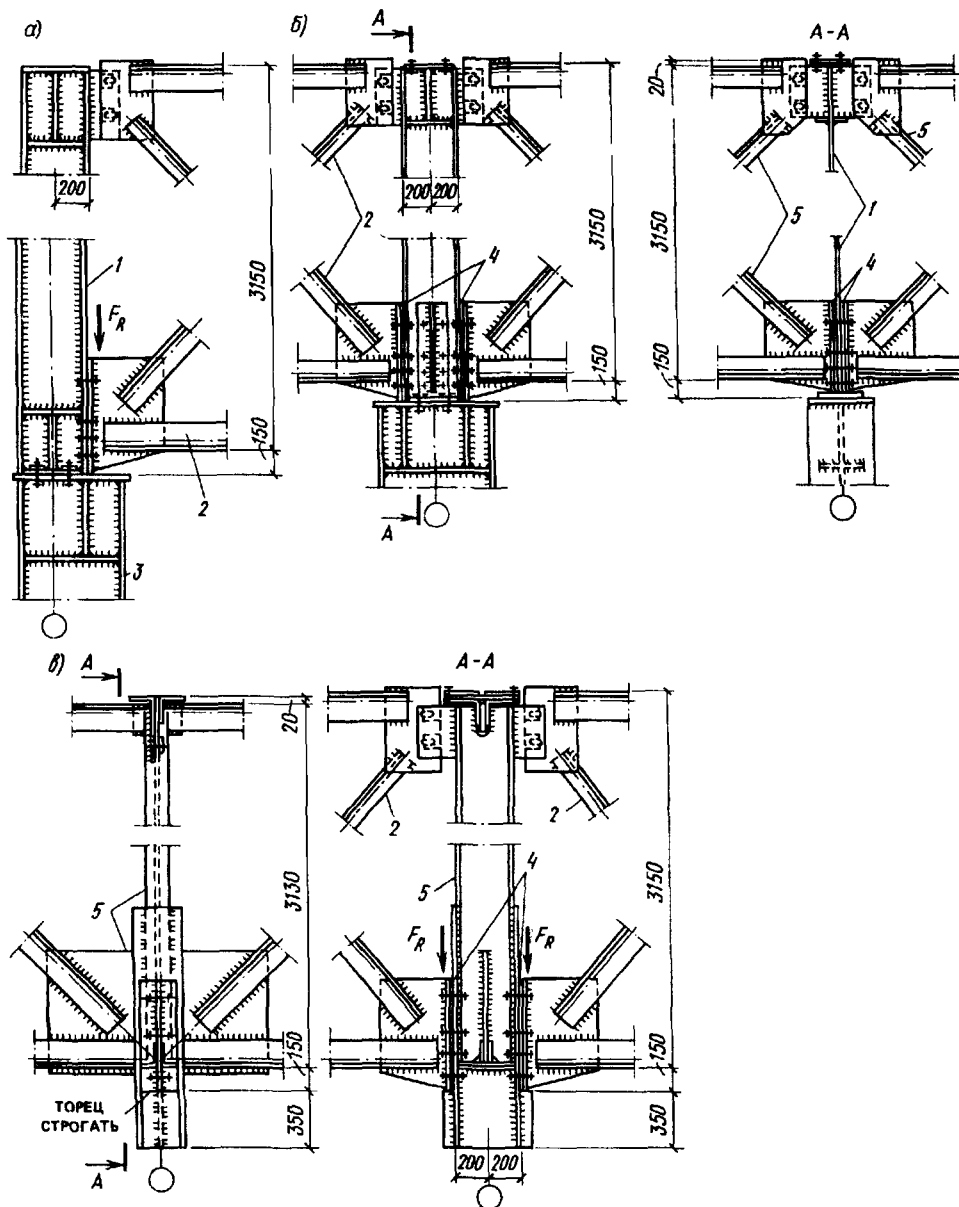


Рис. 13.8. Узлы опирания ферм на колонну сверху

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

рания выступает на 10—20 мм ниже фасонки опорного узла. Площадь торца фланца определяется из условия смятия $A \geq FR/R_p$, где R_p — расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки).

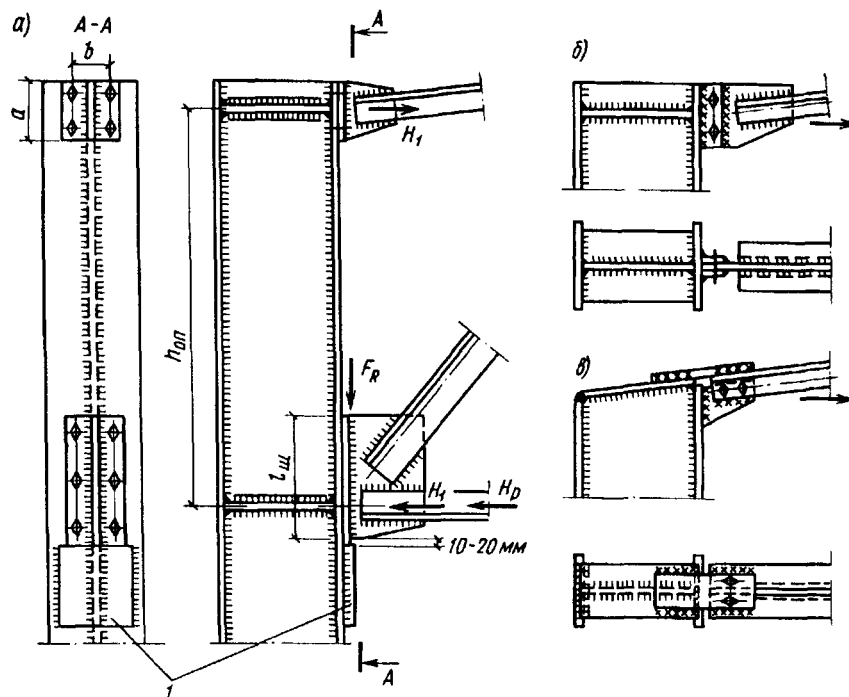


Рис. 13.9. Узел опирания стропильной фермы на колонну сбоку

a — общий вид; *б, в* — варианты крепления верхнего пояса при жестком соединении ригеля с колонной; *1* — опорный столик

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 ($F_R \leq \leq 200—250$ 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 усилие от распора рамы H_p . В большинстве случаев опорный момент фермы имеет знак "минус", и сила H_1 , как и H_p , прижимает фланец узла нижнего пояса к колонне.

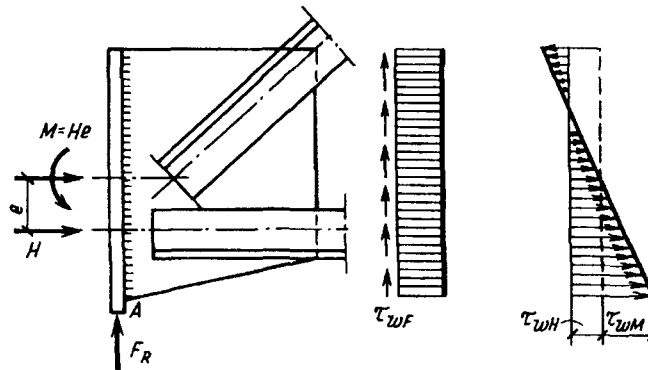


Рис. 13.10. К расчету шва крепления фланца к фасонке

Напряжения по поверхности контакта невелики, и их можно не проверять. Если сила $H = H_1 + H_p$ 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 A) по формуле

$$\tau = \sqrt{(\tau_F)^2 + (\tau_H + \tau_M)^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (13.9)$$

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

$$\sigma = M_{фл} / W = 3H_1 b / (4a t_{фл}^2) \leq R_y \gamma_c,$$

где a и $t_{фл}$ — длина и толщина фланца.

Желательно, чтобы линия действия силы H_1 проходила через центр фланца. В этом случае усилие растяжения во всех болтах одинаково, и

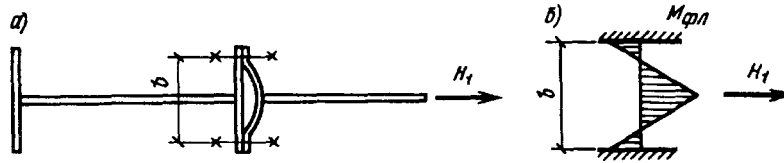


Рис. 13.11. К расчету узла крепления верхнего пояса
а — работа фланца; б — расчетная схема

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

$$k_f \geq H_1 / [2a(\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c]. \quad (13.10)$$

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 ($t_{\text{фл}} = 8-10$ 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

$$\sigma = M_{\text{фл}} / W_{\text{пл}} = (H_1 b / 8) / (a t_{\text{фл}}^2 / 4) = R_y k,$$

где $W_{\text{пл}} = a t_{\text{фл}}^2 / 4$ — пластический момент сопротивления фланца; $k = 1,3$ — коэффициент, учитывающий вероятность повышенных значений предела текучести (см. рис. 1.6).

Отсюда $H_{1, \max} = 2 a t_{\text{фл}}^2 R_y k / b$. Максимальный опорный момент, который может возникнуть в узле сопряжения фермы с колонной, $M_{\text{оп, max}} = H_{1, \max} l_{\text{оп}}$. 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.

Опирающие подстропильных ферм на колонны выполняется, как правило, шарнирным. Решение такого узла с надколонником 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 строганный торец на столик, приваренный

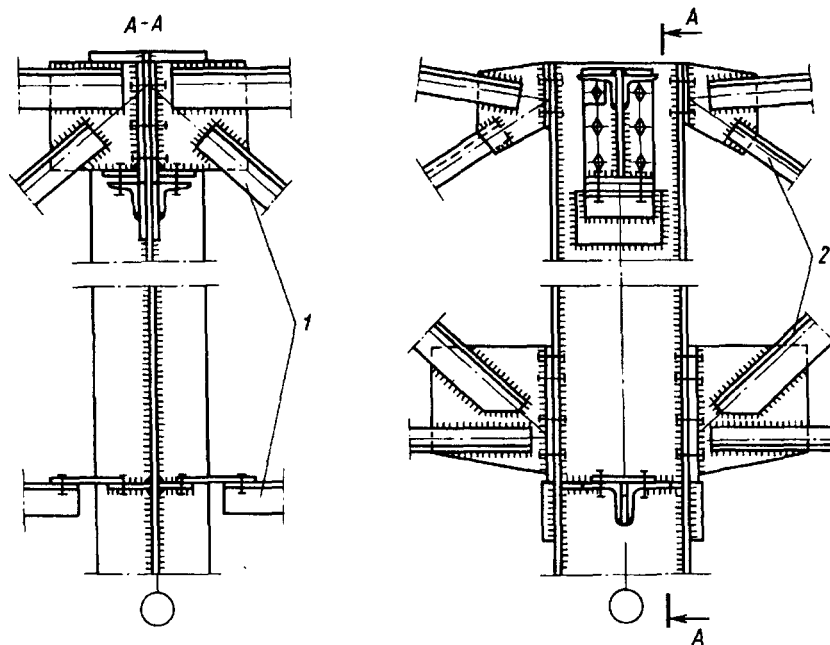


Рис. 13.12. Узел опирания подстропильной фермы на колонну
1 — подстропильная ферма; 2 — стропильная ферма

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.

Опираие 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

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 $R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$ ($t \leq 20 \text{ мм}$); материал фасонок — С255. Элементы ферм выполнены из уголков.

2. Сбор нагрузок на ферму. *Постоянная нагрузка.* Состав кровли см. в табл. 12.5. Нагрузка от веса покрытия (за исключением веса фонаря) $g'_{кр} = g_{кр} - \gamma_{ггфон} = 1,76 - 1,05 \cdot 0,15 = 1,6 \text{ кН/см}^2$.

Вес фонаря, в отличие от расчета рамы, учитываем в местах фактического опирания фонаря на ферму. Вес каркаса фонаря на единицу площади горизонтальной проекции фонаря $g_{фон} = 0,10 \text{ кН/м}^2$.

Вес бортовой стенки и остекления на единицу длины стенки $g_{б.ст} = 2,0 \text{ кН/м}$.

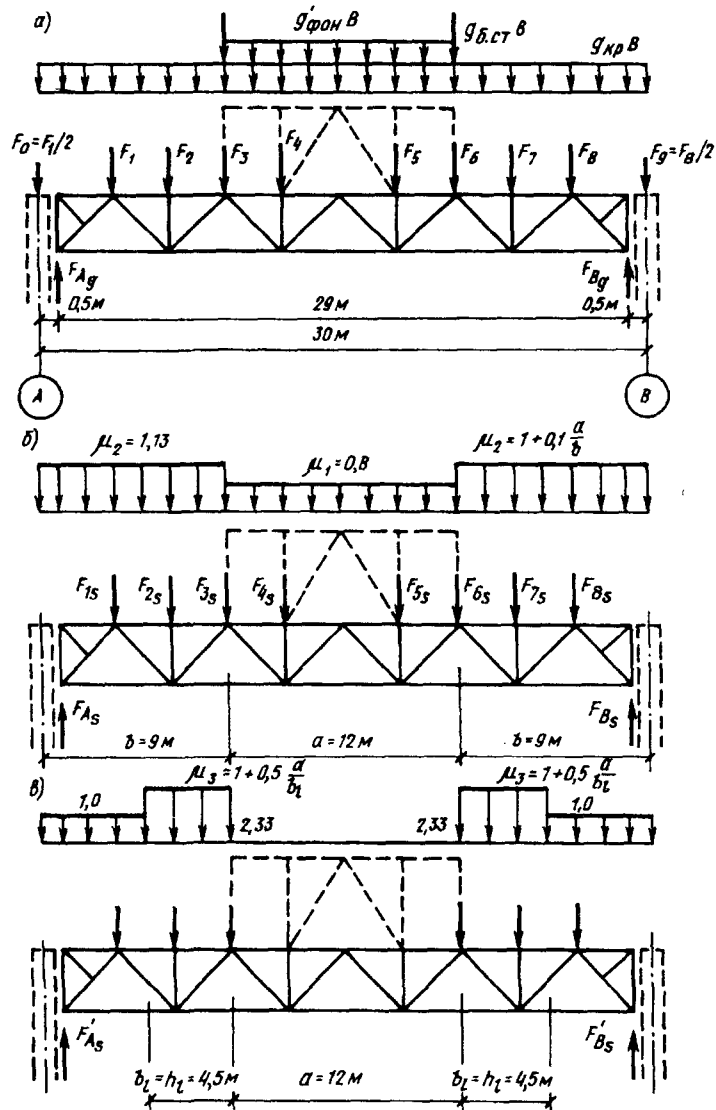


Рис. 13.13. К примеру расчета фермы
а — схема постоянной нагрузки; б, в — схемы снеговой нагрузки

Узловые силы (рис. 13.13,а):

$$F_1 = F_2 = g_{кр}B = 1,6 \cdot 12 \cdot 3 = 57,6;$$

$$F_3 = g_{кр}Bd + (g'_{фон}0,5d + g_{б.ст}B) = 1,6 \cdot 12 \cdot 3 + (0,1 \cdot 0,5 \cdot 3 + 2)12 = 83,4 \text{ кН};$$

$$F_4 = g_{кр}(0,5d + d)B + g'_{фон}B(0,5d + d) = 1,6 \cdot 12(0,5 \cdot 3 + 3) + 0,1 \cdot 12(0,5 \cdot 3 + 3) = 91,8 \text{ кН}.$$

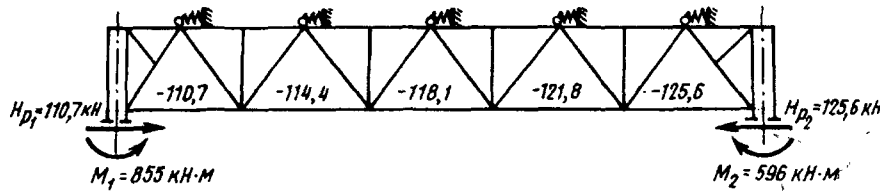


Рис. 13.14. Схема приложения опорных моментов и распора

Силы F_0 и F_g приложены к колоннам и в расчете фермы не учитываются.
Опорные реакции $F_{A, g} = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 2 \cdot 57 + 83,4 + 91,8 = 290,1$ кН.
Снеговая нагрузка. Расчетная нагрузка

$$s = s_0 \gamma_s \mu = 1,5 \cdot 1,4 \mu = 2,1 \mu \text{ кН/м}^2.$$

Так как $g_n/s_0 = 1,48/1,50 > 0,8$, $\gamma_s = 1,4$.

Узловые силы. Первый вариант снеговой нагрузки (рис. 13.13, б):

$$F_{1s} = F_{2s} = 2,1 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 1,13 = 85,4 \text{ кН};$$

$$F_{3s} = 2,1 \cdot 12 \cdot 3 (0,8 + 1,13) / 2 = 73 \text{ кН};$$

$$F_{4s} = 2,1 \cdot 12 (3 + 0,5 \cdot 3) 0,8 = 90,7 \text{ кН}.$$

Опорные реакции: $F_{A, s} = F_{1s} + F_{2s} + F_{3s} + F_{4s} = 2 \cdot 85,4 + 73 + 90,7 = 334,5$ кН.
Второй вариант снеговой нагрузки (рис. 13.13, в):

$$F'_{1s} = 2,1 \cdot 12 \cdot 3 = 75,6 \text{ кН};$$

$$F'_{2s} = 2,1 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 2,33 = 176 \text{ кН};$$

$$F'_{3s} = 2,1 \cdot 12 (3/2) 2,33 = 88,1 \text{ кН}.$$

Опорные реакции: $F_{A, s} = F'_{1s} + F'_{2s} + F'_{3s} = 340$ кН.

Нагрузка от рамных моментов (см. табл. 12.6). Первая комбинация: $M_{1\max} = -855$ кН м; $M_{2\text{соот}} = -596$ кН м (сочетание 1, 2, 3, 4, 5).

Вторая комбинация (без учета снеговой нагрузки): $M_1 = -855 - (-327) = -528$ кН м; $M_{2\text{соот}} = -596 - (-327) = -269$ кН м.

Нагрузка от распора рамы. Первая комбинация:

$$H_1 = 24 + (35 + 40 + 17 + 4,3) 0,9 = 110,7 \text{ кН};$$

$$H_2 = 24 + (35 + 69 + 4,6 + 4,3) 0,9 = 125,6 \text{ кН}.$$

Вторая комбинация: $H'_1 = 24 + (40 + 17 + 4,3) 0,9 = 79,2$ кН;

$$H'_2 = 24 + (69 + 4,6 + 4,3) 0,9 = 94,1 \text{ кН}.$$

Схема приложения опорных моментов и распора приведена на рис. 13.14.

3. Определение усилий в стержнях фермы. Усилия в стержнях фермы определяем отдельно для каждой нагрузки с помощью построения диаграммы Максвелла—Кремоны или на ЭВМ.

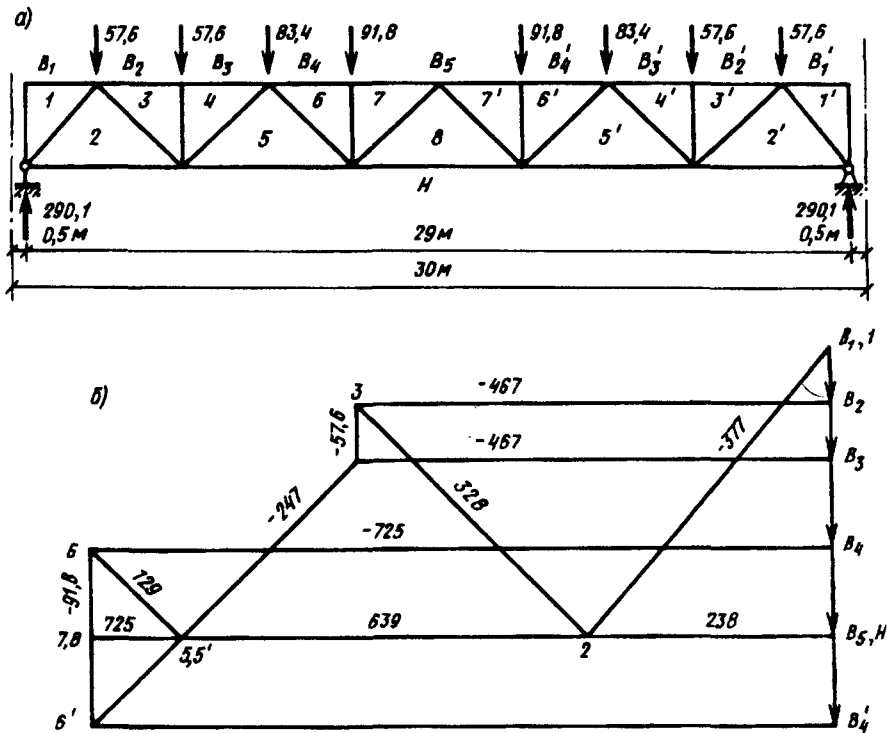


Рис. 13.15. Расчетная схема (а) и диаграмма усилий от постоянной нагрузки (б)

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 загрузки. 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,

$$H = M / (h_{\text{оп}} - \sum z_0) = 1 / (3,15 - 0,1) = 0,328 \text{ кН.}$$

Вертикальные опорные реакции фермы равны:

$$F_A = -F_B = M/l = 1/29 = 0,0345 \text{ кН.}$$

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		
		$\psi_c = 1$		$\psi_c = 0,9$		S_1 от $M_1 = 1$	S_2 от $M_2 = 1$	$S_1 M_1$	$S_2 M_2$	№ нагру-зок	растяже-ние	№ нагру-зок	сжатие	№ нагру-зок	сжатие	
		1	2а	2в	3	4	5									
Верхний пояс	В1-1	0	0	0	-0,328	0	280	0	0	3	280	—	—	—		
	В2-3	-467	-519	-467	-0,265	-0,065	226,6	39	—	—	—	—	1; 2а	-986		
	В3-4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
	В4-6	-725	-765	-689	-0,2	-0,13	171	77,5	—	—	—	—	—	1; 2а	-1490	
	В5-7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Нижний пояс	Н-2	238	274	247	0,295	0,033	-156*	-9*	—	—	—	—	—	—	—	
	Н-5	639	680	612	0,23	0,1	-122*	-27*	—	—	—	—	—	—	—	
	Н-8	725	765	689	0,165	0,165	-87*	-44*	—	—	—	—	—	—	—	
	Н-2	-377	-435	-392	0,044	-0,044	-38	26	—	—	—	—	—	—	—	
Раскосы	2-3	328	351	316	-0,047	0,047	40	-28	—	—	—	—	—	—	—	
	4-5	-247	-231	-208	0,047	-0,047	-40	28	—	—	—	—	—	—	—	
	5-6	129	128	115	-0,047	0,047	40	-28	—	—	—	—	—	—	—	
	7-8	0	0	0	0,047	-0,047	-40	28	—	—	—	—	—	—	—	
	3-4	-57,6	-176**	-158**	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	6-7	-91,8	-91	-82	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	1-2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

* По второй комбинации моментов и распоров;

** По второму варианту снеговой нагрузки.

Таблица 13.2. Таблица проверки сечений стержней ферм

Элемент	№№ стержней	Расчетное усилие, кН		Сечение	Площадь А, см ²	i _x /i _y , см	i _x /i _y , см	β _x /β _y	β _{max}	[β]	φ _{min}	γ _c	Проверка сечения	
		растяжение	сжатие										Прочность $\frac{N}{A_n} \leq R_y (\gamma_c / \gamma_{Rd})$ кН/см ²	Устойчивость $\frac{N}{(\varphi A)} \leq R_y (\gamma_c / \gamma_{Rd})$ кН/см ²
Верхний пояс	В-1	280	—	—	—	250	250	—	—	—	—	0,95	—	—
	В-2	—	986	160x10	62,8	300	300	4,96	60,5	126	0,734	0,95	—	21,4 < 24
	В-4	—	—	—	—	300	300	6,25	48	—	—	—	—	—
	В1-6	—	1490	200x14	109,2	300	600	6,2	48,4	130	0,685	0,95	—	19,9 < 24
	В5-7	—	—	—	—	600	8,77	68,4	—	—	—	—	—	—
В стадии монтажа $i_y = 1450$ см, i_x , i_y , $e_p = (6,25 \cdot 8,5 + 8,77 \cdot 6) / 14,5 = 7,3$; $\beta_x = 1450 / 7,3 = 199 < [\beta] = 220$														
Нижний пояс	Н-2	512	6,2	125x9	44	550	550	3,86	142,5	150	0,313	0,95	11,6 < 24	0,45 < 24
	Н-6	1319	—	160x10	62,8	600	1800	4,96	121	—	—	0,95	23,7 < 24	—
	Н-8	1490	—	—	—	600	288	6,25	288	—	—	—	—	—
	1-2	—	812	160x100x10	50,6	197	394	2,84	69	120	0,68	0,95	—	23,6 < 24
Раскосы	2-3	679	—	Г100x8	31,2	342	428	3,07	111	—	—	0,95	20,5 < 24	—
	4-5	—	478	Г125x9	44	342	428	3,86	88	152	0,562	0,8	—	19,3 < 20,2
	5-6	257	—	Г63x5	12,26	342	428	1,94	175	300	—	0,95	21 < 24	—
	7-8	—	—	Г63x5	12,26	342	428	1,94	175	180	0,211	0,8	—	4,6 < 20,2
Стойки	3-4	—	—	Г90x6	21,2	244	305	2,78	88	150	0,562	0,8	—	19,6 < 20,2
	6-7	—	—	Г90x6	21,2	244	305	2,78	88	150	0,562	0,8	—	15,4 < 20,2

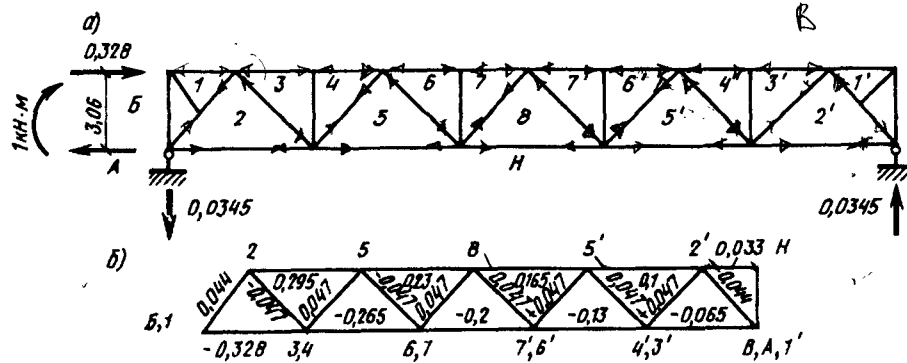


Рис. 13.16. Расчетная схема (а) и диаграмма усилий от единичного момента (б)

Диаграмма усилий от единичного опорного момента приведена на рис. 13.16.

Усилия от распора рамы при фермах с восходящим опорным раскосом прикладываются целиком к нижнему поясу. При учете пространственной работы каркаса усилия от распора на левой и правой опорах неравны, так как диск покрытия перераспределяет 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.

Усилия от всех видов загрузки 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.

4. Подбор и проверку сечений стержней ферм выполняем 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 $[\beta]$ указаны в соответствии с п. 9.4.4.

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); $R_{wf} \beta_f = 215 \cdot 0,9 = 193 > R_{wz} \beta_z = 0,45 \cdot 370 \cdot 1,05 = 175$. Несущая способность швов определяется прочностью по границе сплавления $(\gamma_w \beta R_w)_{\min} = 175$ МПа = $17,5$ кН/см².

Длина сварных швов определяется по формуле

$$l_w = N / [2k_f(\beta\gamma_w R_w)_{\min}] + 1 \text{ см.}$$

Т а б л и ц а 13.3. Расчет швов

№№ стержня	Сечение	N, кН	Шов по обуху			Шов по перу		
			№об, кН	к _f , см	l _w , см	N _п , кН	к _f , см	l _w , см
1—2	160x100x10	812	0,75N = 609	0,8	23	0,25N = 203	0,6	11
2—3	100x8	679	0,7N = 475	0,8	18	0,3N = 204	0,6	11
3—4	90x6	234	164	0,6	9	70	0,4	6
4—5	125x9	478	345	0,8	14	143	0,6	8
5—6	63x5	257	180	0,6	10	77	0,4	7
6—7	90x6	183	128	0,6	7	55	0,4	5
7—8	63x5	12	8	0,6	5	4	0,4	5

Спецификация металла стальС245 по ГОСТ-27772-88 кроме оговоренной									
Отправ. марка	Сбороч. марка	Кол-во		Сечение	Длина, мм	Масса, кг			Примечания
		Т	Н			шт.	общ.	марки	
Ф-2	1	1	1	L160x10	7972	196,9	394	2540	
	2	1	1	L200x14	6252	267,6	535		
	3	1	1	L125x9	4970	86	172		
	4	1	1	L160x10	9253	228,5	457		
	5	2		L160x10x40	3480	88	176		
	6	2		L100x8	3630	42,5	85		
	7	4		L90x6	2740	22,6	90		
	8	2		L125x9	3675	63,5	127		
	9	2		L63x5	3620	17,5	35		
	10	2		L63x5	3730	18	36		
11	1		L63x5	2390	11,5	12			
12	1		L63x5	1620	7,8	8			
13	1		-25x280	350	19,2	19			
14	1		-25x250	600	33	33			
15	1		-14x225	500	12,4	12			
16	1		-14x300	580	19,1	19			
17	1		-14x450	700	34,6	35			
18	2		-12x450	960	40,7	81			
19	2		-12x250	350	8,2	16			
20	1		-12x400	550	20,7	21			
21	2		-12x400	500	18,8	38			
22	1		-14x80	300	2,6	3			
23	2		-14x220	800	19,3	39			

Спецификация металла стальС245 по ГОСТ-27772-88 кроме оговоренной									
Отправ. марка	Сбороч. марка	Кол-во		Сечение	Длина, мм	Масса, кг			Примечания
		Т	Н			шт.	общ.	марки	
Ф-2	24	2		-12x200	320	6	12	2540	С255
	25	1		-12x100	320	3	3		С255
	26	13		-12x60	180	1	13		
	27	4		-12x60	220	1,2	5		
	28	7		-12x60	120	0,7	5		
	29	4		-12x60	80	0,5	2		
30	2		L63x5	60	0,3	1		С255	
31	2		-12x130	450	7,6	15		С255	
32	2		-12x140	350	4,6	9		С255	

Таблица отправочных марок									
Отправочная марка	число марок	Масса, кг							
		элемента	общая						
Ф2	12	2540	30480						

Примечания:

1. Болты нормальный точности М20 из стали класса 4.6
2. Отверстия $d = 23$ мм
3. Катет угловых швов $k = 4$ мм } кроме оговоренных
4. Запасные швы выполнять полуавтоматической сваркой в среде CO₂
5. Сварочная проволока СВ-08Г2С
6. Соединительные прокладки (поз. 26, 27, 28, 29) ставить на рабных расстойках.

Рис. 13.17. Отправочная марка фермы Ф-2

Расчет швов приведен в табл. 13.3. Пример оформления детализировочного 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 18 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 $h_{\text{фон}}$ 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 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 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.

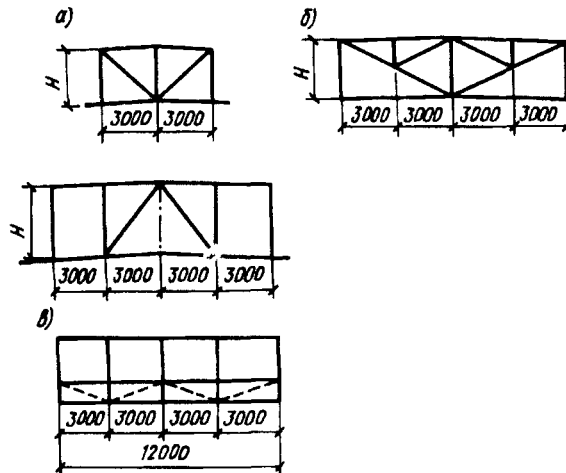


Рис. 13.18. Схемы светоаэрационных фонарей стоечного типа (а) и с поперечной фермой (б) и схема фонарной панели в плоскости остекления (в)

Продольная конструкция фонаря часто выполняется в виде фонарной панели. Такие панели целиком изготавливаются 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.

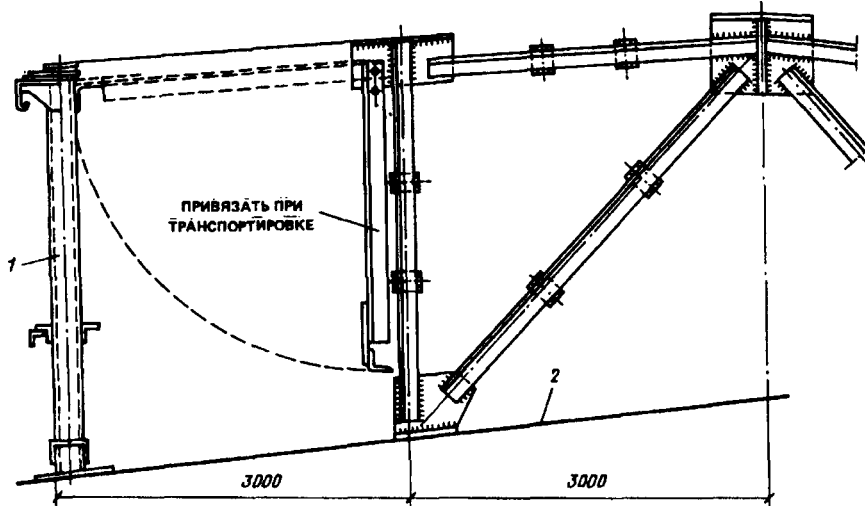


Рис. 13.19. Конструктивное решение светоаэрационного фонаря с фонарными панелями
1 — фонарная панель; 2 — грань верхнего пояса стропильной фермы

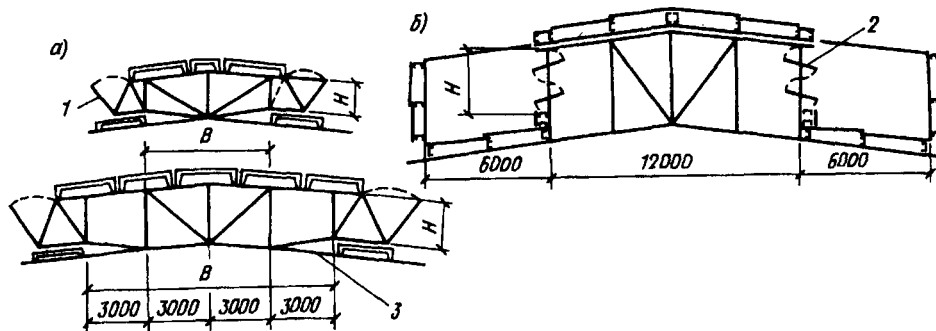


Рис. 13.20. Схемы аэрационных фонарей

а — с поворотными щитами 1; б — с поворотными створками 2; 3 — верхний пояс стропильной фермы

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.

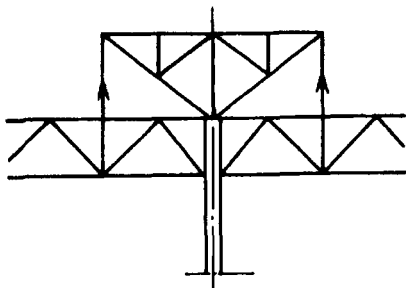


Рис. 13.21. Схема фанаря по среднему ряду колонны

Аэрационные фанари предназначены только для аэрации зданий и применяются там, где производство связано с большими тепловыделениями. Для создания тяги и предотвращения задувания фанарей устанавливаются ветроотбойные щиты, которые могут подвешиваться к консольной части конструкции фанаря или опираться непосредственно на покрытие здания. Для регулирования воздухообмена применяются поворотные створки в продольных фанерных панелях.

Размер горловины (проема) аэрационных фанарей и их высота определяются специальным расчетом в соответствии с заданным режимом аэрации. Схемы типовых аэрационных фанарей представлены на рис. 13.20.

Фанари рассчитывают на нагрузки от покрытия, снеговую и ветровую по упрощенной схеме в предположении шарнирности всех узлов. Раскосы стоечных фанарей (см. рис. 13.18,а) рассчитывают только на растяжение. Сжатые раскосы при высокой их гибкости считаются выключающимися из работы.

В многопролетных зданиях фанари иногда располагают по оси колонн (общий фанарь для двух пролетов (рис. 13.21)). При достаточной жесткости крепления стоек (например, на сварке) фанарь 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, нежестко 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 подкрановые 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.

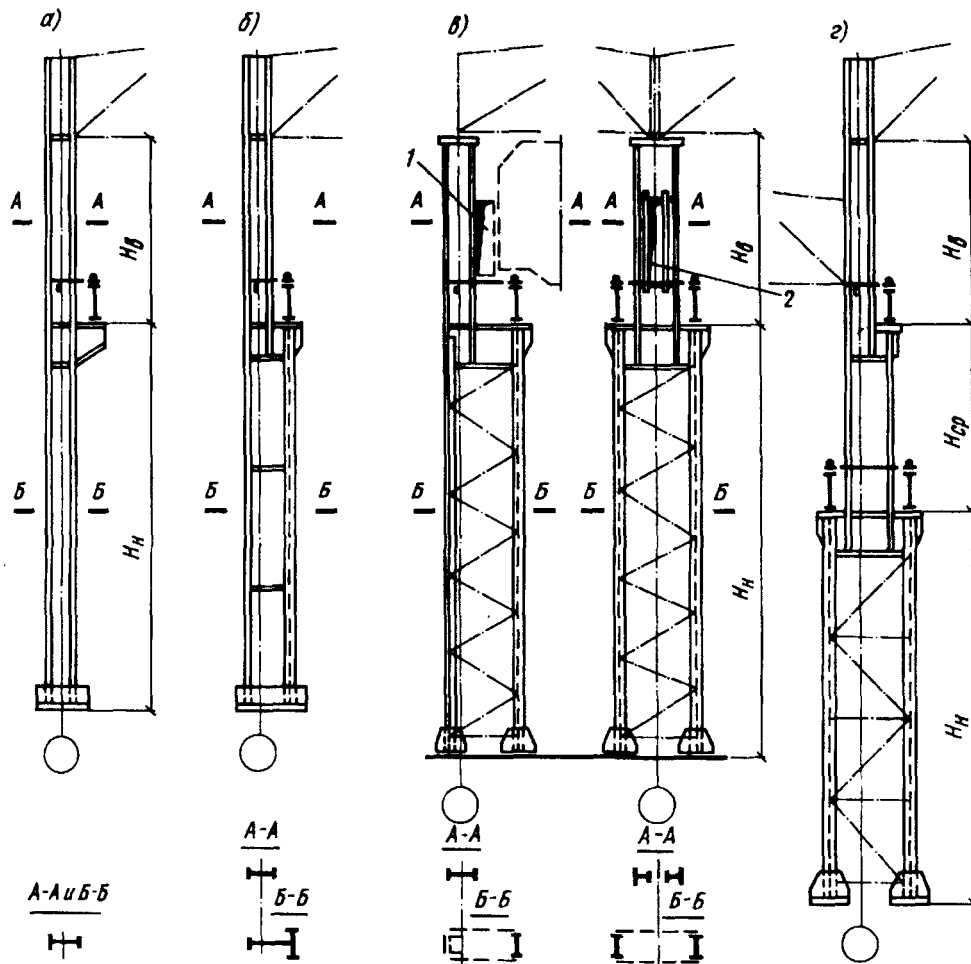


Рис. 14.1. Колонны производственных зданий

a — постоянно по высоте сечения; б-г — ступенчатые; 1 — габарит прохода; 2 — проход

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. (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 (рис. 14.1,в).

Генеральные размеры колонн устанавливаются при компоновке поперечной рамы (см. п. 11.2).

В отдельных 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

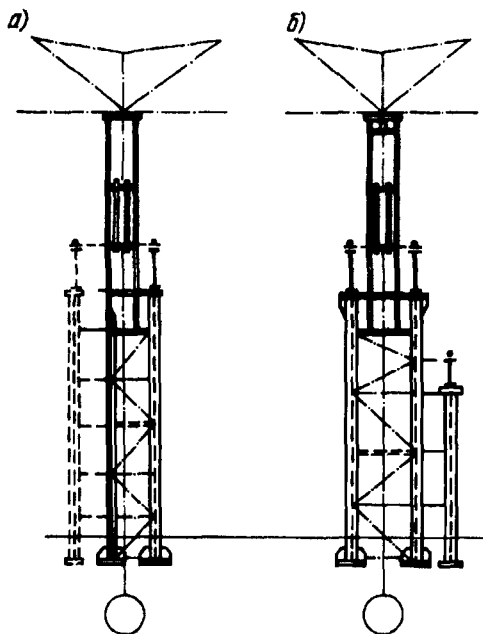


Рис. 14.2. Раздельные колонны
 а — при расширении здания; б — при низкорасположенных тяжелых кранах

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 об-

щую и местную устойчивость элементов. Для обеспечения нормальных условий эксплуатации колонны должны обладать также необходимой жесткостью.

Сечения ступенчатых колонн подбирают отдельно 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 фун-

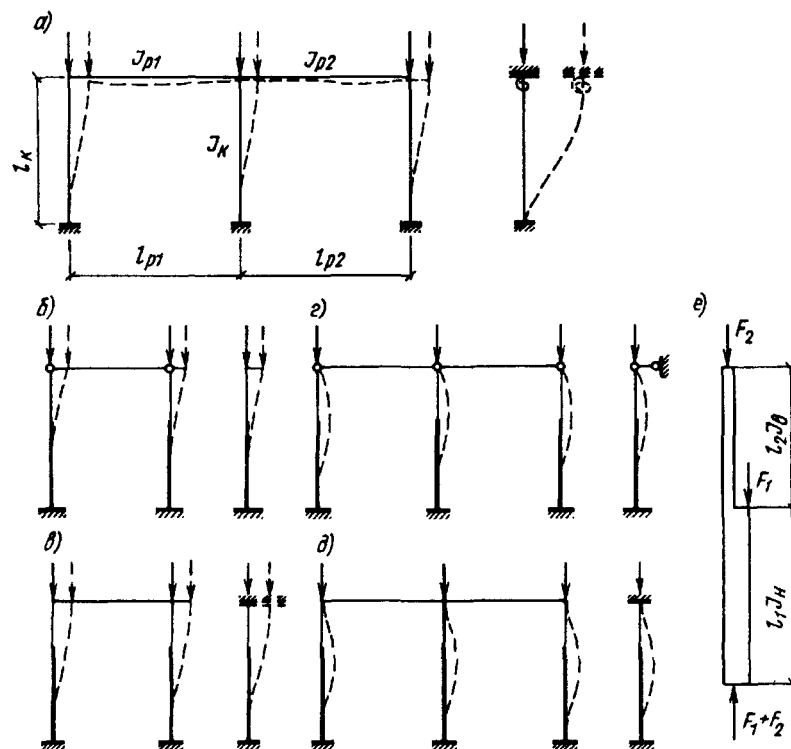


Рис. 14.3. К определению расчетных длин колонн

a — постоянного сечения; *б–е* — ступенчатых; *б* — конец стойки свободен; *в* — конец закреплен только от поворота; *з* — шарнирно опертый конец; *д* — защемленный конец; *е* — схема одноступенчатой колонны

даменте и соотношения погонных жесткостей ригеля и колонны (учитывая упругое защемление верхнего конца) (рис. 14.3, *a*).

При жестком закреплении ригеля к колонне и при нагружении верхних узлов значения μ определяются по следующим формулам:

при шарнирном закреплении колонн в фундаментах

$$\mu = 2\sqrt{1 + 0,38/n}; \quad (14.1)$$

при жестком закреплении колонн в фундаментах

$$\mu = \sqrt{(n + 0,56)/(n + 0,14)}. \quad (14.2)$$

В формулах (14.1) и (14.2)

$$n = (kl_c/(k + 1)I_c)(I_{s1}/l_1 + I_{s2}/l_2), \quad (14.3)$$

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 загрузку 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 отдельно 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:

$$N_{1, cr} / N_{2, cr} = N_1 / N_2 = (F_1 + F_2) / F_2 = \beta, \quad (14.4)$$

где N_1 и N_2 — продольные усилия в нижней и верхней частях колонны; $N_{1, cr} = \pi^2 E I_N / (\mu_1 l_1)^2$ и $N_{2, cr} = \pi^2 E I_B / (\mu_2 l_2)^2$ — 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_N, I_B — моменты инерции нижней и верхней частей колонны.

Подставив в формулу (14.4) выражения критических сил, получим

$$\alpha_1 = \mu_1 / \mu_2 = (l_2 / l_1) \sqrt{I_N / (I_B \beta)}. \quad (14.5)$$

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 рассматриваемой колонны смещения ее верхнего конца не происходит (есть только поворот), так как она удерживается другими устойчивыми ко-

лоннами. 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 (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. 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 (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

$$F_1 / F_{1,cr} + F_2 / F_{2,cr} \leq 1. \quad (14.6)$$

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:

$$\mu_1 = \sqrt{[\mu_{11}^2(\beta - 1) + \mu_{12}^2] / \beta}. \quad (14.7)$$

Коэффициенты μ_{11} и μ_{12} в зависимости от параметров l_1 / l_2 и I_B / I_H для колонны с жестким и шарнирным сопряжением с ригелем приведены в нормах [8].

Коэффициент расчетной длины для верхнего участка колонны, как и для однопролетных рам, 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 приведенной таблице.

При расчете рам возможны различные комбинации нагрузок с разными соотношениями расчетных усилий. При определении расчетных длин принимаются наибольшие значения продольных расчетных усилий, и полученные значения μ используются для расчета при других комбинациях нагрузок.

Для двухступенчатых колонн коэффициенты расчетной длины определяются аналогично; они приведены в нормах [8].

Коэффициенты μ_1 и μ_2 для одноступенчатых колонн одноэтажных промышленных зданий при $l_2/l_1 \leq 0,6$ и $\beta = N_1/N_2 \geq 3$

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

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). Верхний участок колонн закреплен от смещения торцовыми 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

$$\left[N/(A_n R_y \gamma_c) \right]^n + M_x/(c_x W_{xn} R_y \gamma_c) + M_y/(c_y W_{yn} R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (14.8)$$

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 (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

$$N/(\varphi_e A) \leq R_y \gamma_c, \quad (14.9)$$

где φ_e — коэффициент снижения расчетного сопротивления при внецентренном сжатии; зависит от условной гибкости стержня $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y/E}$ и приведенного эксцентриситета $m_{ef} = \eta m_x$ (прил. 9); $m_x = e_x / \rho_x = (M_x A) / (N W_{ex})$ — относительный эксцентриситет; W_{ex} — момент сопротивления наиболее сжатого волокна; η — коэффициент влияния формы сечения (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 [8]. 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

$$N/(c \varphi_y A) \leq R_y \gamma_c, \quad (14.10)$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба, определяемый по прил. 7 в зависимости от гибкости $\bar{\lambda}_y = b/\lambda_y$; c — коэффициент, учитывающий влияние момента M_x при изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

Коэффициент c определяют по следующим формулам:

при $m_x \leq 5$

$$c = \beta / (1 + \alpha \nu m_x), \quad (14.11)$$

где α , β , ν — коэффициенты, определяемые по прил. 12;

при $m_x \geq 10$

$$c = 1 / (1 + m_x (\varphi_y / \varphi_b)), \quad (14.12)$$

где φ_b — коэффициент снижения расчетного сопротивления при потере устойчивости балок (см. п. 7.4), в большинстве практических случаев при проверке устойчивости колонн $\varphi_b = 1,0$;

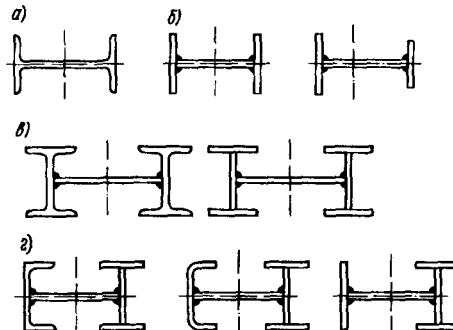


Рис. 14.4. Типы сечения сплошных колонн

при $5 < m_x < 10$

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2m_x - 1), \quad (14.13)$$

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 $m_x = M_x A / (N W_{cx})$ 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 $\bar{j}_y > 3,14$ 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 п. 14.2.1, находят коэффициенты проведения μ и определяют расчетные длины l_x и l_y . В соответствии с формулой (14.9) требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = N / (\varphi_e R_y \gamma_c). \quad (14.14)$$

Для симметричного двутавра $i_x \approx 0,42h$, $\rho_x \approx 0,35h$, где h — высота сечения колонны, назначенная при компоновке рамы. В таком случае:

$$\bar{j}_x = (l_x / i_x) \sqrt{R_y / E} \approx (l_x / 0,42h) \sqrt{R_y / E};$$

$$m_x = e_x / \rho_x \approx M_x / (N 0,35h).$$

По полученным значениям m_x и \bar{j}_x по прил. 11 определяют коэффициент η . В первом приближении можно принять соотношение площадей полки A_f и стенки A_w $A_f / A_w = 0,5$. Зная значения приведенного эксцентриситета $m_{ef} = \eta m_x$ и условную гибкость \bar{j}_x , по прил. 9 получим значение коэффициента φ_e и по формуле (14.14) — требуемая 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 местной потери устойчивости стенки ее условная гибкость $\bar{j}_w = (h_{ef} / t_w) \sqrt{R_y / E}$ не должна превышать предельной \bar{j}_{lim} .

Чем больше условная гибкость колонны \bar{j}_x , тем меньше степень развития пластических деформаций и тем выше предельная гибкость стенки.

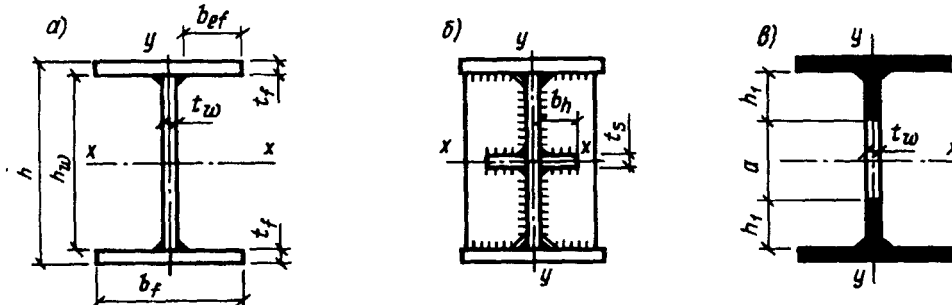


Рис. 14.5. К подбору сечения сплошных колонн

При $1 < m_x < 10$ предельная гибкость стенки определяется по следующим формулам:

$$\begin{aligned} \text{при } \bar{\lambda}_x < 2 \quad \bar{\lambda}_{uw} &= 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}_x^2; \\ \text{при } \bar{\lambda}_x \geq 2 \quad \bar{\lambda}_{uw} &= 1,2 + 0,35 \bar{\lambda}_x. \end{aligned} \quad (14.15)$$

Во всех случаях $\bar{\lambda}_w$ не должна превышать 3.1.

При других значениях m_x значение $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется по нормам.

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 $h_{ef}/t_w = 80-120$ ($t_w = 6, 8, 10, 12$ мм), и обеспечить ее устойчивость постановкой продольных ребер жесткости (рис. 14.5, а, 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 за критической 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

$$[b_{ef}/t_f] = [0,36 + 0,1 \bar{j}_x - 0,01(1,5 + 0,7 \bar{j}_x) m_x] \sqrt{E/R_y} \quad (14.16)$$

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 формуле (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 $\sigma_1 = N/A + M_{yc}/I$ — наибольшее сжимающее напряжение в стенке (y_c — расстояние от центра тяжести до сжатого края стенки); $\sigma_2 = N/A - M_{yp}/I$ — 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

$$\begin{aligned} \bar{j}_{uw} &= 4,35 \sqrt{(2\alpha - 1)E/\sigma_1 (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})} < \\ &\leq 0,7 + 2,4 \alpha, \end{aligned} \quad (14.17)$$

где $\beta = 1,4(2\alpha - 1)(\tau/\sigma_1)$.

При $\alpha \leq 0,5$ значение \bar{j}_{uw} определяется как для центрально сжатых элементов (см. гл. 8); при $0,5 < \alpha < 1$ — по интерполяции между значениями \bar{j}_{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 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. 4.4).

В колоннах зданий, эксплуатируемых в неагрессивных и слабоагрессивных средах при температуре выше -40°C , 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 нагружения с положительным и отрицательным моментами (рис. 14.6). Приближенно можно принять, что высота стенки и расстояние между центрами тяжести полок равны высоте сечения колонны $h_{ef} \approx h_f \approx h$; 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 $\sigma_1 = N_1/A + M_1 y_1/I$ — максимальные напряжения при 1-й комбинации усилий; $\sigma_2 = N_2/A + M_2 y_2/I$ — 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 :

$$A_w = pA; I_x = Ah^2 [k/(1+k)^2 - p/6];$$

$$y_1 = (k/(1+k))h; y_2 = (1/(1+k))h;$$

$$i_x = h\sqrt{k/(1+k)^2 - p/6};$$

$$\rho_{x1} = i_x/y_1 = \beta_1 h; \rho_{x2} = i_x/y_2 = \beta_2 h;$$

$$\beta_1 = 1/(1+k) - p(1+k)/k;$$

$$\beta_2 = k/(1+k) - p(1+k)/6.$$

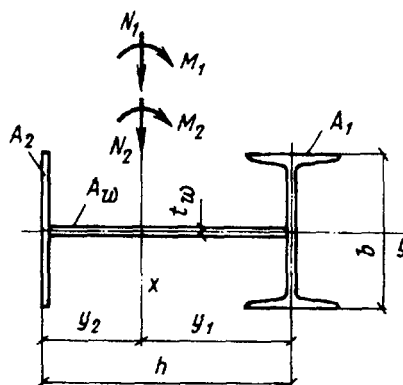


Рис. 14.6. К подбору сечения несимметричной колонны

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 $\bar{\lambda}_x = (k/i_x)\sqrt{E/R_y}$ и $m_{ef} = \gamma_{tx} = \gamma M/(N \rho_x)$. Далее назначаем с учетом местной устойчивости толщину стенки и определяем площадь полок. Учитывая, что $y_2 = h/(1+k)$ и $y_2 \approx [A_1 h + A_w(h/2)]/A$ найдем $A_1 = A/(1+k) - A_w/2$ и $A_2 = A - A_w - A_1$.

Компоновку полок выполняем так же, как и для симметричного сечения.

В заключение проводим проверку выбранного 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).

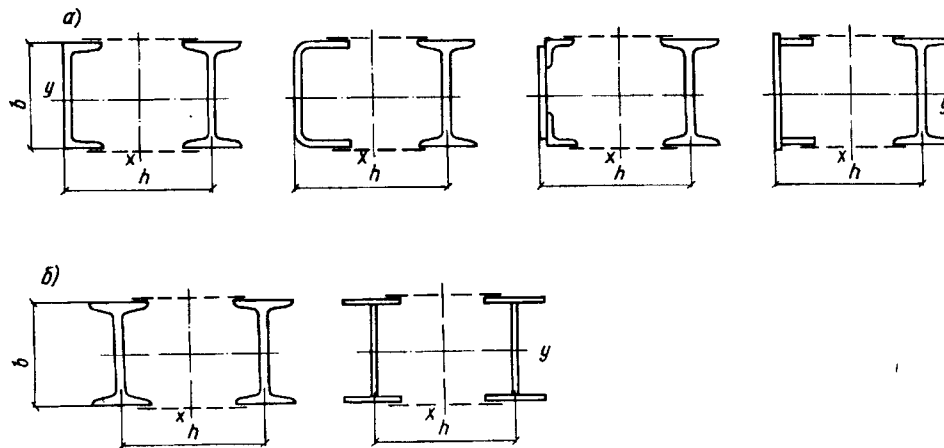


Рис. 14.7. Типы сечения решетчатых колонн

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

$$N_{B1} = N_1 y_2 / h_0 + M_1 / h_0; \quad (14.18)$$

в ветви 2

$$N_{B2} = N_2 y_1 / h_0 + M_2 / h_0, \quad (14.19)$$

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_{B1} и N_{B2} .

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)

$$N_{B1} / (\varphi_1 A_{B1}) \leq R_y \gamma_c; \quad (14.20)$$

из плоскости колонны

$$N_{B1} / (\varphi_y A_{B1}) \leq R_y \gamma_c, \quad (14.21)$$

где φ_1 — коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости ветви $\beta_{B1} = l_{B1}/i_1$ (l_{B1} — 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 $\beta_y = l_y/i_y$ (l_y — расчетная длина ветви из плоскости колонны, равная обычно высоте нижней части колонны; i_y — радиус инерции сечения ветви относительно оси у—у); A_{B1} — 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: $N / (\varphi_e A) \leq R_y \gamma_c$, но коэффициент φ_e определяют в зависимости от условной приведенной гибкости $\beta_{ef} = \beta_{ef} \sqrt{R_y/E}$ и относительного эксцентриситета m_x (коэффициент η не учитывается, см. гл. 2) по прил. 10 для сквозных стержней. Приведенную гибкость β_{ef} вычисляют так же, как для центрально сжатых сквозных колонн (см. п. 8.3).

Относительный эксцентриситет для сквозных сечений определяют по формуле

$$m_x = e_x A / W_x = [M_x A / (N I_x)] y_1, \quad (14.22)$$

где M_x — расчетное значение изгибающего момента при проверке устойчивости, принимаемое так же, как для сплошных колонн; A — площадь сечения стержня (обеих ветвей); $I_x = A_{B1} y_1^2 + A_{B2} y_2^2$ — момент инерции сечения колонны (см. рис. 14.8); y_1 — расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести наиболее нагруженной ветви колонны.

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. п. 8.5).

Рассматривая сквозную колонну, как ферму с параллельными поясами, усилия в раскосах N_d можно определить по формуле $N_d = Q_{\max} / n \sin \alpha$,

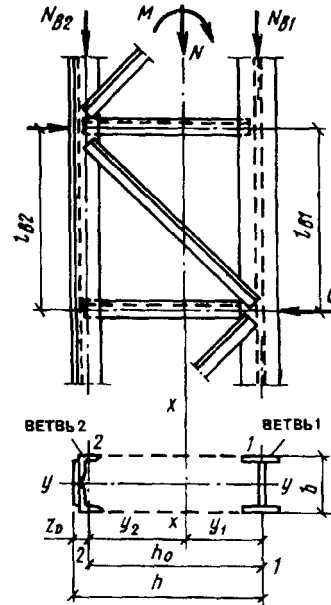


Рис. 14.8. К расчету решетчатой колонны

где n — число плоскостей решетки, α — угол между осями ветви и раскоса. Обычно сквозные колонны промзданий имеют две плоскости решетки.

Элементы решетки проектируются из единичных 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 придется 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 неизвестно, 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

$$y_1^2 - [(M_1 + M_2)/(N_1 - N_2) + h_0]y_1 + M_2h_0/(N_1 - N_2) = 0,$$

где N_1, M_1 — комбинация усилий с моментом, догружающим ветвь 1; N_2, M_2 — комбинация усилий с моментом, догружающим ветвь 2.

В большинстве случаев $N_1 \approx N_2$ (разница не превышает 10%) и

$$y_1 = |M_2|/(|M_1| + |M_2|)h_0; \quad (14.23)$$

для симметричных сечений $y_1 = y_2 = 0,5h_0$.

Далее находят требуемую площадь ветвей

$$A_{B1} = N_{B1}/(\varphi R_y \gamma_c) \text{ и } A_{B2} = N_{B2}/(\varphi R_y \gamma_c) \quad (14.24)$$

(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. Методика расчета сквозных стержней по деформированной схеме с учетом взаимодействия общей и местной форм потери устойчивости разработана проф. В.В. Горевым.

Несущая способность колонны при этом проверяется по формуле

$$N / (\varphi_1 \psi A) \leq R_y \gamma_c, \quad (14.25)$$

где ψ — коэффициент, учитывающий общий изгиб колонны, определяется из решения трансцендентного уравнения $m_x = (1 - \psi' / \psi) \cos(\beta_{ef} / 2) \sqrt{\psi}$, где $\beta_{ef} = \beta_{ef} \sqrt{\varphi_1 R_y / E}$; φ_1 — коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости ветви $\beta_b = l_b / i_1$.

Уточнение, получаемое при расчете по деформированной схеме, особенно существенно для гибких колонн.

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 $\beta_y = l_y / i_y = lb / i_y$, $\beta_x = l_x / i_x$.

Здесь l_b — расстояние между соединительными планками; l_x — расчетная длина стойки из плоскости рамы, определяемая как для стержня, заземленного 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 $\beta_x = \beta_y$, 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 β не должна превышать 200.

14.3. Узлы колонн

14.3.1. Оголовки колонн. Опирающие стропильных ферм на колонны может быть запроектировано сверху или сбоку. Опирающие сверху (см. рис. 13.15) 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, и рассмотрены в гл. 8.

Опирающие ферм на колонны сбоку проектируют как при жестком, так и при шарнирном соединении ригеля с колонной (см. рис. 13.16). Конструирование и расчет этих узлов рассмотрены в п. 13.3.3).

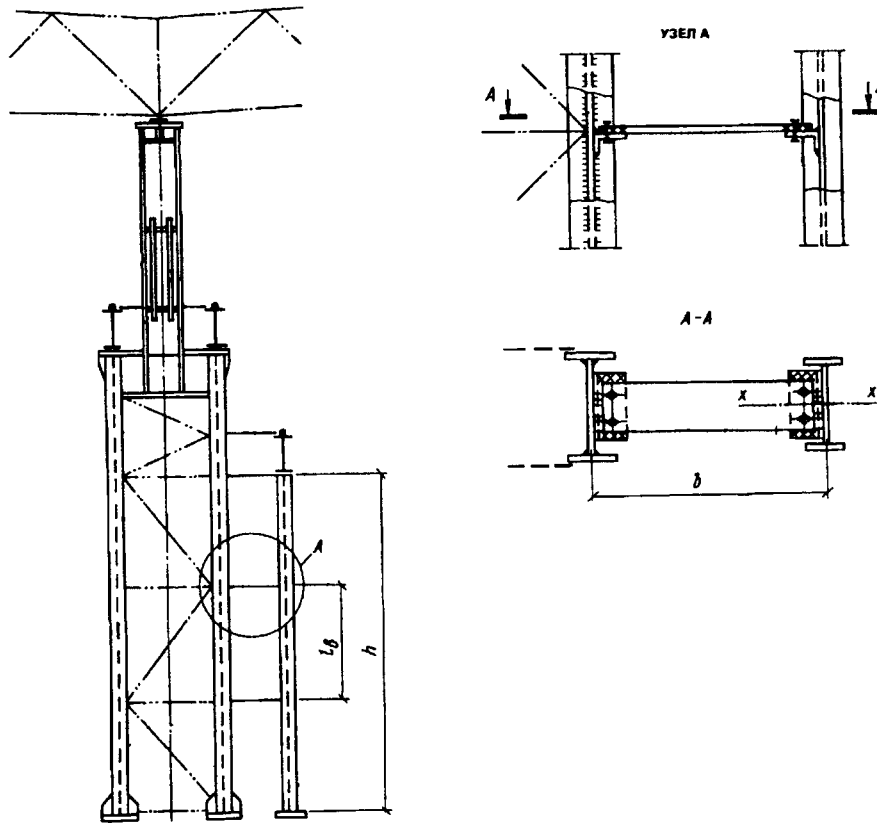


Рис. 14.9. К расчету раздельной колонны

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 $H = M/h_K$, а вертикальная сила — стенкой. Полку колонны следует проверить на растяжение в направлении толщины проката (линия I—I 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

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15R_y \gamma_c, \quad (14.26)$$

где $\sigma = N/A + M/W$; $\tau = (Q + H)/A_w$; A_w — площадь стенки колонны.

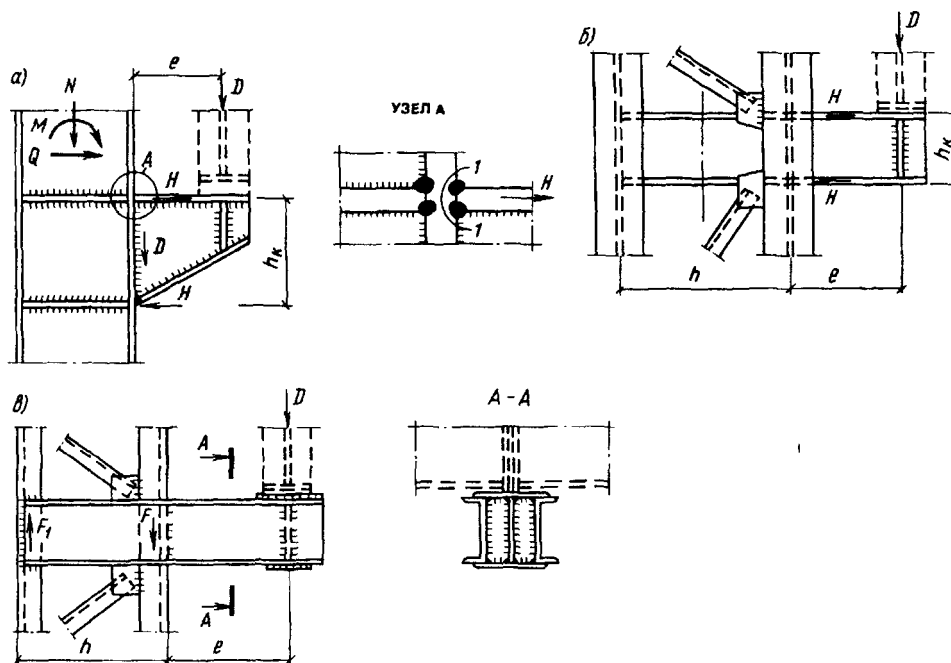


Рис. 14.10. Подкрановые консоли

а — при сплошных колоннах; б — при решетчатых колоннах; в — двухступенчатая консоль

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 $M = D_{\max}$ 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 уступа устраивают траверсу (рис. 14.11). Высоту траверсы $h_{\text{тр}}$ принимают равной 0,5—0,8 ширины нижней части колонны. Усилие D_{\max} через плиту толщиной 20—25 мм передается на стенку траверсы. При передаче усилия через фрезерованную поверхность стенка траверсы работает на смятие и проверяется по формуле

$$\sigma = D_{\max} / (l_{\text{эф}} t_w, \text{тр}) \leq R_p \gamma_c, \quad (14.27)$$

где $l_{\text{эф}} = b_{\text{о.р}} + 2t_{\text{пл}}$ — длина сминаемой поверхности; $b_{\text{о.р}}$ — ширина опорных ребер балок; $t_w, \text{тр}$, $t_{\text{пл}}$ — 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

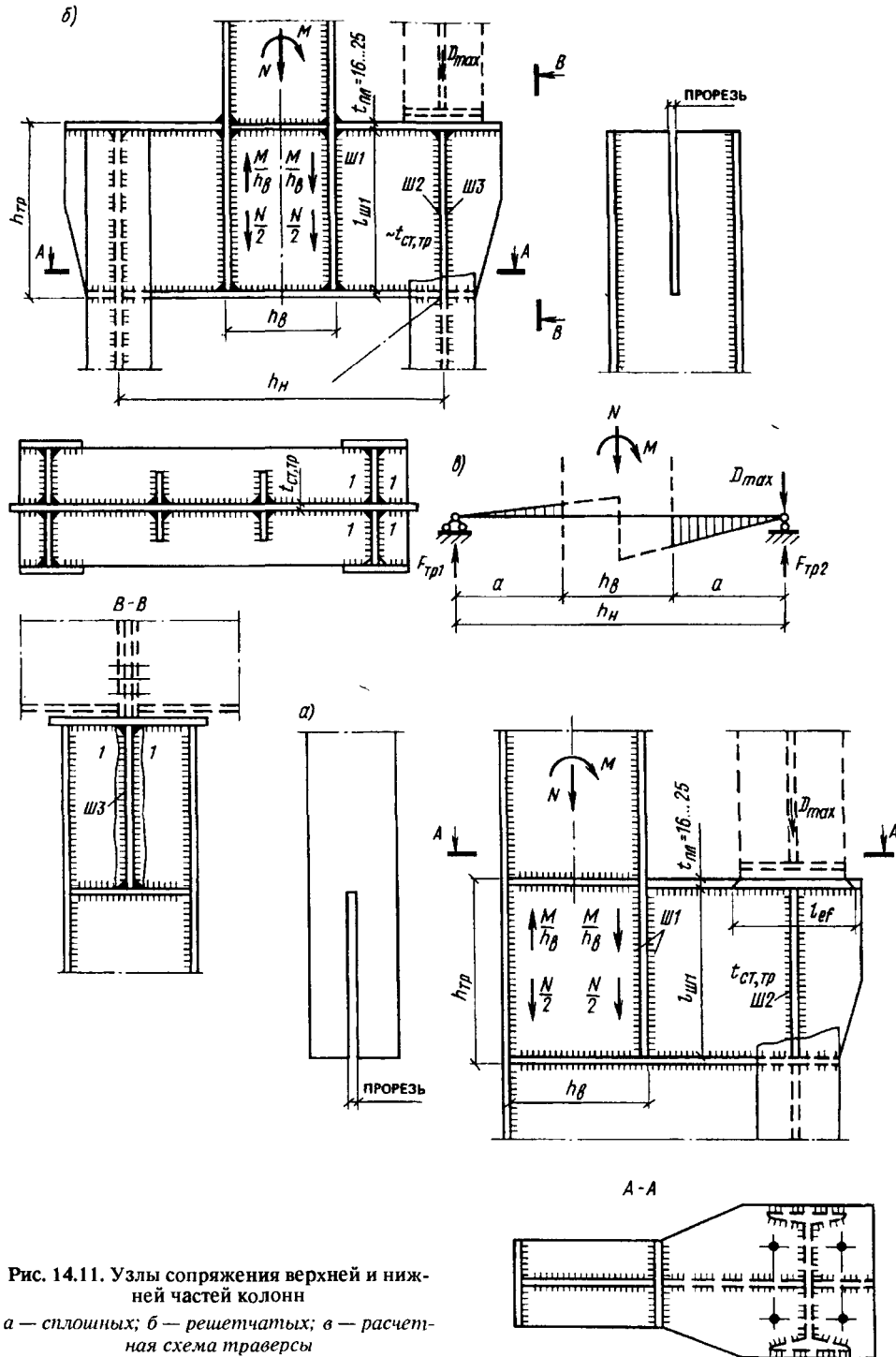


Рис. 14.11. Узлы сопряжения верхней и нижней частей колонн
 а — сплошных; б — решетчатых; в — расчетная схема траверсы

допустимо считать, что усилия N и M передаются только через полки верхней части колонны: $N_f = N/2 + M/h_b$, где N и M — усилия в сечении 2—2 (см. табл. 12.6).

Соответственно требуемая длина шва крепления вертикального ребра к стенке траверсы (ш 1) исходя из приварки четырьмя швами определяется по формуле

$$l_{w1}^{TP} = N_f / 4k_f(\beta R_w \gamma_w)_{\min} \gamma_c. \quad (14.28)$$

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, б). Нормальные напряжения в траверсе при $h_{tr} = (0,5—0,8)h_n$, как правило, малы, поэтому достаточно проверить прочность траверсы на срез по формуле

$$\tau = Q_{tr} / (h_{w, tr} t_w) \leq R_s \gamma_c, \quad (14.29)$$

где $h_{w, tr} t_w$ — высота и толщина стенки траверсы; Q_{tr} — поперечная сила.

Для симметричных колонн среднего ряда

$$Q_{tr} = N/2 + M/h_n + kD_{\max}.$$

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_{tr} дано в примере (см. п. 14.4).

Швы крепления траверсы к ветвям колонны (ш 2) рассчитывают на опорную реакцию траверсы $F_{tr} = Q_{tr}$, а шов крепления ребра, устанавливаемого с наружной стороны колонны напротив траверсы (ш 3), — на усилие $F = kD_{\max}/2$.

Для большей надежности крепления траверсы в полке верхней части и в стенке подкрановой ветви (см. рис. 14.11) делают прорезы, в которые заводят стенку траверсы. В этом случае швы крепления траверсы к подкрановой ветви рассчитывают на усилие $F = N/2 + M/h_n + D_{\max}$ (для средней колонны).

При этом же усилии следует проверить на срез (линия 1—1) стенку подкрановой ветви в месте крепления траверсы

$$\tau = F / (2h_{w, tr} t_{w, 1}) \leq R_s \gamma_c, \quad (14.30)$$

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

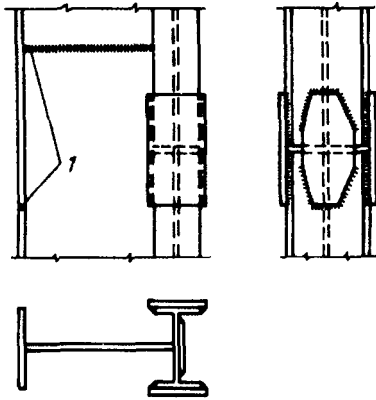


Рис. 14.12. Примеры заводских стыков

1 — стыки листов

изгиб не требуется, а прочность швов крепления траверсы к подкрановой полке (ш 2) 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 также 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 накладку (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). При разной толщине стыкуемых элементов полки соединяются с помощью накладок.

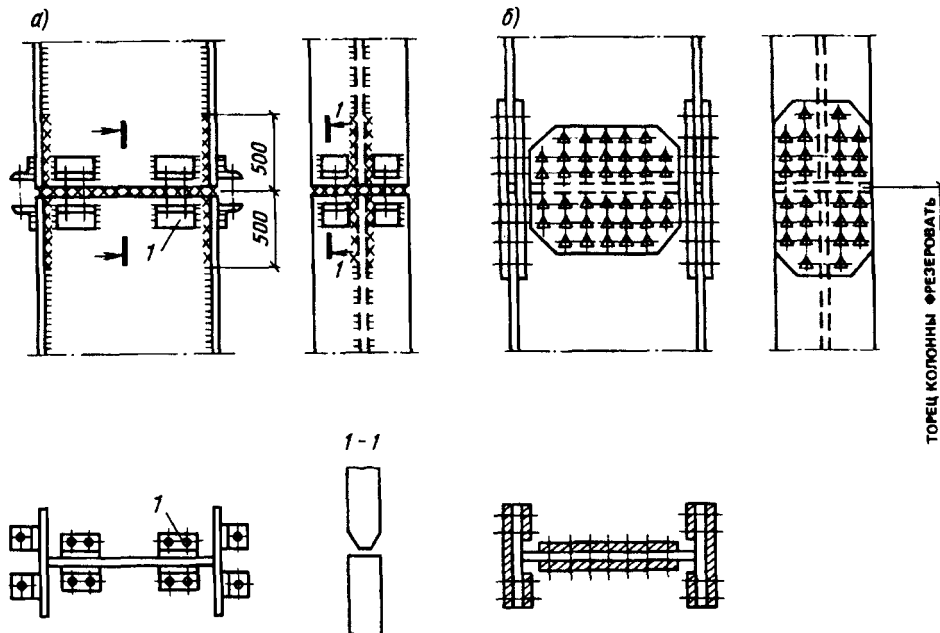


Рис. 14.13. Монтажные стыки колонн

а — сварной стык; б — стык на высокопрочных болтах; 1 — монтажные стыковочные уголки

В монтажных стыках на высокопрочных болтах сжимающие усилия передаются через фрезерованные торцы колонн, а растягивающие — накладками. 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).

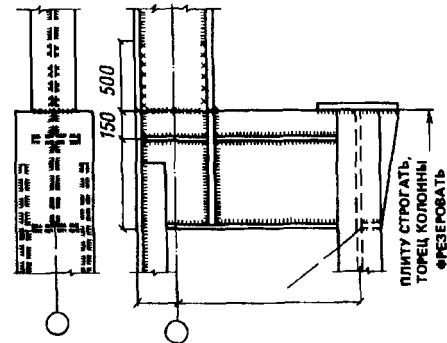


Рис. 14.14. Монтажный стык ступенчатой колонны

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 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 $N_B = N/2 + M/a$ от поперечной силы Q — местный момент $M_{loc} = (Q/2)(h/2) = Qh/4$.

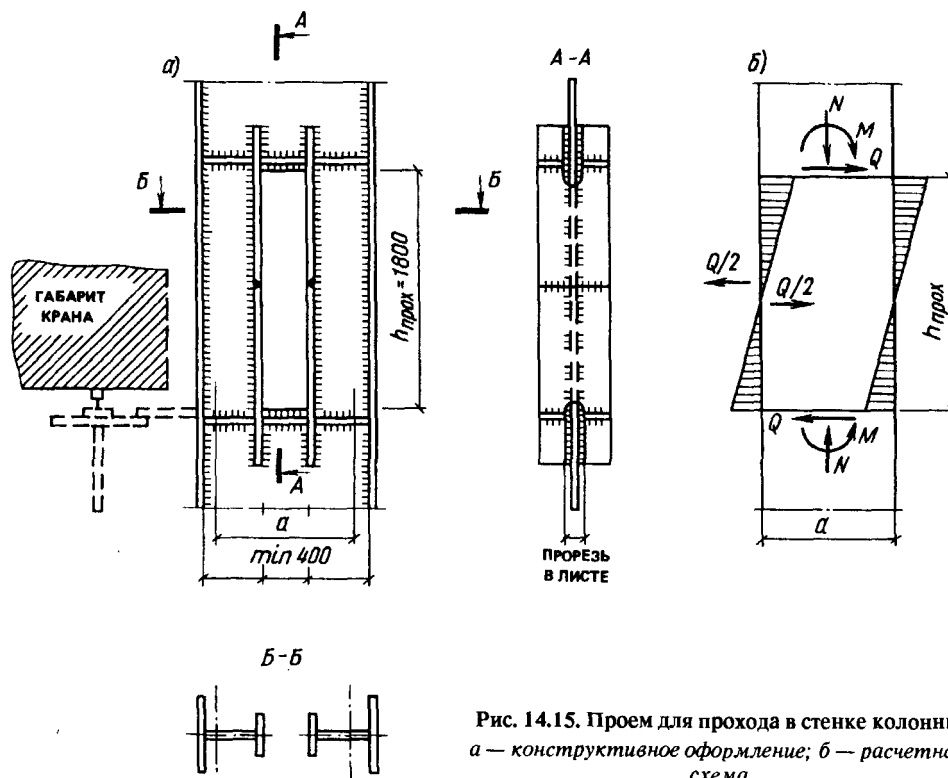


Рис. 14.15. Проем для прохода в стенке колонны
а — конструктивное оформление; б — расчетная схема

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. 18). В производственных зданиях колонна в плоскости рамы имеет обычно жесткое сопряжение с фундаментом, а из плоскости — шарнирное.

Существуют два типа баз — общая и отдельная. Для сплошных, а также легких сквозных колонн (при ширине $h < 1000$ мм) применяются общие базы (рис. 14.16). Для лучшей передачи момента на фундамент база внецентренно сжатой колонны размещается в плоскости действия момента; центр плиты обычно совмещается с центром тяжести колонны.

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:

$$\sigma_{\max} = N/A_{\text{пл}} + M/W_{\text{пл}} = N/BL + 6M/BL^2, \quad (14.31)$$

где $A_{\text{пл}}$, $W_{\text{пл}}$ — 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 $\sigma_b \leq R_{b,loc} \psi$ по формуле (14.31) можно определить длину плиты

$$L = N/(2B \psi R_{b,loc}) + \sqrt{[N/(2B \psi R_{b,loc})]^2 + 6M/(B \psi R_{b,loc})}, \quad (14.32)$$

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 швел-

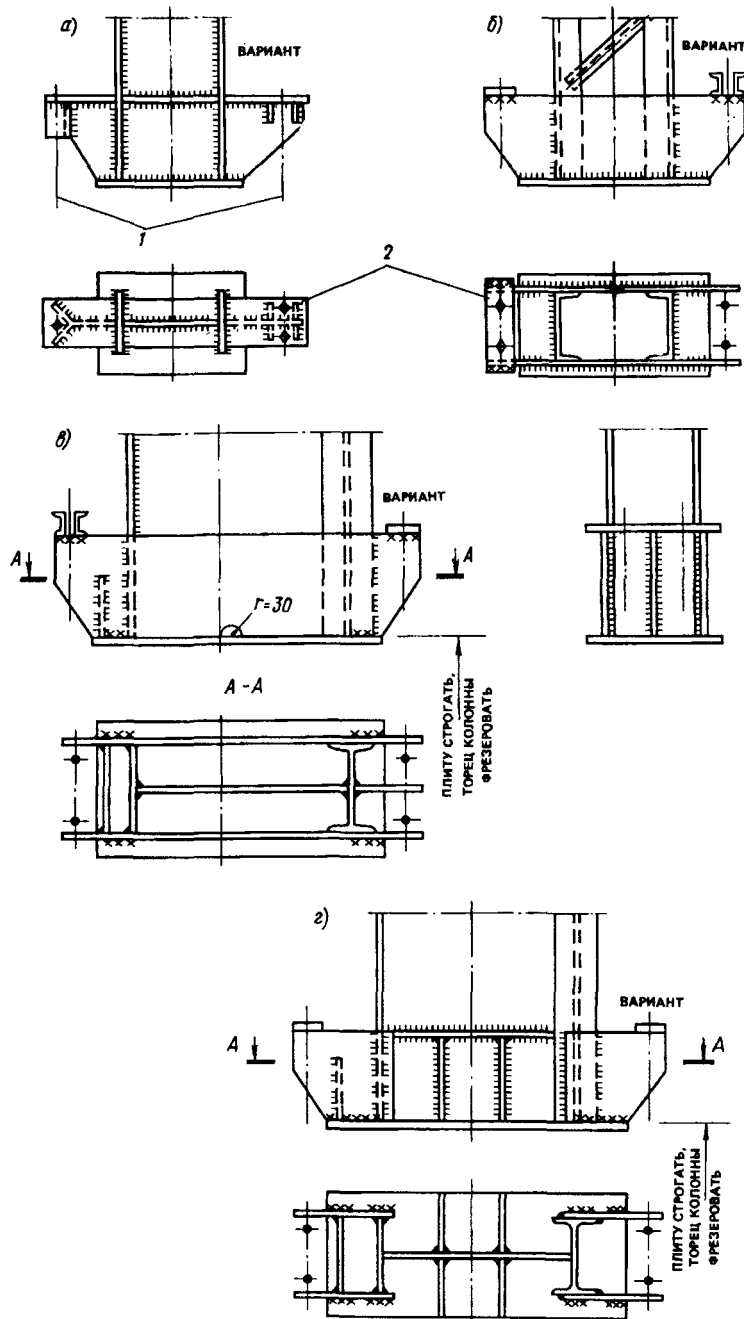


Рис. 14.16. Общие базы внецентренно сжатых колонн

а — легкой сплошной колонны с одностенчатой траверсой; б — легкой решетчатой колонны; в — двустенчатая база с общими траверсами; г — двустенчатая база с отдельными траверсами; 1 — анкерные болты; 2 — анкерные плитки

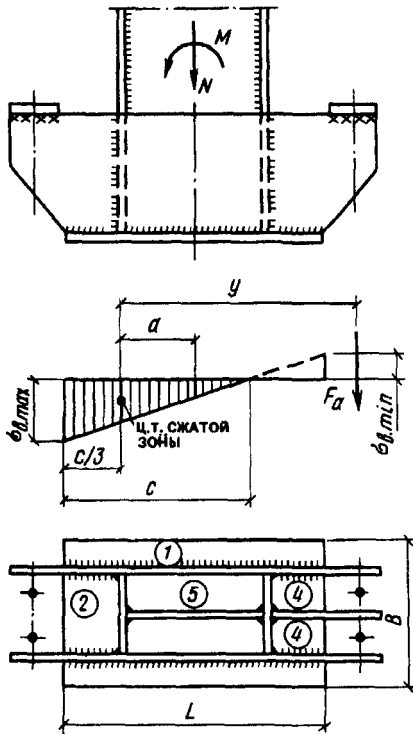


Рис. 14.17. К расчету базы внецентренно сжатой колонны

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 $A_{b,тр} = F_a / (n R_{ba} \gamma_c)$ (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 сле-

деров (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 отдельными (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 отдельные траверсы (см. рис. 14.16,г).

Каждая траверса приваривается к полке колонны двумя швами и работает как консоль от отпора бетона или усилия в 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 отдельные участки. Работа и расчет

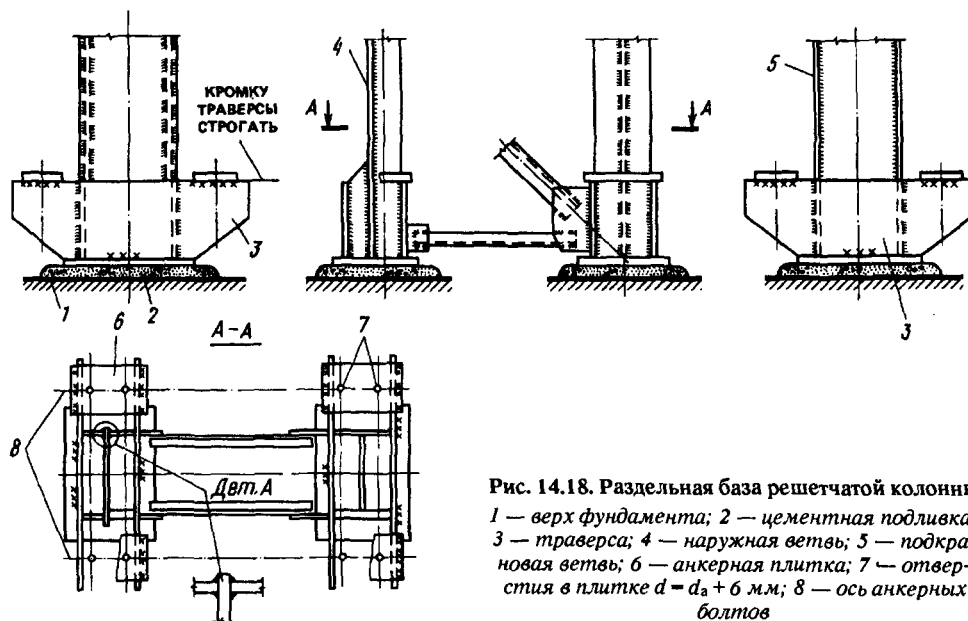


Рис. 14.18. Раздельная база решетчатой колонны
 1 — верх фундамента; 2 — цементная подливка;
 3 — траверса; 4 — наружная ветвь; 5 — подкра-
 новая ветвь; 6 — анкерная плитка; 7 — отвер-
 стия в плитке $d = d_a + 6$ мм; 8 — ось анкерных
 болтов

дует 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.

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

$$F_a = (M - N y_{4(2)}) / h_n. \quad (14.33)$$

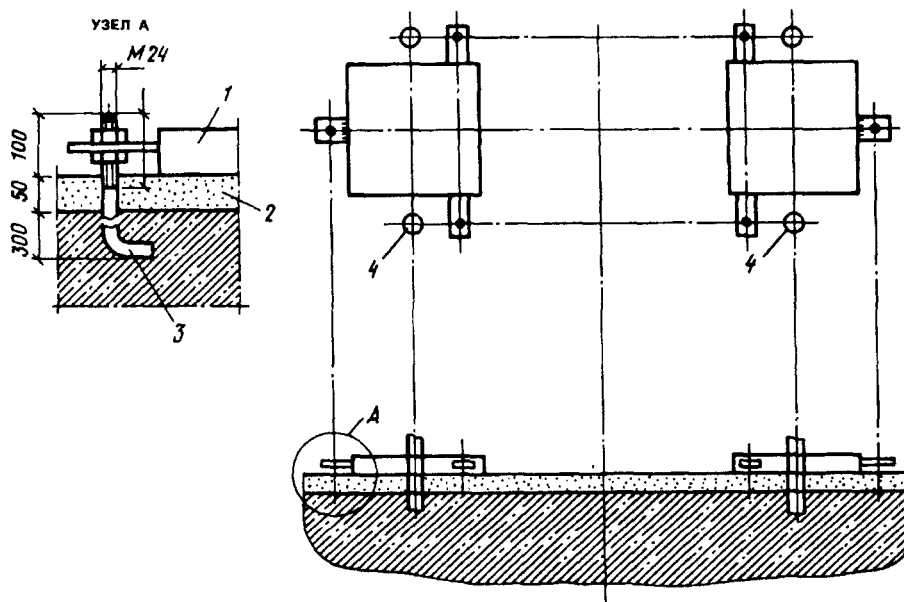


Рис. 14.19. Опорные плиты баз при безвыверочном методе монтажа
 1 — плита; 2 — подливка; 3 — установочный болт для рихтовки плиты под колонну; 4 — анкерные болты

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) основным 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. Торцы 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 сдви-

гающего 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

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 $I_B/I_N = 0,2$; материал конструкций — сталь С235, бетон фундамента В15. Конструктивная схема колонны показана на рис. 14.20, а. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

2. Определение расчетных длин колонны. Так как $H_B/H_N = l_2/l_1 = 4,7/11,3 = 0,416 < 0,6$ и $N_N/N_B = 2110/657 = 3,2 > 3$, 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. п. 14.2.2); $\mu_1 = 2$; $\mu_2 = 3$.

Таким образом, для нижней части колонны $l_{k1} = \mu_1 l_1 = 2 \cdot 1130 = 2260$ см; для верхней $l_{k2} = \mu_2 l_2 = 3 \cdot 470 = 1410$ см.

Расчетные длины из плоскости рамы (см. рис. 14.20, а) для нижней и верхней частей равны соответственно: $l_{y1} = H_N = 1130$ см; $l_{y2} = H_B - h_b = 470 - 120 = 350$ см.

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 $i_x \approx 0,42 h = 0,42 \cdot 100 = 42$ см; $\rho_x = 0,35 h = 0,35 \cdot 100 = 35$ см; $\bar{\beta}_x = (l_{k2}/i_x) \sqrt{R_y/E} = (1410/42) \sqrt{23/2,06 \cdot 10^4} = 1,1$ (для листов из стали С235 толщиной до 20 мм $R_y = 23$ кН/см²);

$$m_x = M/N\rho_x = 85500/657 \cdot 35 = 3,72.$$

Значение коэффициента η для двутавра колеблется в пределах от 1,2 до 1,7. Примем в первом приближении $\eta = 1,4$. Тогда $m_{ef} = \eta m_x = 1,4 \cdot 3,72 = 5,2$. По прил. 8 при $\bar{\beta} = 1,1$ и $m_{ef} = 5,2$ $\varphi_e = 0,244$;

$$A_{гр} = \frac{N \gamma_n}{\varphi_e R_y} = \frac{657 \cdot 0,95}{0,244 \cdot 23} = 111 \text{ см}^2.$$

Компоновка сечения: высота стенки $h_w = h_B - 2 t_f = 100 - 2 \cdot 1,4 = 97,2$ см (принимаем предварительно $t_f = 1,4$ см).

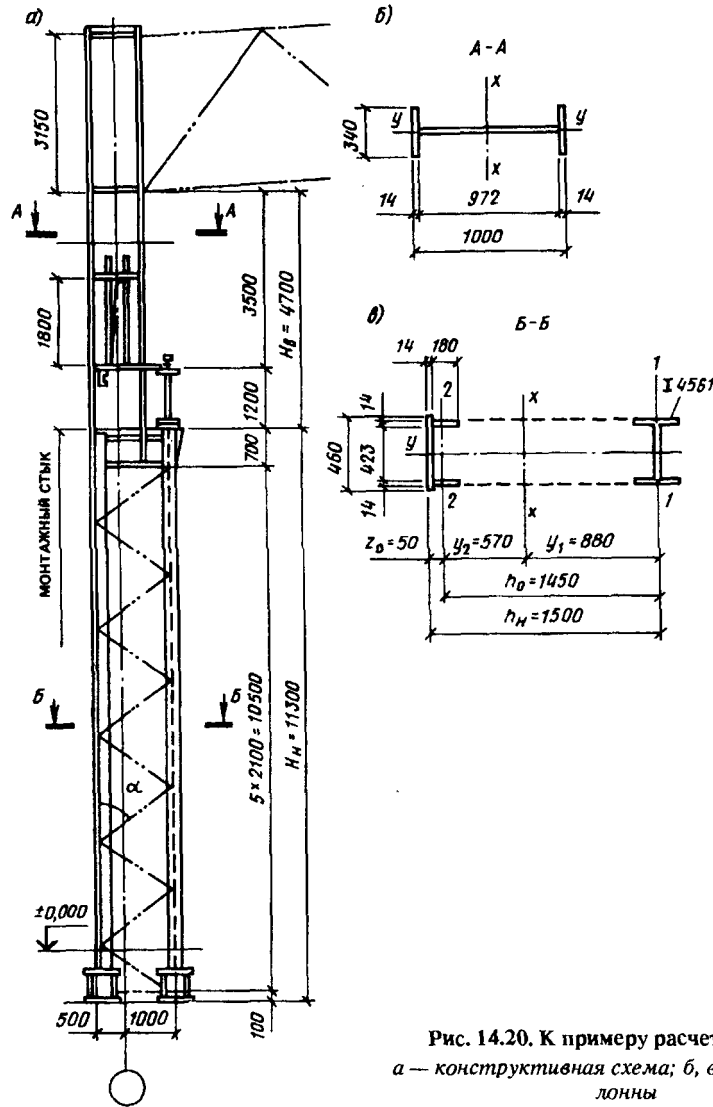


Рис. 14.20. К примеру расчета колонны
а — конструктивная схема; б, в — сечения колонны

По формуле (14.15) при $1 < m_x < 10$ и $\bar{\beta}_x < 2$ из условия местной устойчивости предельная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \bar{\beta}_x^2 = 1,3 + 0,15 \cdot 1,1^2 = 1,48$ и требуемая толщина стенки

$$t_{w,тр} = \frac{h_w \sqrt{R_y / E}}{\bar{\lambda}_{uw}} = \frac{97,2 \sqrt{23 / 2,06 \cdot 10^4}}{1,48} = 2,2 \text{ см.}$$

Поскольку сечение с такой толстой стенкой неэкономично, принимаем $t_w = 1$ см ($h_w/t_w = 80 \dots 120$) и включаем в расчетную площадь сечения колонны только устойчивую часть стенки, т.е. два участка шириной h_1 , примыкающие к полкам,

$$h_1 \approx 0,4 t_w \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y} = 0,4 \cdot 1 \cdot 1,48 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 23} = 17,7 \text{ см.}$$

Тогда требуемая площадь полки

$$A_{f, \text{тр}} = (A_{\text{тр}} - 2 t_w h_1) / 2 = (111 - 2 \cdot 1 \cdot 17,7) / 2 = 37,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем $b_f = 30$ см; $A_f = 30 \cdot 1,4 = 42 \text{ см}^2$.

Устойчивость полки обеспечена, так как (см. формулу 14.16)

$$b_{ef} / t_f = \frac{30 - 1}{2 \cdot 1,4} = 10,4 < [0,36 + 0,1 \bar{\lambda}_x - 0,01 (1,5 + 0,7 \bar{\lambda}_x) m_x] \sqrt{E/R_y} = [0,36 + 0,1 \cdot 2,44 - 0,01 (1,5 + 0,7 \cdot 1,1) 3,72] \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 11,5$$

Геометрические характеристики сечения:

$$A = 2 \cdot 30 \cdot 1,4 + 1 \cdot 97,2 = 181,2 \text{ см};$$

$$I_x = 1 \cdot 97,2^3 / 12 + 2 \cdot 30 \cdot 1,4 [(100 - 1,4) / 2]^2 = 280600 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot 1,4 \cdot 30^3 / 12 = 6300 \text{ см}^4; i_x = \sqrt{280600 / 181,2} = 39,35 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{6300 / 183,2} = 5,9 \text{ см}; W_x = 280600 / 50 = 5612 \text{ см}^3;$$

$$\rho_x = 5612 / 181,2 = 31 \text{ см}.$$

Гибкость стержня $\bar{\beta}_x = 1410 / 39,35 = 35,8$;

$$\bar{\beta}_x = 35,8 \sqrt{23 / 2,06 \cdot 10^4} = 1,2;$$

$$\bar{\beta}_y = 350 / 5,9 = 59; \bar{\beta}_y = 59 \sqrt{23 / 2,06 \cdot 10^4} = 1,97.$$

Предельная условная гибкость стенки $\bar{\beta}_{uw} = 1,3 + 0,15 \bar{\beta}_x^2 = 1,3 + 0,15 \cdot 1,2^2 = 1,52$;

$$h_1 = 0,4 \cdot 1,52 \sqrt{(2,06 \cdot 10^4 / 23)} = 18,2;$$

$$A_{ed} = 2 \cdot 30 \cdot 1,4 + 2 \cdot 1 \cdot 18,2 = 120,4 \text{ см}^2.$$

Проверка устойчивости в плоскости действия момента [формула (14.9)]:

$$m_x = (M / N \rho_x) = 85500 / (657 \cdot 31) = 4,2; A_f / A_w = 1,4 \cdot 30 / 1 \cdot 97,2 = 0,43.$$

При $A_f / A_w = 0,25$ $\eta = (1,45 - 0,05 m_x) - 0,01 (5 - m_x) \bar{\beta}_x = (1,45 - 0,05 \cdot 4,2) - 0,01 (5 - 4,2) 1,2 = 1,23$;

при $A_f / A_w = 0,5$ $\eta = (1,75 - 0,1 m_x) - 0,02 (5 - m_x) \bar{\beta}_x = (1,75 - 0,1 \cdot 4,2) - 0,02 (5 - 4,2) 1,2 = 1,31$;

при $A_f / A_w = 0,43$ по интерполяции $\eta = 1,29$; $m_{ef} = m_x \eta = 4,2 \cdot 1,29 = 5,42$; $\varphi_e = 0,244$; $\beta = 657 / (0,244 \cdot 120,4) = 22,4 \text{ кН/см}^2 < R_y / \gamma_n = 23 / 0,95 = 24,2 \text{ кН/см}^2$.

Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента [формула (14.10)]. Двутавровому сечению соответствует тип кривой устойчивости "в", при $\bar{\beta}_y = 1,97$ $\varphi_y = 0,83$ (прил. 8).

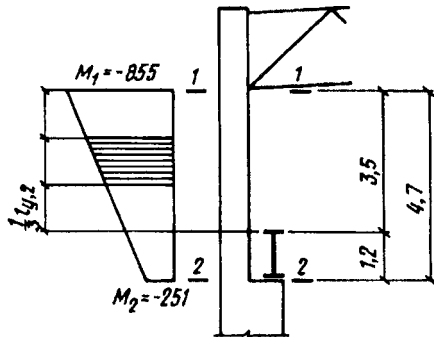


Рис. 14.21. К определению расчетного момента M_x

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 $M_x > M_{\max}/2 = 855/2 = 427,5$ кН·м;

$$m_x = \frac{M_x^{1/3} A}{NW_x} = \frac{70500 \cdot 181,2/657 \cdot 5612}{NW_x} = 3,46;$$

при $m_x < 5$ $c = \beta / (1 + \alpha \nu m_x) = \frac{1}{(1 + 0,83 \cdot 0,74 \cdot 3,46)} = 0,32.$

Значения коэффициентов β , α и ν определим по прил. 12:

при $\bar{j}_y < 3,14$ $\beta = 1$; при $1 < m_x < 5$

$$\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 3,46 = 0,83;$$

$\nu = 1 - (\bar{j}_y/14)/(2,12 - b_f/h_b) = 1 - (1,97/14)(2,12 - 0,3) = 0,74$; 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} ;

$$\sigma = \frac{N}{c \varphi_y A_{red}} = \frac{657}{0,32 \cdot 0,83 \cdot 120,4} = 20,5 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< R_y / \gamma_n = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

Поскольку $m_{ef} < 20$, проверка прочности по формуле (14.18) не требуется.

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; $h_0 = h_n - z_0 = 150 - 5 = 145$;

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} h_0 = \frac{1072}{721 + 1072} \cdot 145 = 87 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145 - 87 = 58.$$

Усилия в ветвях определим по формулам (14.18) и (14.19).

В подкрановой ветви $N_{B1} = 4884 \cdot 58/145 + 72700/145 = 1255$ кН; в наружной ветви $N_{B2} = 2110 \cdot 87/145 + 107200/145 = 2005$ кН.

По формулам (14.24) определяем требуемую площадь ветвей и компоуем сечение.

Для подкрановой ветви задается $\varphi = 0,8$

$A_{B1} = N_{B1} / (\varphi R_y) = 1255 \cdot 0,95 / 0,8 \cdot 23 = 64,8 \text{ см}^2$ (для фасонного проката толщиной до 20 мм $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$).

По сортаменту (прил. 16) принимаем двутавр 45Б1: $A_{B1} = 76,23 \text{ см}^2$; $i_{x1} = 3,75$ см; $i_y = 18,09$ см.

Для наружной ветви $A_{B2} = N_{B2} \gamma_n / (\varphi R_y) = 2005 \cdot 0,95 / 0,8 \cdot 23 = 103,5 \text{ см}^2$.

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 $h_w = 480 \text{ см}$.

Требуемая площадь полок $A_f = (A_{B2} - t_w h_w) / 2 = (103,5 - 1,4 \cdot 48) / 2 = 18,15 \text{ см}^2$.

Из условия местной устойчивости полок $b_f / t_f < 15$. Принимаем $b_f = 15 \text{ см}$; $t_f = 1,4 \text{ см}$; $A_f = 1,4 \cdot 15 = 21 \text{ см}^2$.

Геометрические характеристики ветви:

$$A_{B2} = 2 \cdot 1,4 \cdot 15 + 1,4 \cdot 48 = 109,2 \text{ см}^2;$$

$$z_0 = (1,4 \cdot 48 \cdot 0,7 + 21 \cdot 8,9 \cdot 2) / 109,2 = 3,85;$$

$$I_{x2} = 1,4 \cdot 48 \cdot 3,15^2 + 2 \cdot 1,4 \cdot 15^3 / 12 + 21 \cdot 2 \cdot 5,05^2 = 2525 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 1,4 \cdot 48^3 / 12 + 21 \cdot 21 \cdot 8^2 \cdot 2 = 32860 \text{ см}^4;$$

$$i_{x2} = \sqrt{2525 / 109,2} = 4,80 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{32860 / 109,2} = 17,3 \text{ см}.$$

Уточняем положение центра тяжести сечения колонны:

$$h_0 = h_n - z_0 = 150 - 3,85 = 146,15 \text{ см};$$

$$y_1 = A_{B2} h_0 / (A_{B1} + A_{B2}) = 109,2 \cdot 146,15 / (109,2 + 76,23) = 86,2 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 146,15 - 86,2 = 60 \text{ см}.$$

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: $b_y = 1130 \text{ см}$.

Подкрановая ветвь:

$$\bar{f}_y = (1130 / 18,09) \sqrt{23 / 2,06 \cdot 10^4} = 2,09;$$

$$\varphi_y = 0,812 \text{ (тип кривой устойчивости "в", см. прил. 8);}$$

$$N_{B1} / (\varphi_y A_{B1}) = 1255 / 76,23 \cdot 0,812 = 20,3 \text{ кН/см}^2 < R_y / \gamma_n = 23 / 0,95 = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

Наружная ветвь

$$\bar{f}_y = (1130 / 17,3) \sqrt{23 / 2,06 \cdot 10^4} = 2,18;$$

$$\varphi_y = 0,712 \text{ (тип кривой устойчивости "с");}$$

$$N_{B2} / (\varphi_y A_{B2}) = 2005 / 0,712 \cdot 109,2 = 25,8 \text{ кН/см}^2 > R_y / \gamma_n = 23 / 0,95 = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

Увеличиваем ширину полок и принимаем $b_f = 18 \text{ см}$; $A_f = 1,4 \cdot 18 = 25,2 \text{ см}^2$.

Геометрические характеристики ветви:

$$A_{B2} = 1,4 \cdot 48 + 2 \cdot 25,2 = 117,6 \text{ см}^2;$$

$$z_0 = (1,4 \cdot 48 \cdot 0,7 + 25,2 \cdot 10,4 \cdot 2) / 117,6 = 4,9 \text{ см};$$

$$I_{x2} = 1,4 \cdot 48 \cdot 4,2^2 + 2 \cdot 1,4 \cdot 18^3 / 12 + 25,2 \cdot 5,5^2 \cdot 2 = 4070 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 1,4 \cdot 48^3 / 12 + 25,2 \cdot 21,8^2 \cdot 2 = 36854 \text{ см}^4;$$

$$i_{x2} = \sqrt{4070/117,6} = 5,88 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{36854/117,6} = 17,7 \text{ см}.$$

Уточняем положение центра тяжести сечения колонны:

$$h_0 = h_n - z_0 = 150 - 4,9 = 145,1 \text{ см};$$

$$y_1 = 117,6 \cdot 145,1 / (117,6 + 76,23) = 88 \text{ см}; \quad y_2 = 145,1 - 88 = 57,1 \text{ см}.$$

Отличие от первоначально принятых размеров мало, поэтому усилия не пересчитываем.

Полученное значение $y_1 = e_{кр} = 88 \text{ см}$ больше ранее заданного $e_{кр} = 75 \text{ см}$ (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:

$$\bar{j}_y = 1130/17,7 \sqrt{23/2,06 \cdot 10^4} = 2,13; \quad \varphi_y = 0,721;$$

$$N_{B2} / (\varphi_y A_{B2}) = 2005/0,721 \cdot 117,6 = 23,6 \text{ кН/см}^2 < R_y / \gamma_n = 23/0,95 = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

Из условия равноустойчивости подкрановой ветви в плоскости и из плоскости рамы определяем требуемое расстояние между узлами решетки: $\bar{j}_{x1} = l_{B1}/i_{x1} = \bar{j}_y = 62; \quad l_{B1} = 62 \cdot i_{x1} = 62 \cdot 3,75 = 233 \text{ см}.$

Принимаем $l_{B1} = 210 \text{ см}$, 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

$$\bar{j}_{x1} = (210/3,75) \sqrt{23/2,06 \cdot 10^4} = 1,87 < \bar{j}_y = 2,09, \text{ т.е. устойчивость обеспечена.}$$

Для наружной ветви

$$\bar{j}_{x2} = (210/5,88) \sqrt{23/2,06 \cdot 10^4} = 1,19 < \bar{j}_y = 2,13, \text{ т.е. устойчивость обеспечена.}$$

Расчет решетки подкрановой части колонны. Поперечная сила в сечении колонны $Q_{\max} = 172 \text{ кН}.$

Условная поперечная сила $Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - (E/R_y) (N/\varphi))$ для стали С235 (см. табл. 8.2);

$$Q_{fic} \approx 0,2 A = 0,2 (76,23 + 117,6) = 39 \text{ кН} < Q_{\max} = 172 \text{ кН}.$$

Расчет решетки проводим на Q_{\max} . Усилие сжатия в раскосе

$$N_d = Q_{\max} / 2 \sin \alpha = 172 / (2 \cdot 0,82) = 105 \text{ кН};$$

$$\sin \alpha = h_n / l_d = 150 / \sqrt{150^2 + (210/2)^2} = 0,82;$$

$$\alpha \approx 55^\circ \text{ (угол наклона раскоса, см. рис. 14.20).}$$

Задаемся $\bar{j}_d = 100, \quad \bar{j}_d = 100 \sqrt{23/2,06 \cdot 10^4} = 3,34; \quad \varphi = 0,574; \quad A_{d,тр} = N_d \gamma_n / (\varphi R_y \gamma_c) = 105 \cdot 0,95 / 0,574 \cdot 23 \cdot 0,75 = 10,1 \text{ см}^2;$

$\gamma_c = 0,75$ (сжатый уголок, прикрепленный одной полкой).

Принимаем 90×7 ; $A_d = 12,3 \text{ см}^2$; $i_{\min} = 1,78$; $\bar{\beta}_{\max} = (l_d/i_{\min}) \sqrt{R_y/E} = (183/1,78) \sqrt{23/2,06 \cdot 10^4} = 3,44$; $\varphi = 0,554$ (кривая устойчивости типа "в");

$$N_d / (\varphi A_d) = 105 / 0,554 \cdot 12,3 = 15,4 \text{ кН/см}^2 < R_y / \gamma_c / \gamma_n = 23 \cdot 0,75 / 0,95 = 18,2 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента как единого стержня [по формуле (14.9)]. Геометрические характеристики всего сечения:

$$A = A_{B1} + A_{B2} = 76,23 + 117,6 = 193,8 \text{ см}^2;$$

$$I_x = A_{B1} y_1^2 + A_{B2} y_2^2 = 76,23 \cdot 88^2 + 117,6 \cdot 57^2 = 972600 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{I_x/A} = \sqrt{972600/193,8} = 71 \text{ см};$$

$$\beta_x = k_1/i_x = 2260/71 = 32.$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{32^2 + 25,8 (193,8/24,6)} = 35;$$

$$A_{d1} = 2 A_d = 2 \cdot 12,3 = 24,6; \quad \alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l} = 10 (183^3 / 150^2 \cdot 105) = 25,8;$$

$$d = l_d = 183 \text{ см}; \quad b = h_n = 150 \text{ см}; \quad l = l_{B1}/2 = 210/2 = 105 \text{ см};$$

$$\bar{\beta}_{ef} = \beta_{ef} \sqrt{R_y/E} = 35 \sqrt{23/2,06 \cdot 10^4} = 1,17.$$

Для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь (сечение 4—4), $N_2 = 2110 \text{ кН}$; $M_2 = -1072 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$$m_x = \frac{M A}{N I_x} (y_2 + z_0) = \frac{107200 \cdot 193,8}{2110 \cdot 972600} (57 + 4,86) = 0,63;$$

$$\varphi_e = 0,582; \quad N_2 / (\varphi_e A) = 2110 / 0,582 \cdot 193,8 = 18,6 \text{ кН/см}^2 < R_y / \gamma_n = 23 / 0,95 = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь (сечение 3—3), $N_1 = 1814 \text{ кН}$; $M_1 = -727 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$$m_x = \frac{M A}{N I_x} y_1 = \frac{72700 \cdot 193,8}{1814 \cdot 972600} 88 = 0,70;$$

$$\varphi_e = 0,558; \quad N_1 / \varphi_e A = \frac{1814}{0,558 \cdot 193,8} = 16,8 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< R_y / \gamma_n = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

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 $I_n/I_b = 951\,000/267\,000 = 3,56$. Отличие от принятого при расчете рамы $I_n/I_b = 5$ не превышает 30%, поэтому статический расчет рамы уточнять не требуется.

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 $\sigma = N/A + M/W = 544/181,2 + 12500/5612 = 5,2$ кН/см² < $R_{wy}/\gamma_n = 23/0,95 = 24,2$ кН/см²;

внутренняя полка

$\sigma = N/A - M/W = 544/181,2 - 12500/5612 = -0,8$ кН/см² < $R_{wy}^p/\gamma_n = 0,85 R_y/\gamma_n = 0,85 \cdot 23/0,95 = 20,6$ кН/см².

Вторая комбинация M и N (сжата внутренняя полка):

наружная полка

$\sigma = 922/181,2 - 38200/5612 = -1,7$ кН/см² < $R_{wy}^p = 0,85 R_y/\gamma_n = (0,85 \cdot 23)/(0,95) = 20,6$ кН/см²;

здесь R_{wy}^p — расчетное сопротивление стыкового шва при растяжении $R_{wy}^p = 0,85 R_y$;

внутренняя полка

$\sigma = 922/181,2 + 38200/5612 = 11,3$ кН/см² < $R_{wy}/\gamma_n = 23/0,95 = 24,2$ кН/см².

Прочность шва обеспечена с большим запасом.

Толщину стенки траверсы определяем из условия ее смятия по формуле (14.27):

$$t_{w,тр} = D_{\max} \gamma_n / (l_{ef} R_p) = 1111 \cdot 0,95 / (34 \cdot 35) = 0,9 \text{ см};$$

$$l_{ef} = b_{o,p} + 2t_{пл} = 30 + 2 \cdot 2 = 34 \text{ см}; b_{o,p} = 30 \text{ см};$$

принимаем $t_{пл} = 2$ см; $R_p = 35$ кН/см².

Учитывая возможный перекоп опорного ребра балки, принимаем $t_{тр} = 1,2$ см.

При второй комбинации M и N усилия во внутренней полке (в запас несущей способности) $N_f = 922/2 + 38200/100 = 843$ кН.

Длина шва крепления вертикального ребра траверсы к стенке траверсы (ш2) $l_{w2} = N_f \gamma_n / [4k_f \cdot (\beta R_w \gamma_w)_{\min}] = 843 \cdot 0,95 / (4 \cdot 0,6 \cdot 17) = 20$ см.

Применяем полуавтоматическую сварку в нижнем положении в среде углекислого газа сварочной проволокой СВ-08Г2С; $R_{wf} = 21,5$ кН/см², $d = 2$ мм; $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$ ($k_f \leq 8$ мм); $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 36 = 16,2$ кН/см²; $\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 21,5 = 19,3$ кН/см² > $\beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 16,2 = 17$ кН/см².

Расчет ведем по металлу границы сплавления. Принимаем $k_f = 6$ мм; $l_{w2} < 85 \beta_f k_f = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 46$ мм.

В стенке подкрановой ветви делаем прорезь, в которую заводим стенку траверсы.

Для расчета шва крепления траверсы к подкрановой ветви (ш3) составляем комбинацию усилий, дающую наибольшую опорную реакцию траверсы. Такой комбинацией будет сочетание 1, 2, 3, 4(—), 5; $N = 884$ кН; $M = -199$ кН м;

$F_{тр} = N h_B / 2h_n - M / h_n + D_{\max} \gamma_n = 884 \cdot 100 / (2 \cdot 150) - (-19900) / 150 + 1111 \cdot 0,9 = 1428$ кН.

Коэффициент $\gamma_n = 0,9$ учитывает, что усилия N и M приняты для 2-го основного сочетания нагрузок. Требуемая длина шва ($k_f = 0,6$ см)

$$l_{w3} = F_{тр} / [4k_f (\beta R_w \gamma_w)_{\min}] = 1428 / (4 \cdot 0,6 \cdot 17) = 35 \text{ см}.$$

Из условия прочности стенки подкрановой ветви в месте крепления траверсы (линия 1—1) определим высоту траверсы $h_{тр}$ по формуле (14.30):

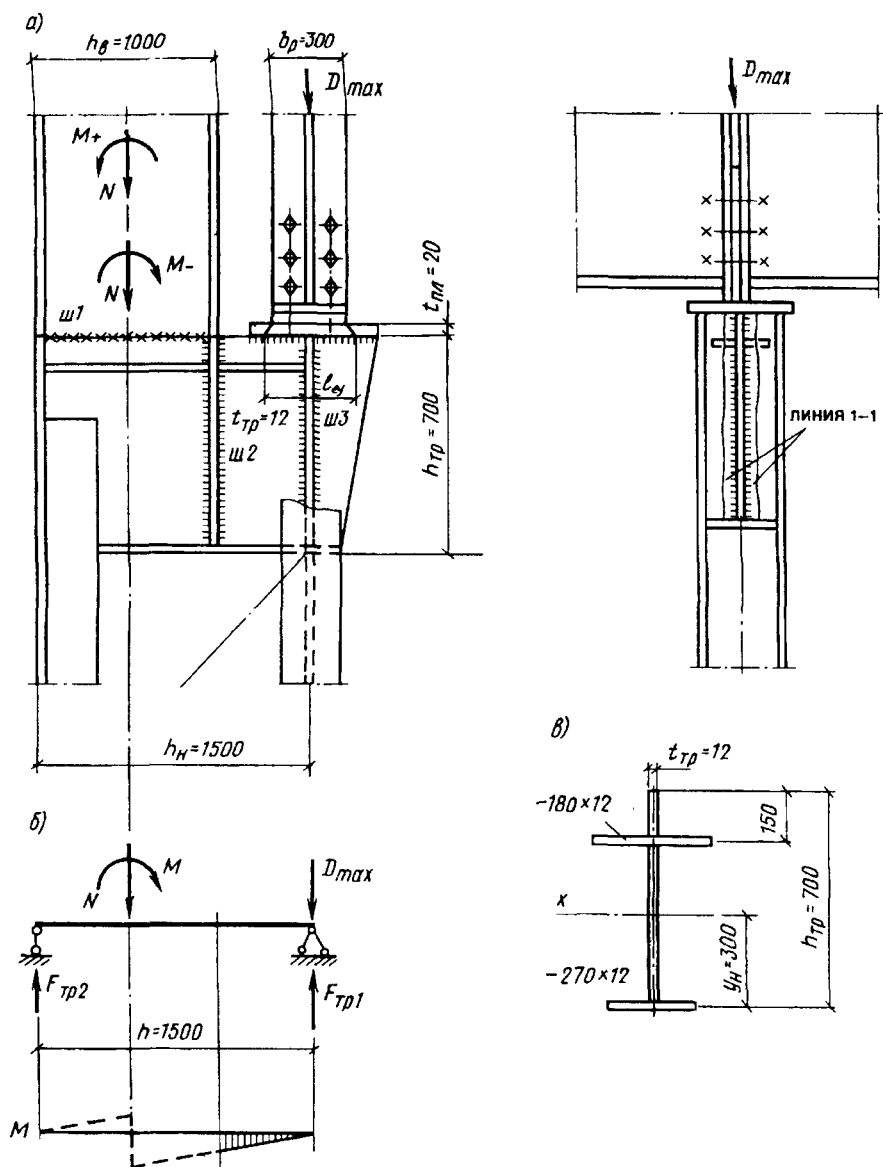


Рис. 14.22. К расчету узла сопряжения верхней и нижней частей колонны
 а — конструктивное решение узла; б — расчетная схема траверсы; в — сечение траверсы

$$h_{TP} \geq F_{TP} \gamma_n / (2 t_{w1} R_s) = 1428 \cdot 0,95 / (2 \cdot 7,8 \cdot 0,78 \cdot 13) = 67 \text{ см};$$

$t_{w1} = 7,8 \text{ мм}$ — толщина стенки двутавра 45Б1, $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 23 = 13 \text{ кН/см}^2$ — расчетное сопротивление срезу фасонного проката из стали С235.

Принимаем $h_{TP} = 70 \text{ см}$.

Максимальная поперечная сила в траверсе с учетом усилия от кранов возникает при комбинации усилий 1, 2, 3, 4(—), 5 (см. расчет шва 3):

$$Q_{\max} = \frac{N h_b}{2 h_n} - \frac{M}{h_n} + \frac{k \psi D_{\max}}{2} =$$

$$= \frac{884 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{(-19900)}{150} + \frac{1,2 \cdot 1111 \cdot 0,9}{2} = 1028 \text{ кН.}$$

Коэффициент $k = 1,2$ учитывает неравномерную передачу усилия D_{\max} (см. п. 15.5): $\tau_{\text{тр}} = -Q_{\max}/(t_{\text{тр}}/h_{\text{тр}}) = 1028/1,2 \cdot 68,8 = 12,4 \text{ кН/см}^2 < R_s/\gamma_n = 13/0,95 = 14 \text{ кН/см}^2$.

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) $M = +1072 \text{ кН м}$; $N = 2110 \text{ кН}$ (для расчета базы наружной ветви);

2) $M = -69 \text{ кН м}$; $N = 1770 \text{ кН}$ (для расчета базы подкрановой ветви, сочетание 1, 3, 4(—), 5).

В комбинации усилий не учтена нагрузка от снега, так как $M/h_n = 25\,500/150 = -170 \text{ кН} > N_{\text{уз}}/h_n = 340 \cdot 57/150 = 129 \text{ кН}$, т.е. снеговая нагрузка разгружает подкрановую ветвь.

Усилия в ветвях колонны определим по формулам (14.18) и (14.19):

$$N_B = \frac{6900}{145} + \frac{1770}{145} \cdot 57 = 744 \text{ кН};$$

$$N_B = \frac{107200}{145} + \frac{2110}{145} \cdot 88 = 2010 \text{ кН.}$$

База наружной ветви: требуемая площадь плиты $A_{\text{пл.тр}} = N_{B2}/R_{\phi} = 2020/1,02 = 1980 \text{ см}^2$; $R_{\phi} = \psi R_{b,\text{loc}} = \psi \alpha \varphi_b R_b = 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 0,85 = 1,02 \text{ кН/см}^2$ ($\psi = 1,0$; $\alpha = 1,0$; $\varphi_b = \sqrt[3]{A_{f2}/A_{f1}}$; см. п. 8.6.2); принимаем $\varphi_b = 1,2$; $R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2$ (бетон В15).

По конструктивным соображениям свес плиты c_2 должен быть не менее 4 см. Тогда $B \geq b_k + 2c_2 = 45 + 2 \cdot 4 = 53 \text{ см}$, принимаем $B = 55 \text{ см}$; $L_{\text{тр}} = A_{\text{пл.тр}}/B = 1980/55 = 36 \text{ см}$, принимаем $L = 45 \text{ см}$; $A_{\text{пл}} = 45 \cdot 55 = 2475 \text{ см}^2 > A_{\text{пл.тр}}$.

Среднее напряжение в бетоне под плитой $\sigma_{\phi} = N_{B2}/A_{\text{пл}} = 2020/2475 = 0,81 \text{ кН/см}^2$.

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести ветви расстояние между траверсами в свету равно $2(b_f + t_w - z_0) = 2(18 + 1,4 - 4,9) = 29 \text{ см}$; при толщине траверсы 12 мм $c_1 = (45 - 29 - 2 \cdot 1,2)/2 = 6,8 \text{ см}$.

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты (см. гл. 8). Участок 1 (консольный свес $c = c_1 = 6,8 \text{ см}$):

$$M_1 = \sigma_{\phi} c^2/2 = 0,81 \cdot 6,8^2/2 = 18,7 \text{ кН см};$$

участок 2 (консольный свес $c = c_2 = 5 \text{ см}$):

$$M_2 = 0,81 \cdot 5^2/2 = 10,1 \text{ кН см};$$

участок 3 (плита, опертая на четыре стороны: $b/a = 42,1/18 = 2,35 > 2$; $\alpha = 0,125$):

$$M_3 = \alpha \sigma_{\phi} a^2 = 0,125 \cdot 0,81 \cdot 18^2 = 33 \text{ кН см};$$

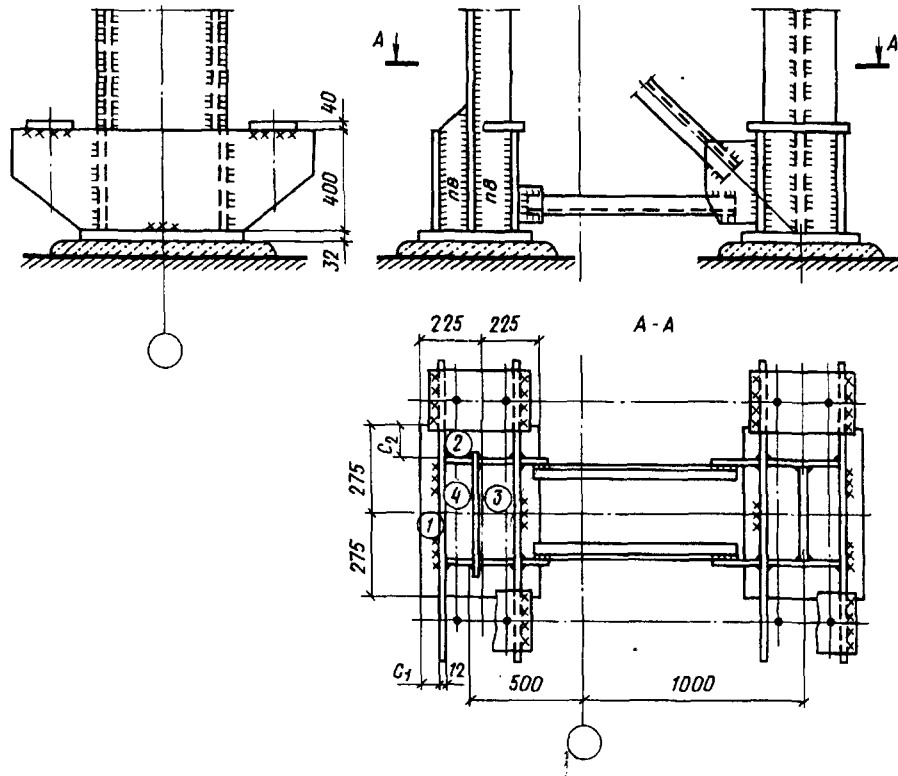


Рис. 14.23. К расчету базы колонны

участок 4 (плита, опертая на четыре стороны; $b/a = 42,3/9,6 = 4,5 > 2$; $\alpha = 0,125$):

$$M_4 = 0,125 \cdot 0,81 \cdot 9,6^2 = 8,9 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Принимаем для расчета $M_{\max} = M_3 = 33 \text{ кН} \cdot \text{см.}$

Требуемая толщина плиты $t_{\text{пл}} = \sqrt{6 M_{\max} \gamma_n / R_y} = \sqrt{6 \cdot 33 \cdot 0,95 / 20,5} = 3 \text{ см}$; $R_y = 205 \text{ МПа} = 20,5 \text{ кН/см}^2$ для стали ВстЗкп2 толщиной 21—40 мм.

Принимаем $t_{\text{пл}} = 32 \text{ мм}$ (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 08Г2С, $d = 2 \text{ мм}$; $k_f = 8 \text{ мм}$ (см. п. 5). Требуемая длина шва определяется по формуле

$$l_{w, \text{тр}} = \frac{N_{\text{в2}} \gamma_n}{4 k_f (\beta R_w \gamma_w) \min} = \frac{2020 \cdot 0,95}{4 \cdot 0,8 \cdot 17} = 35 \text{ см.}$$

Принимаем $h_{\text{тр}} = 40 \text{ см}$.

Проверка прочности траверсы выполняется так же, как для центрально-сжатой колонны (см. гл. 8).

Расчет анкерных болтов крепления подкрановой ветви ($N_{\text{мид}} = 616 \text{ кН}$, $M = 560 \text{ кН} \cdot \text{м}$):

усилие в анкерных болтах $F_a = (M - N y_2) / h_0 = (56000 - 616 \cdot 57) / 145 = 144 \text{ кН}$;

требуемая площадь сечения болтов из стали ВстЗкп2 $R_{ba} = 14,5 \text{ кН/см}^2$; $A_{b,тр} = F_a \gamma_n / R_{ba} = 144 \cdot 0,95 / 14,5 = 9,43 \text{ см}^2$; принимаем два болта $d = 30 \text{ мм}$; $A_{ba} = 2 \cdot 5,6 = 11,2 \text{ см}^2$.

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 элемен-

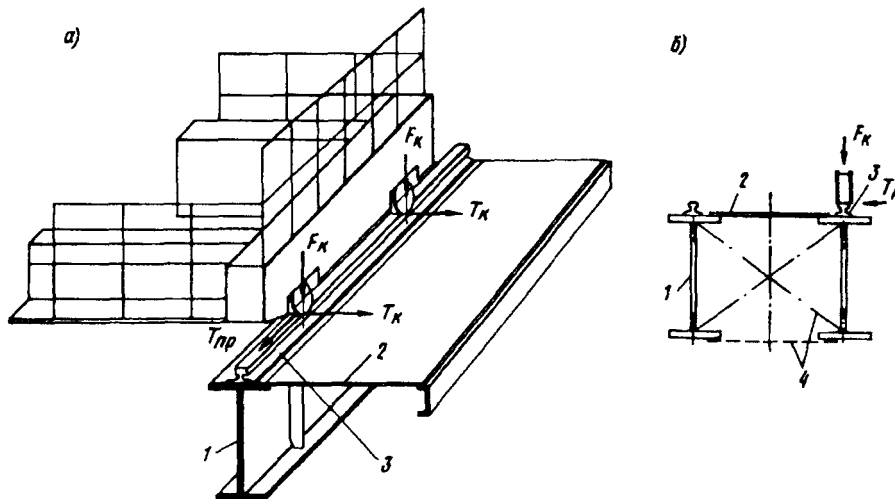
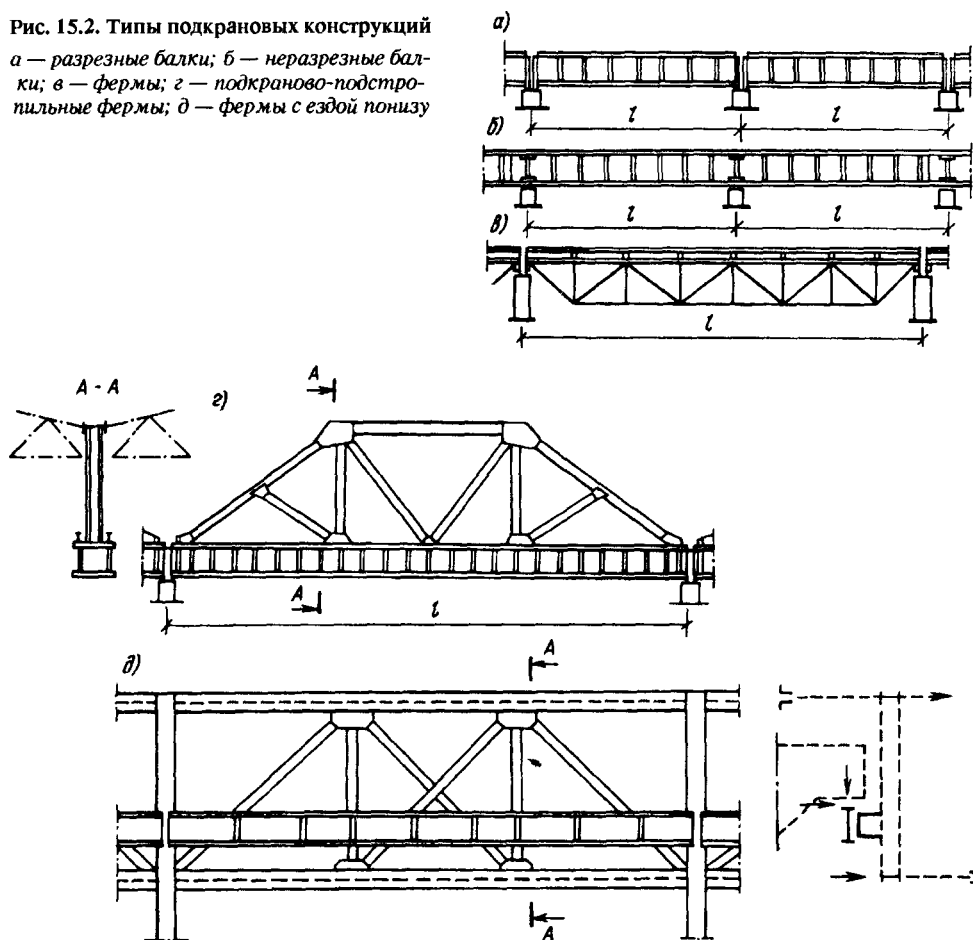


Рис. 15.1. Схема подкрановых конструкций

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

Рис. 15.2. Типы подкрановых конструкций
 а — разрезные балки; б — неразрезные балки;
 в — фермы; г — подкраново-подстропильные фермы; д — фермы с ездой понизу



тами их крепления и связей 4, обеспечивающих жесткость и неизменяемость подкрановых конструкций и упоров.

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). 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

$$c = \Delta EI/l^3, \quad (15.1)$$

где Δ — перемещения опоры от единичной силы (с учетом осадки фундамента); EI — жесткость подкрановой балки; l — пролет балки.

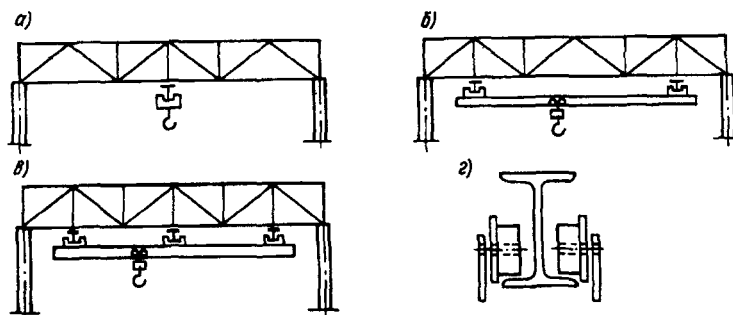


Рис. 15.3. Подвесное подъемно-транспортное оборудование
 а — тельфер; б — двухопорный кран; в — трехопорный кран; г — опирание катков на балку

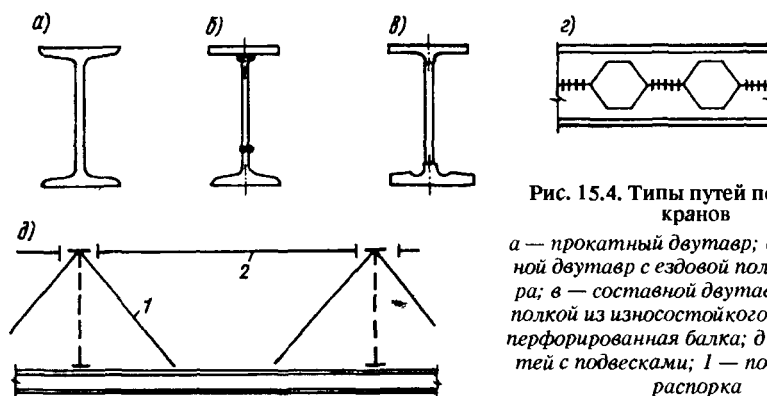


Рис. 15.4. Типы путей подвесных кранов

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

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 ездая 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, з). Основным видом путей являются прокатные или составные балки, устанавливаемые по разрезной или неразрезной схеме. При пролете путей

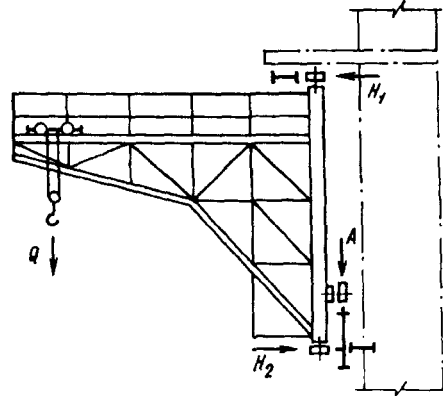


Рис. 15.5. Схема путей консольного крана

12 м возможно применение перфорированных балок (см. п. 7.6). Для уменьшения изгибающих моментов в балках могут устанавливаться дополнительные подвески (рис. 15.4, д).

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:

$$F_k = k_1 \gamma_f F_k^n; \quad T_k = k \gamma_f T_k^n, \quad (15.2)$$

где k — коэффициент динамичности, учитывающий ударный характер нагрузки при движении крана по неровностям пути и на стыках рельсов и принимаемый по таблице 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).

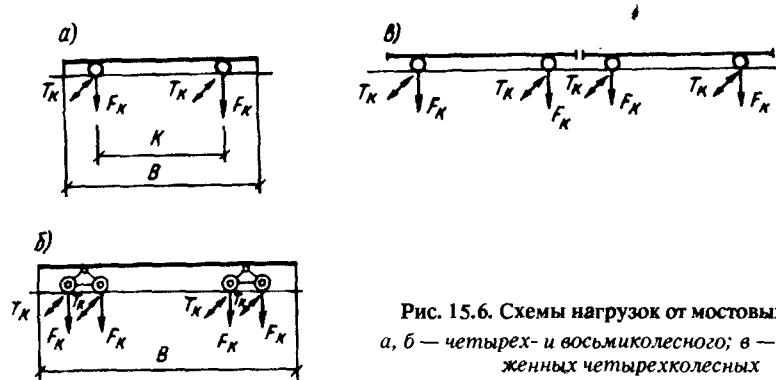


Рис. 15.6. Схемы нагрузок от мостовых кранов
а, б — четырех- и восьмиколесного; в — двух сближенных четырехколесных

При расчете подкрановых конструкций для кранов особого режима работы учитывается горизонтальная нагрузка, вызываемая перекосом крана, поэтому силу T_k^* определяют по формуле $T_k^* = 0,1 F_k^*$.

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^* 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.

Тормозные балки, используемые как площадки для обслуживания и ремонта крановых путей, рассчиты-

вают на временную нагрузку, принимаемую по техническому заданию.

Собственный вес подкрановых конструкций принимают по справочным данным. Допускается учитывать влияние собственного веса 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 нагрузки, характером ее приложения и различием реальной и расчетной схем конструкции.

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 гори-

горизонтальных сил, приложенных в уровне головки рельса, на верхний пояс балки действует дополнительный крутящий момент, вызывающий изгиб стенки. Вертикальные и боковые воздействия кранов 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, расстройств соединений и ослабления узлов и нарушает нормальную эксплуатацию.

Основными повреждениями подкрановых балок являются трещины в верхнем пояском 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 (см. рис. 15.13) 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 загрузки ($2 \cdot 10^6$ 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 двутавры 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. п. 7.6).

Высокая интенсивность работы кранов особого режима часто приводит к появлению повреждений в верхней зоне стенки подкрановых балок. В

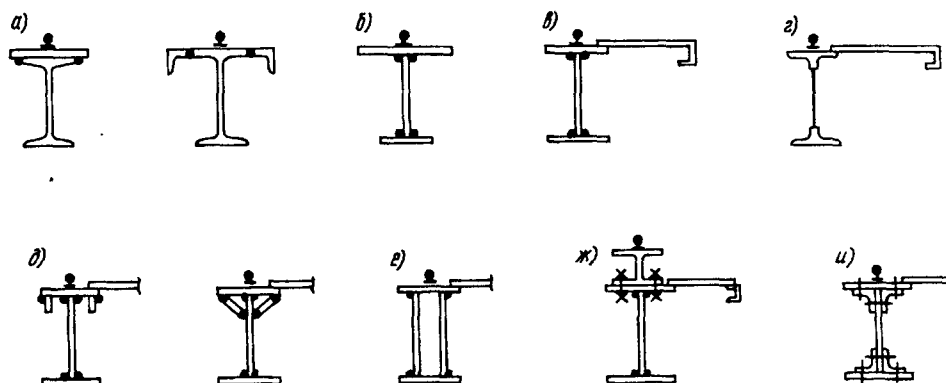


Рис. 15.7. Типы сечений сплошных подкрановых балок

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; *и* — клепаное сечение

таких балках для снижения уровня местных напряжений в стенке, возникающих от внецентренного приложения крановой нагрузки (см. рис. 15.13), целесообразно увеличить крутильную жесткость верхнего пояса путем постановки вертикальных или наклонных элементов (ламель) (рис. 15.7, *д*) или использовать двустенчатые сечения (рис. 15.7, *е*). Применение под краны особого режима работы балок из широкополочных тавров (рис. 15.7, *е*) 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 палки 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 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 устанавли-

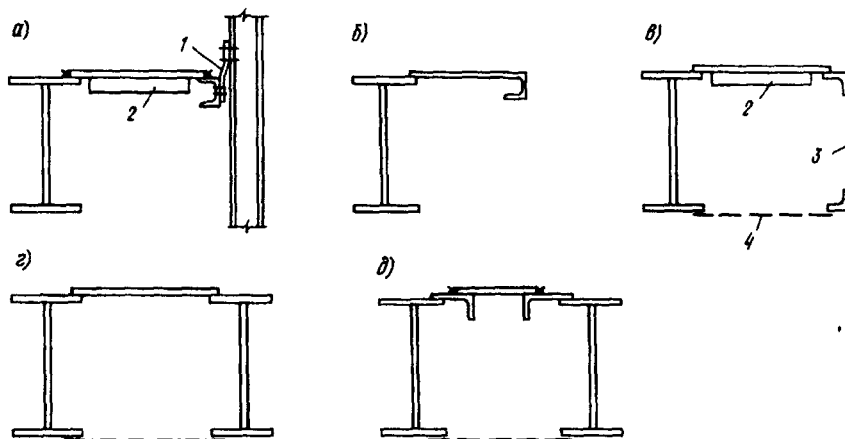


Рис. 15.8. Тормозные балки

а-в — по крайним рядам; г, д — по средним рядам; 1 — листовой шарнир; 2 — ребро жесткости; 3 — вспомогательная ферма; 4 — связевая ферма

вают 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 (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 65х6; 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

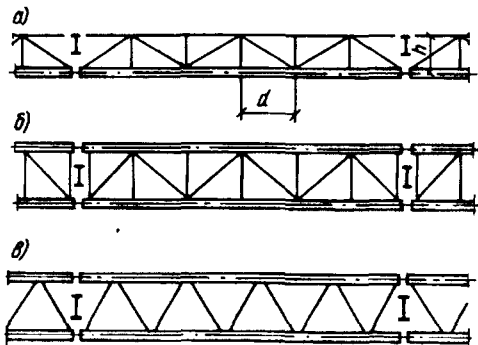


Рис. 15.9. Схемы тормозных и связевых ферм
 а — тормозная ферма по крайнему ряду; б —
 то же, по среднему ряду; в — связевая ферма по
 нижним поясам балок

балки и вспомогательной фермы устанавливаются 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, воз-

действием не только вертикальных, но и горизонтальных боковых сил, динамичностью нагрузки и многократностью ее приложения.

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 нагрузки двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности (см. п. 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).

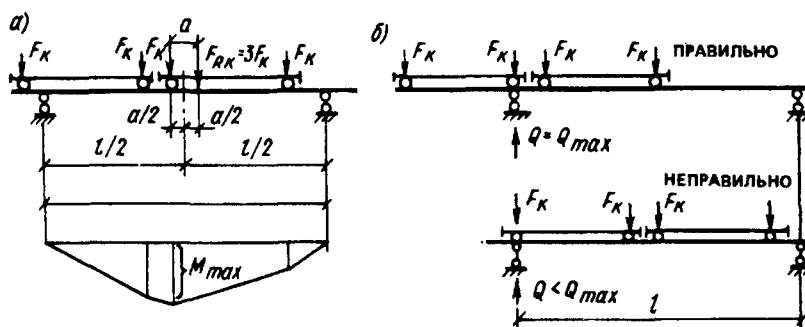


Рис. 15.10. К определению расчетных усилий в разрезных подкрановых балках
 а — наибольший изгибающий момент; б — наибольшая поперечная сила

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 загрузением 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 загрузения 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:

$$M_{\max} = \alpha \psi \sum F_{ki} y_i^M \quad \text{и} \quad Q_x = \alpha \psi \sum F_{ki} y_i^Q, \quad (15.3)$$

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 веса балки, приведены в п. 15.1.

Расчетный изгибающий момент M_y и поперечную силу Q_y от горизонтальной поперечной нагрузки находят при том же положении кранов:

$$M_y = \psi \sum T_{ki} y_i^M \quad \text{и} \quad Q_y = \psi \sum T_{ki} y_i^Q. \quad (15.4)$$

Проверка прочности подкрановых балок. Под действием вертикальных и горизонтальных крановых нагрузок подкрановая балка и тормозная конструкция работают как единый тонкостенный стержень на кривой изгиб с кручением (рис. 15.11, а), и нормальные напряжения в такой балке можно определить по формуле

$$\sigma = \frac{M_x}{I_{x_0}} y_0 + \frac{M_y}{I_{y_0}} x_0 + \frac{B}{I_{\omega}} \omega, \quad (15.5)$$

где M_x , M_y — изгибающие моменты относительно главных осей инерции x_0 — x_0 и y_0 — y_0 ; B — би-момент; I_x , I_y — моменты инерции относительно главных осей; I_{ω} — 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 А (рис. 15.11, б) можно определить по формуле

$$\sigma_A = M_x / W_x^A + M_y / W_y^A \leq R_y \gamma_c, \quad (15.6)$$

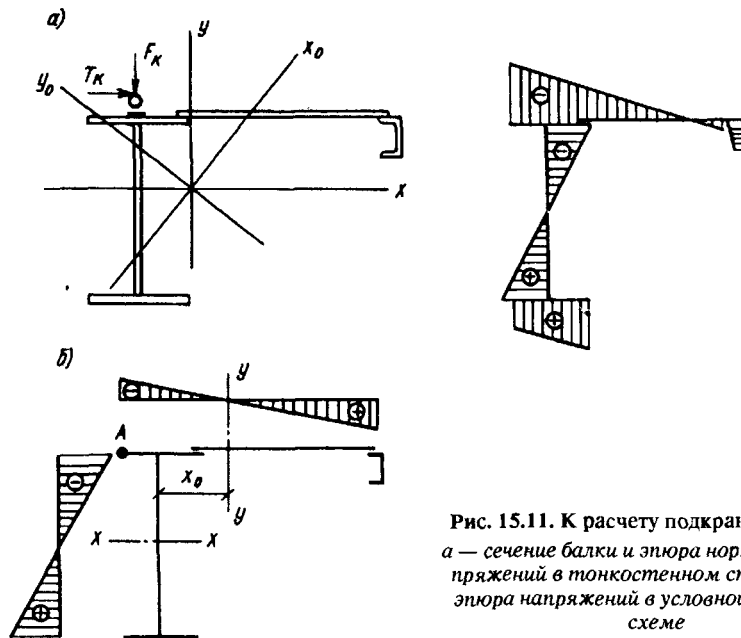


Рис. 15.11. К расчету подкрановых балок
 а — сечение балки и эпюра нормальных напряжений в тонкостенном стержне; б — эпюра напряжений в условной расчетной схеме

соответственно в нижнем поясе

$$\sigma = M_x / W_x^{\text{н.п.}} \leq R_y \gamma_c, \quad (15.7)$$

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 пояса (точка А), 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 $N_x = M_y / h_T$ (h_T — высота тормозной фермы) от работы его в составе фермы и местный момент $M_{loc,y} = 0,9 T_k d / 4$ (d — расстояние между узлами тормозной фермы, см. рис. 15.9) от внеузловое приложения силы T_k (коэффициент 0,9 учитывает неразрезность пояса в узлах).

Устойчивость верхнего пояса из плоскости балки можно проверить по приближенной формуле

$$\sigma = M_x / W_x^A + N_x / (\varphi A_f) + M_{loc,y} / W_y^A \leq R_y \gamma_c, \quad (15.8)$$

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.

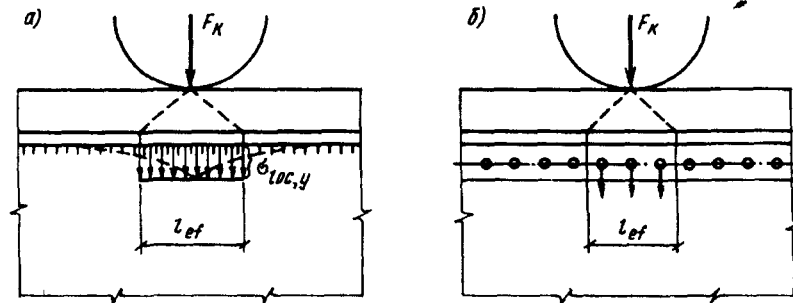


Рис. 15.12. Местные напряжения в стенке подкрановых балок под колесом крана
а — в сварной балке; б — в клепаной балке

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

$$\sigma_{loc,y} = \gamma_{fl} F_k / (t_w l_{ef}) \leq R_y \gamma_c, \quad (15.9)$$

где F_k — расчетная нагрузка на колесе крана без учета динамичности; γ_{fl} — 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

$$l_{ef} = \psi^3 \sqrt{I_{1f} / t_w}. \quad (15.10)$$

Здесь 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

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc,y}^2 - \sigma_x \sigma_{loc,y} + 3\tau_{xy}^2} \leq \beta R_y, \quad (15.11)$$

где β — коэффициент, равный 1,15 при расчете разрезных балок и 1,3 — при расчете сечений на опорах неразрезных балок.

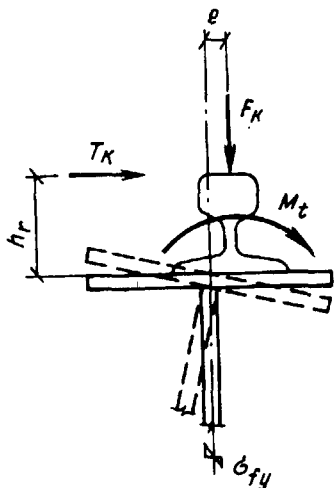


Рис. 15.13. Схема действия вертикальной и горизонтальной сил на подкрановую балку

Как отмечалось в п. 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} :

$$\sigma_{fy} = 2 M_t w / I_f, \quad (15.12)$$

где $I_f = I_x + b y_f^2 / 3$ — сумма собственных моментов инерции кручения рельса и пояса.

Моменты кручения крановых рельсов принимаются равными, см⁴: КР50 — 78, КР70 — 253, КР80 — 387, КР100 — 765, КР120 — 1310. Крутящий момент вычисляется по формуле

$$M_t = \gamma_f \gamma_{fl} F_k e^n + 0,75 T_k \gamma_{fl} h_r, \quad (15.13)$$

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 $\sigma_x = M_x y / I_x$, $\tau_{xy} = Q S / (I_x t w)$ от общего изгиба балки и $\sigma_{loc,y}$, σ_{fy} в стенке балки возникают дополнительные компоненты напряженного состояния: $\sigma_{loc,x} = 0,25 \sigma_{loc,y}$ — напряжения от распорного воздействия сосредоточенной силы под колесом 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.

При проверке прочности стенок подкрановых балок под краны особого режима работы следует учитывать все компоненты напряженного состояния и проводить расчет по формулам:

$$\sigma_{x_0} = \sigma_x + \sigma_{loc,x} \leq R_y \gamma_c;$$

$$\sigma_{y_0} = \sigma_{loc,y} + \sigma_{fy} \leq R_y \gamma_c; \quad (15.14)$$

$$\tau_{xy_0} = \tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy} \leq R_s \gamma_c;$$

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_{x_0}^2 + \sigma_{y_0}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq \beta R_y,$$

где σ_{x_0} ; σ_{y_0} ; τ_{xy_0} — суммарные напряжения.

Расчет на выносливость (см. п. 2.3) выполняют для подкрановых балок при числе циклов загрузки $n \geq 10^5$ на нагрузку от одного крана с пониженным нормативным значением (см. п. 15.1.2). В разрезных подкрановых балках из сталей обычной и повышенной прочности при коэффициенте асимметрии цикла $\rho \geq 0$ усталостная прочность 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

$$\sigma_x \leq \alpha R_v \gamma_v, \quad (15.15)$$

где $\sigma_x = M_x / W_x$ — напряжения в поясе от вертикальной крановой нагрузки; R_v — расчетное сопротивление усталости, принимаемое в зависимости от временного сопротивления стали и конструктив-

ного решения; α — коэффициент, учитывающий число циклов загрузки; γ_v — коэффициент, зависящий от вида напряженного состояния и коэффициента асимметрии ρ .

Значения R_v , α и γ_v определяют по нормам.

Для подкрановых балок с кранами особого режима работы следует дополнительно проверить на выносливость верхнюю зону стенки с учетом компонент местного напряженного состояния.

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

$$f = M_x^2 l^2 / (10EI_x), \quad (15.16)$$

где M_x^2 — изгибающий момент в балке от нагрузки одного крана с $f = 1,0$.

В неразрезных балках

$$f = \left(\frac{M_{\text{ср}}}{10} - \frac{M_{\text{л}} + M_{\text{пр}}}{72} \right) \frac{l^2}{EI_x}, \quad (15.17)$$

где $M_{\text{л}}$; $M_{\text{ср}}$; $M_{\text{пр}}$ — 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.

1) *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 $\sigma_{\text{loc},y}$ по формуле

$$\sqrt{(\sigma_x / \sigma_{\text{cr},x} + \sigma_{\text{loc},y} / \sigma_{\text{cr},\text{loc},y})^2 + (\tau_{xy} / \tau_{\text{cr},xy})^2} \leq \gamma_c, \quad (15.18)$$

где σ_x , τ_{xy} — краевое сжимающее и среднее касательное напряжения в стенке; $\sigma_{\text{loc},y}$ определяется по формуле (15.9); $\sigma_{\text{cr},x}$; $\sigma_{\text{cr},\text{loc},y}$; $\tau_{\text{cr},xy}$ — 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 поясам балок. Торцы ребер следует плотно пригнать к верхнему поясу; при этом в балках под краны особого режима работы торцы ребер необходимо строгать.

Подгонка ребер к верхнему поясу требует тщательного выполнения, в противном случае возможны поворот пояса при внецентренном приложении крановой нагрузки и локальный изгиб стенки в верхней зоне. Это приведет к повышению местных напряжений и появлению в этой зоне трещин. Более рациональны ребра жесткости из уголков, привариваемых пером к стенке балки. Такие ребра улучшают условия опирания верхнего пояса и снижают угол его поворота.

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

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{w1}^2 + \tau_{w2}^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (15.19)$$

где

$$\tau_{w1} = QS_f / (2I_x \beta f_k f); \quad \tau_{w2} = \gamma_{f1} F_k / (2l_{ef} \beta f_k f).$$

Аналогично определяются напряжения по границе сплавления. Отсюда требуемую высоту шва k_f можно получить из выражения

$$k_f \geq \frac{1}{2 (\beta \gamma_w R_w) \min \gamma_c} \sqrt{\left(\frac{QS_f}{I_x} \right)^2 + \left(\frac{\gamma_{f1} F_k}{l_{ef}} \right)^2}. \quad (15.20)$$

Обозначения см. в п. 4.4 и формуле (15.10).

Нижние поясные швы не воспринимают усилия от колеса крана, и 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). Поэ-

тому наибольший шаг заклепок a (при однорядном их расположении) определяют по формуле

$$a \leq \frac{N_{\min}}{\sqrt{\left(\frac{QS_f}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{\alpha \gamma_{f1} F_k}{l_{ef}}\right)^2}} \quad (15.21)$$

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 пристройки нет. В подкрановых балках рекомендуется всегда делать такую пристройку.

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

$$\sigma_x = M_x \beta / W_x \leq R_y \gamma_c \quad (15.22)$$

Значение коэффициента β определяют из выражения

$$\beta = 1 + M_y W_x / (M_x W_y) \approx 1 + 2 M_y h_b / (M_x h_T) \quad (15.23)$$

Ширину сечения тормозной конструкции h_T при компоновке рамы принимают примерно равной h_n ; высоту балки задают в пределах (1,6—1/10) l (большие значения принимают при большей грузоподъемности крана).

По формуле (15.22) вычисляют требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{тр}} = M_x \beta / (R_y \gamma_c).$$

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 загрузки балки одним краном M_x при коэффициенте $\gamma_f = 1,0$.

Из условия полного использования материала балки при загрузке расчетной нагрузкой h_{\min} определяют по формуле

$$h_{\min} = 5 \gamma_c R_y l / (24 \beta E) [l/f] M_x^n / M_x, \quad (15.24)$$

где $[l/f]$ — 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 по-

лки (см. пример 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 п. 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_f принимают в пределах $1/6$ — $1/8$ пролета (с учетом предельного железнодорожного габарита). Длину панели назначают приблизительно равной высоте, но не более 3 м, с тем чтобы верхний пояс 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 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

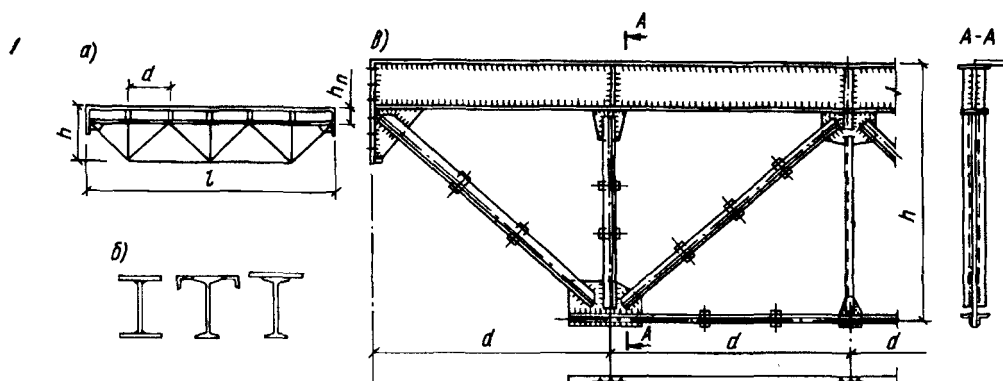


Рис. 15.14. Решетчатая подкрановая балка

а — схема; б — типы сечения верхнего пояса; в — конструктивное решение

систему (где n — число панелей верхнего пояса), точными методами строительной механики достаточно трудоёмок, 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_T и местный изгибающий момент $M_{loc,y}$ (при тормозных фермах) в верхнем поясе подкрановой фермы от горизонтальных сил при том же положении кранов, что и при определении усилий от вертикальной нагрузки.

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

$$\frac{N}{\varphi_x A_f} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_{y1}} \leq R_y \gamma_c; \quad (15.25)$$

при тормозной ферме

$$\frac{N + N_T}{\varphi_{\min} A_f} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_{loc,y}}{W_{y2}} \leq R_y \gamma_c, \quad (15.26)$$

где N — продольная сила в верхнем поясе от вертикальной нагрузки; $N_T = M_y / h_T$ — продольная сила в верхнем поясе от горизонтальной нагрузки (h_T — ширина тормозной фермы); M_x, M_y — изгибающие моменты от вертикальной и горизонтальной нагрузок; $M_{loc,y} = 0,9 T_k d / 4$ — 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 продольного изгиба верхнего пояса, определяемый в зависимости от $\beta_x = d / i_x$; φ_{\min} — меньший из коэффициентов продольного изгиба $\varphi_x = f(\beta_x)$ и $\varphi_n = f(\beta_n = d / i_y)$.

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

$$f = [M_x^2 l^2 / (10 E I_{\phi})] \mu, \quad (15.27)$$

где μ — коэффициент, принимаемый равным: 1,4 при отношении высоты фермы к пролету $h_{\phi} / l = 1/6$; 1/3 при $h_{\phi} / l = 1/8$ (в промежутке по интерполяции);

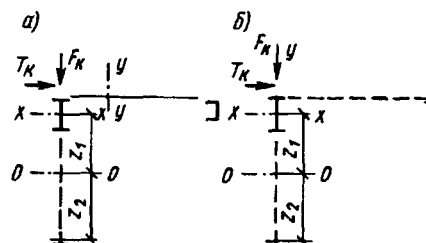


Рис. 15.15. К расчету подкрановых ферм с тормозной балкой (а) и с тормозной фермой (б)

I_{ϕ} — момент инерции фермы; $I_{\phi} = A_1 z_1^2 + A_2 z_2^2$; A_1, A_2 — площади сечения верхнего и нижнего поясов фермы; z_1, z_2 — расстояния от центров тяжести сечений поясов до общего центра тяжести.

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 отдельно.

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_{ϕ} 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.

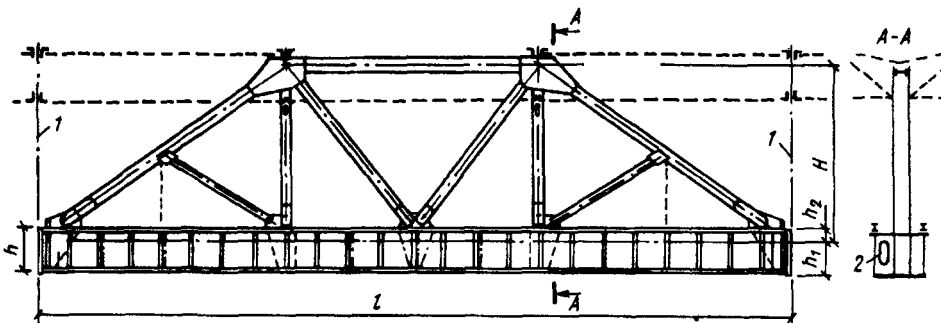


Рис. 15.16. Подкраново-подстропильная ферма
1 — ось колонны; 2 — лаз в диафрагме

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 стержней¹. При определении крутящих воздействий жесткость решетки можно не учитывать и рассматривать нижний пояс как тонкостенный стержень с длиной, равной пролету фермы.

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. п. 7.5).

В неразрезных балках вертикальное давление передается через опорные ребра, пристрогаемые 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 устанавливаются дополнительные элементы крепления балок к колоннам (рис. 15.18, *а*). Эти элементы рассчитывают на горизонтальное усилие H

$$H = F_T h_1 / h_2, \quad (15.28)$$

где F_T — 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 (рис. 15.18, *а*).

При наличии нескольких элементов крепления (например, стержней и накладок крепления тормозных конструкций к колонне) горизонтальное давление F_T распределяется между ними пропорционально жесткостям. В запас несущей способности можно каждый элемент крепления рассчитывать на полное давление F_T .

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 го-

¹Д.В. Бычков. Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций. — М., 1962.

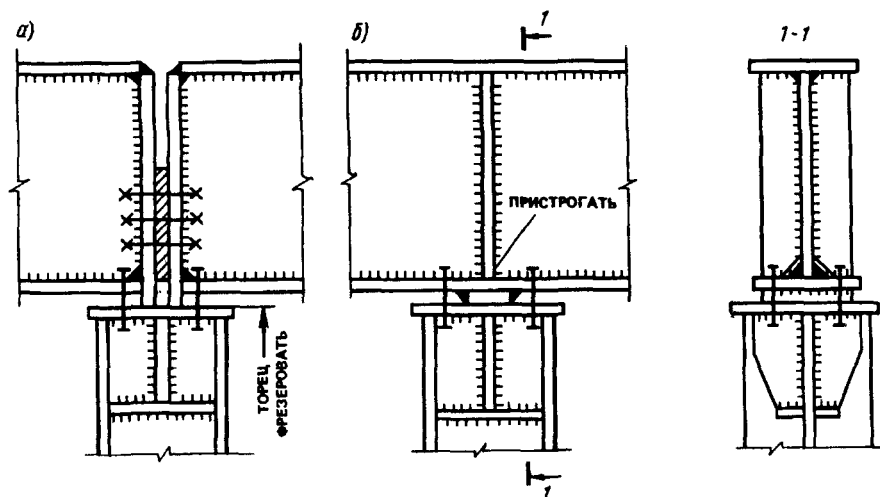


Рис. 15.17. Опорные узлы подкрановых разрезных (а) и неразрезных (б) балок

рячих цехах) подкрановые конструкции удлиняются (укорачиваются), что приводит к горизонтальным смещениям опорных сечений относительно колонн. В результате элементы крепления получают горизонтальные перемещения Δ_H .

За счет обжатия опорного сечения балок и обмятии 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 горизонтальные 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:

$$\Delta_H = M_x l h_0 / (6EI_x); \quad \Delta_V = F_R h / (EA_t), \quad (15.29)$$

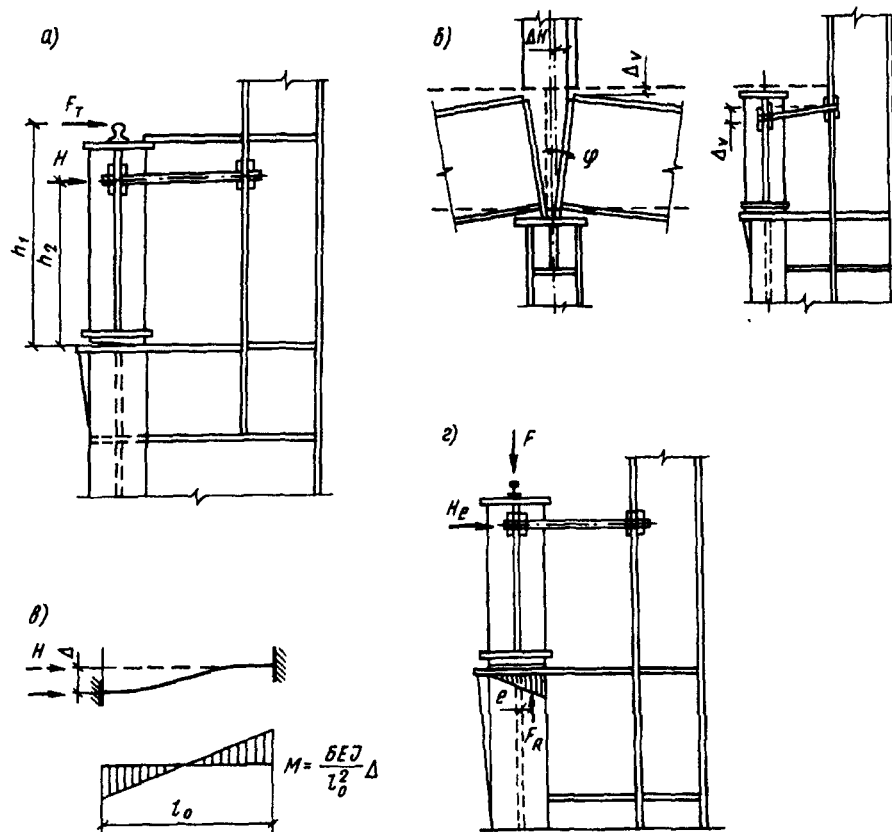


Рис. 15.18. К расчету узла крепления подкрановых балок к колонне

а — схема передачи горизонтального поперечного усилия; *б* — перемещение узла; *в* — расчетная схема элемента крепления; *г* — передача усилий при перекосе опорного ребра

где M_x — расчетный изгибающий момент в балке; F_R — опорное давление подкрановых балок от вертикальной крановой нагрузки; l , h_0 — пролет и высота балки; I_x — момент инерции балки; 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, б)

$$M = (6EI_0/l_0^2) \Delta, \quad (15.30)$$

где I_0 , 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 .

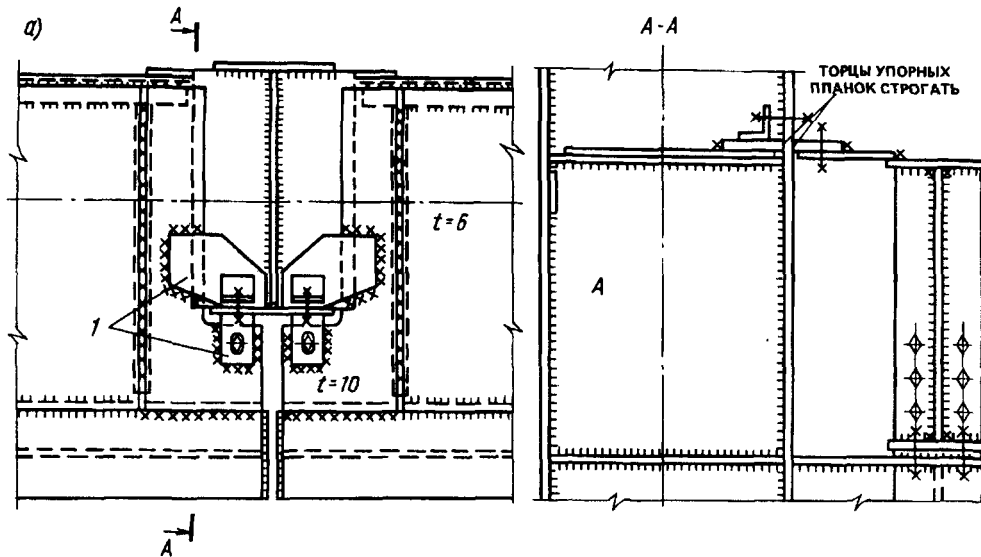


Рис. 15.19. Узлы крепления разрезных подкрановых балок к колоннам с упорными планками (а) и гибкими стержнями (б)
1 — упорные планки

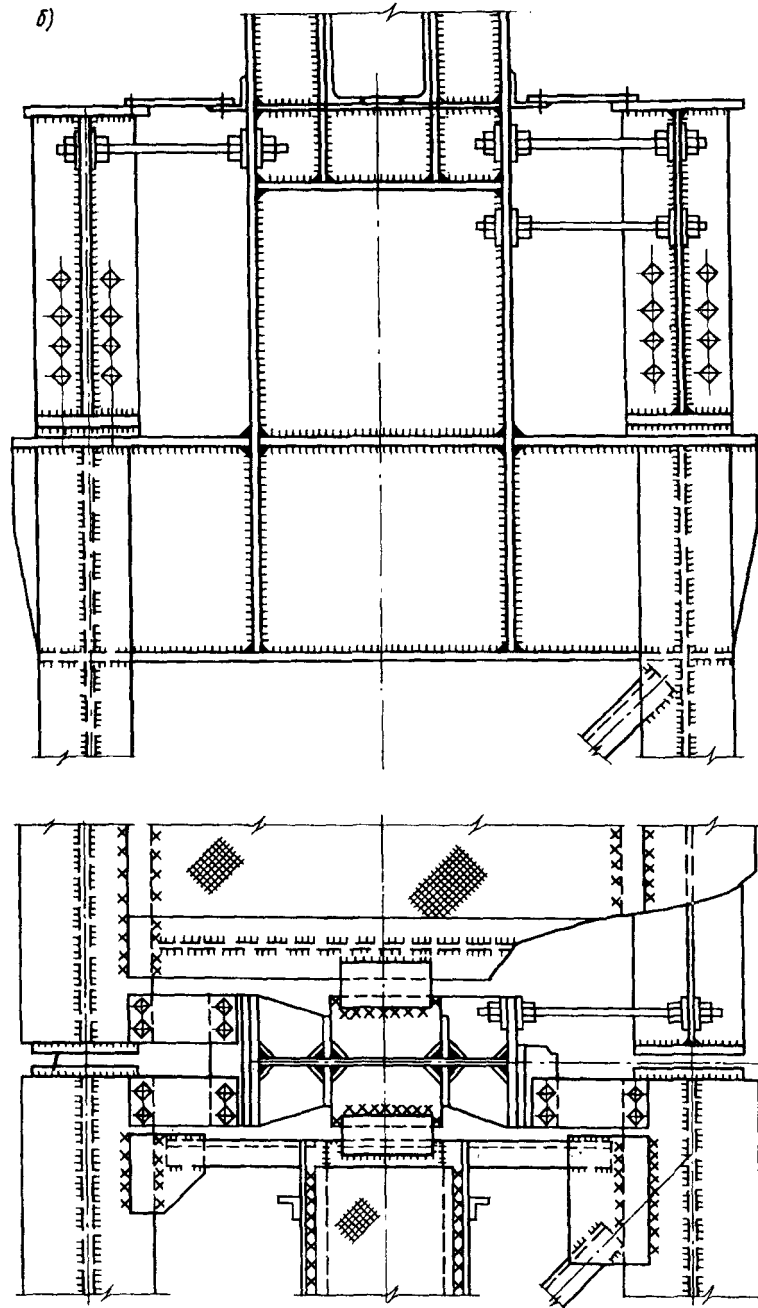
В зданиях с большим перепадом температур (неотапливаемые здания, горячие цехи) при расчете элементов крепления следует также учитывать усилия, возникающие от температурных воздействий, или проектировать крепления, обеспечивающие свободу перемещений (например, с передачей усилий через упорные элементы).

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 (см. прил. 16).

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 тормозном листе являются концентраторами напряжения и около них также развиваются трещины. Квадратный рельс менее жесткий, чем КР, а прострочка пазов для его крепления весьма трудоемка. Между рельсом и поясом балки целесообразно устанавливать упругие прокладки из низкомолекулярного материала. Прокладки улучшают условия кон-



такта 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

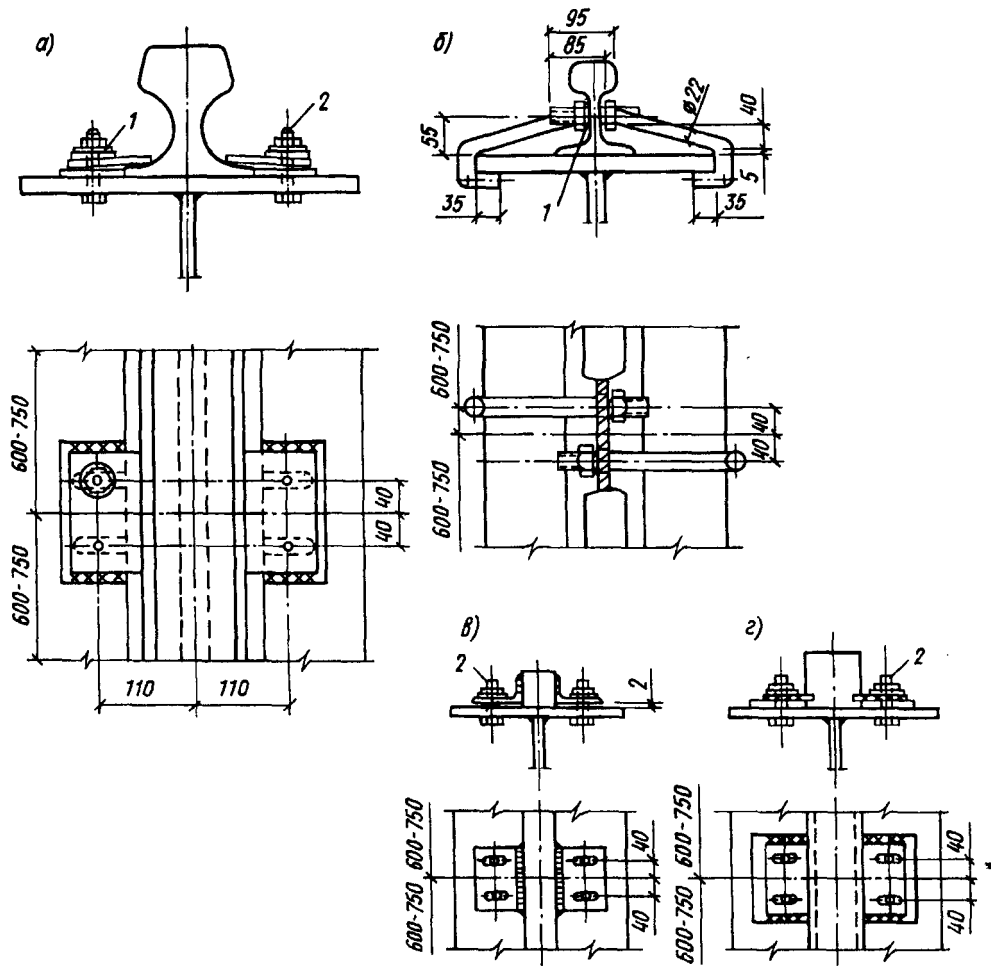


Рис. 15.20. Крепление рельсов к подкрановой балке

а — типа КР; б — железнодорожных; в, г — квадратных; 1 — пружинная шайба; 2 — болт М22

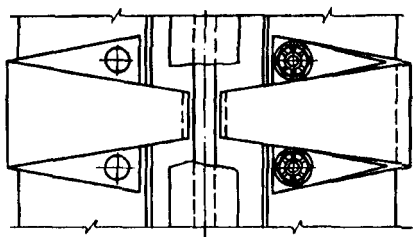
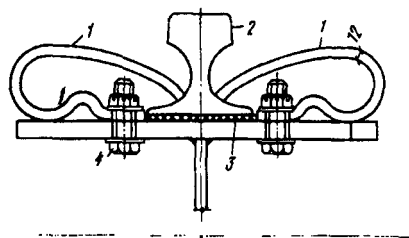


Рис. 15.21. Пружинное крепление рельса, установленного на упругую прокладку

1 — пружина; 2 — рельс; 3 — упругая прокладка; 4 — болт

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).

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 концевыми 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 грузоподъемностью $Q = 32/5$ т. Режим работы кранов — особый (7К). Пролет здания 30 м. Материал балки — сталь С255; $R_y = 250$ МПа = 24 кН/см² (при $t < 20$ мм); $R_s = 14$ кН/см². Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

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; вес тележки $G_T = 85$ кН; тип кранового рельса — КР = 70. Схема краевой нагрузки приведена на рис. 15.22, а.

Для кранов режима работы 7К металлургического производства поперечное горизонтальное усилие на колесе при расчете подкрановых балок $T_k^n = 0,1 F_k^n = 0,1 \cdot 345 = 34,5$ 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)

$$F_k = k_1 \gamma_f F_k^n = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 345 = 417 \text{ кН};$$

$$T_k = k_2 \gamma_f T_k^n = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 34,4 = 38 \text{ кН}.$$

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

$$M_x = \alpha \psi \sum F_{ky} u_i = 1,05 \cdot 0,95 \cdot 417 \cdot 5,85 = 2433 \text{ кН м},$$

где u_i — ординаты линий влияния; $\alpha = 1,05$ учитывает влияние собственного веса подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозной площадке (см. п. 15.1); ψ — коэффициент сочетания.

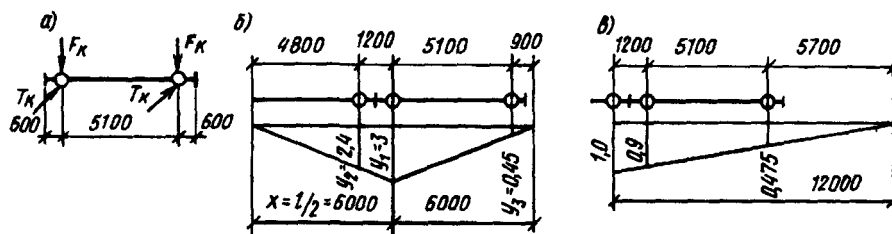


Рис. 15.22. К расчету подкрановой балки

а — схема краевой нагрузки; б — определение M_{\max} ; в — определение Q_{\max}

Расчетный момент от горизонтальной нагрузки

$$M_y = \psi \sum T_{kiy} = 0,95 \cdot 38 \cdot 5,85 = 211 \text{ кН}.$$

Для определения максимальной поперечной силы загружаем линию влияния поперечной силы на опоре (рис. 15.22, в).

Расчетные значения вертикальной и горизонтальной поперечных сил

$$Q_x = \alpha \psi \sum F_{kiy} = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 417 \cdot 2,375 = 988 \text{ кН};$$

$$Q_y = \psi \sum T_{kix} = 0,95 \cdot 38 \cdot 2,375 = 85,7 \text{ кН}.$$

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)

$$\beta = 1 + 2 \frac{M_y h_b}{M_x h_T} = 1 + 2 \frac{211}{2433} \frac{1,2}{1,5} = 1,14,$$

где $h_b \approx 1/10 l = 12/10 = 1,2$ м; $h_T \approx h_n = 1,5$ м;

$$W_{x, \text{тр}} = M_x \beta \gamma_n / R_y = \frac{243300 \cdot 1,14 \cdot 0,95}{24} = 10979 \text{ см}^3.$$

Задаемся $\beta_w = h_w / t_w = 120$.

Оптимальная высота балки

$$h_{\text{опт}} = \sqrt[3]{(3/2) \beta_w W_{x, \text{тр}}} = \sqrt[3]{(3/2) 120 \cdot 10979} = 126 \text{ см}.$$

Минимальная высота балки

$$h_{\text{мин}} = \frac{5}{24} \frac{R_y l}{\beta E} \left[\frac{f}{l} \right] \frac{M_x^n}{M_x} = \frac{5 \cdot 24 \cdot 1200 \cdot 500}{24 \cdot 1,14 \cdot 2,06 \cdot 10^4} \frac{119000}{243300} = 62,5 \text{ см},$$

где M_x^n — момент от загрузки балки одним краном при $\gamma_f = 1,0$.

Значение M_x определим по линии влияния (см. рис. 15.22, б); сумма ординат линии влияния при нагрузке от одного крана $\sum y_i = 3 + 0,45 = 3,45$; $M_x^n = \sum F_{kix} = 345 \cdot 3,45 = 1190 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $[f/l] = 500$ для кранов режима работы 7К.

Принимаем $h_b = 120$ (кратной 10 см).

Задаемся толщиной полок $t_f = 2$ см, тогда $h_w = h_b - 2t_f = 120 - 2 \cdot 2 = 116$ 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 стейку толщиной 1 см; $h_w / t_w = 116 / 1,0 = 116 \approx 120$.

Размеры поясных листов определим по формулам:

$$I_{x, \text{тр}} = W_{x, \text{тр}} h_b / 2 = 10979 \cdot 120 / 2 = 658740 \text{ см}^4;$$

$$I_w = 1,0 \cdot 116^3 / 12 = 130000 \text{ см}^4;$$

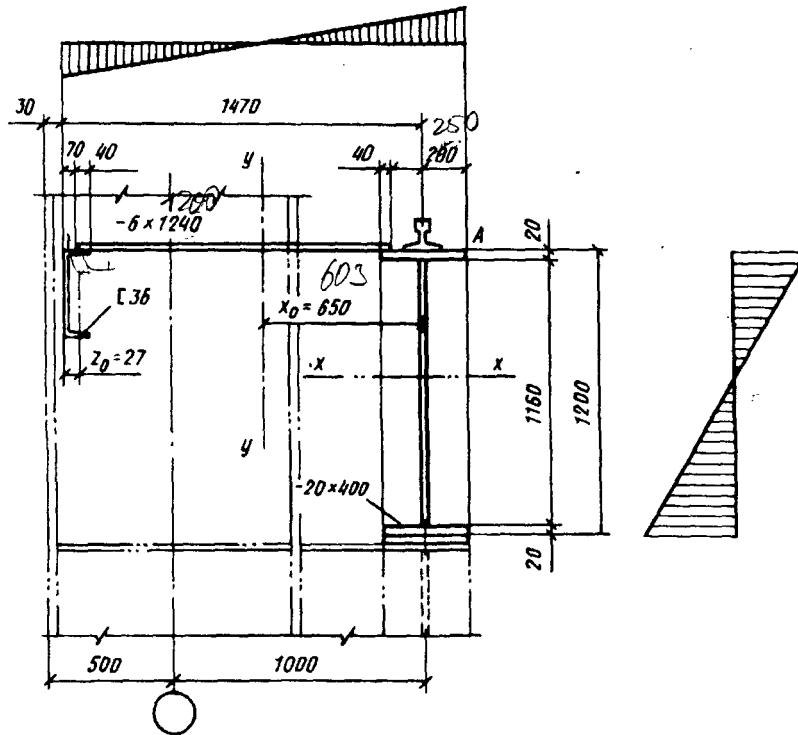


Рис. 15.23. Сечение балки и эпюра нормальных напряжений

$$A_{f, \text{тp}} = \frac{I_{x, \text{тp}} - I_w}{2 \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2} = \left(\frac{658740 - 130000}{2} \right) / \left(\frac{116 + 2}{2} \right)^2 = 76.$$

Принимаем пояс из листа сечения 20x400 мм, $A_f = 80 \text{ см}^2$.
Устойчивость пояса обеспечена, так как

$$b_{ef} / t_f = (b_f - t_w) / 2 t_f = \frac{(40 - 1) / 2}{2} = 9,75 < 0,5 \sqrt{E / R_y} =$$

$$= 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 14,6.$$

По полученным данным komponуем сечение балки (рис. 15.23).

Проверка прочности сечения. Определяем геометрические характеристики принятого сечения относительно оси x—x:

$$I_x = 1 \cdot 116^3 / 12 + 2 \cdot 80 (116/2 + 1)^2 = 686 \, 960 \text{ см}^4;$$

$$W_x^A = I_x / (h_b / 2) = 686\,960 / (120 / 2) = 11\,449 \text{ см}^3,$$

а затем — геометрические характеристики тормозной балки относительно оси у—у (в состав тормозной балки входят верхний пояс, тормозной лист и швеллер):

расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения:

$$x_0 = (0,6 \cdot 124 \cdot 78,0 + 53,4 \cdot 144,3) / (0,6 \cdot 124 + 53,4 + 2 \cdot 40) = 65 \text{ см};$$

$$I_y = 0,6 \cdot 124^3 / 12 + 0,6 \cdot 124(78 - 65)^2 + 53,4(144,3 - 65)^2 + 80 \cdot 65^2 + 2 \cdot 40^3 / 12 = 792\,400 \text{ см}^4;$$

$$W_y^A = I_y / x_A = 792\,400 / 85 = 9320 \text{ см}^3.$$

Проверим нормальные напряжения в верхнем поясе (точка А) см. формулу (15.8):

$$\sigma_x^A = M_x^A / W_x^A + M_y^A / W_y^A = \frac{243300}{11449} + \frac{21100}{9320} = 21,25 + 2,26 =$$

$$= 23,5 \text{ кН/см}^2 < R_y / \gamma_n = 24 / 0,95 = 25,3 \text{ кН/см}^2.$$

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 стенок балки от действия местных напряжений под колесом крана [см. формулу (15.9)]:

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F_k}{t_w l_{ef}} = \frac{1,4 \cdot 379}{1 \cdot 33,6} = 15,8 \text{ кН/см}^2 < R_y / \gamma_n = 25,3 \text{ кН/см}^2;$$

$$\gamma_{f1} = 1,4 \text{ (при кранах режима работы 7К с гибким подвесом груза);}$$

$$F_k = F_k^n \gamma_f = 345 \cdot 1,1 = 379 \text{ кН};$$

$$l_{ef} = \psi^3 \sqrt{I_y / t_w} = 3,25^3 \sqrt{1109 / 1,0} = 33,6;$$

$$I_y = I_x + b t_f^3 / 12 = 1082 + 40 \cdot 2^3 / 12 = 1109 \text{ см}^4;$$

$I_x = 1082 \text{ см}^4$ — момент инерции рельса КР-70 (см. прил. 16); $\psi^3 = 3,25$ — коэффициент податливости сопряжения пояса и стенки 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 стенок по формулам (15.14) с учетом всех компонентов напряженного состояния и выносливость стенок по СНиПу.

ГЛАВА 16. ЛЕГКИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ КОМПЛЕКТНОЙ ПОСТАВКИ

16.1. Общая характеристика

Одним из показателей совершенствования металлических конструкций является снижение их массы. К снижению массы металлических конструкций приводит рациональное применение сталей повышенной и высокой прочности, оптимальных проектных решений, эффективных типов сечений.

Термин "легкие металлические конструкции" появился у нас в шестидесятые годы, когда существенно возросло производство и применение сталей повышенной прочности; промышленность освоила выпуск стального профилированного настила. Замена тяжелых железобетонных панелей покрытия ($150\text{--}250\text{ кг/м}^2$) легким профилированным настилом ($10\text{--}15\text{ кг/м}^2$) с эффективным утеплителем привела к существенному снижению массы несущих конструкций. С помощью использования эффективных типов сечений были разработаны фермы из замкнутых тонкостенных гнутосварных профилей, тонкостенные сварные балки, балки с перфорированной стенкой, предварительно напряженные балки, балки с гофрированной стенкой (см. п. 7.6 и [5]).

Технология изготовления этих конструкций рассчитана на механизированное и автоматизированное поточное производство их на заводах металлических конструкций. Более полной заводской готовности соответствуют меньшие затраты труда и времени при монтаже конструкций. Выделение из всего многообразия производственных объектов зданий универсального характера, ограниченных пролетов, высоты и грузоподъемности мостовых и подвесных кранов позволяет освоить их производство на специализированных заводах, а также комплектную поставку и монтаж. Производство зданий комплектной поставки — это качественно новый этап развития металлических конструкций, характеризующийся выпуском с заводов металлических конструкций готовых изделий и преобразованием строительной площадки в монтажную. При этом время монтажа конструкций по сравнению с традиционными сокращается в среднем на 40%.

Здания комплектной поставки могут быть использованы для размещения в них промышленных цехов, складов, гаражей, конторских помещений, а также в агропромышленном комплексе (хранилища, перерабатывающие предприятия, мастерские по ремонту сельскохозяйственной техники и т.д.).

Впервые здания комплектной поставки из металла были разработаны в США фирмой "Батлер" в 1946 г., что вполне закономерно, так как именно в этой стране был накоплен опыт поточного производства сложных металлических конструкций (автомобилей, цельносварных судов типа "Либерти"). Фирма "Батлер" является крупнейшей не только в США, но и в мире по производству металлических зданий комплексной поставки. В настоящее время здания этого вида составляют в США свыше 50% всего объема строительства одно- и двухэтажных зданий производственного назначения площадью до $14\,000\text{ м}^2$. В 1985 г. общая площадь возведенных зданий данного типа достигла $32\,000\,000\text{ м}^2$.

Их конструктивные системы отличаются разнообразием. В одноэтажных зданиях применяются как покрытия с использованием сквозных конструкций (рис. 16.1), так и рамные системы со стойками и ригелями сплошного сечения (рис. 16.2).

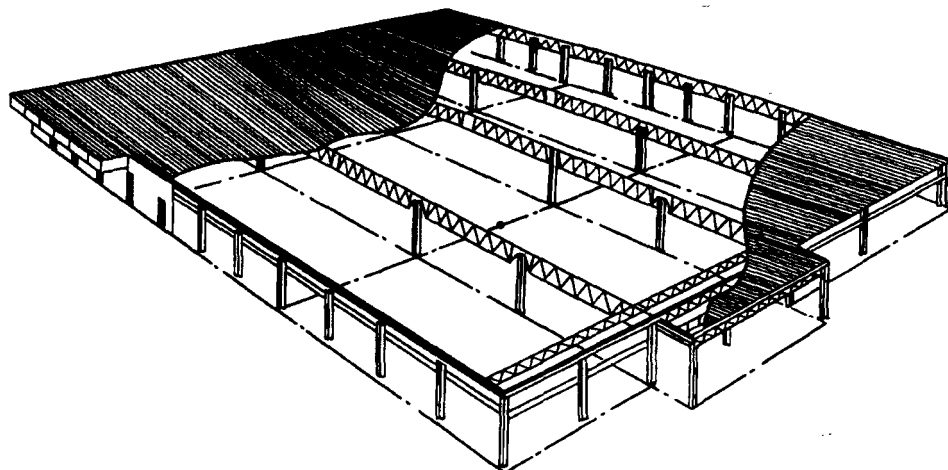


Рис. 16.1. Схема здания системы "Лэндмарк"

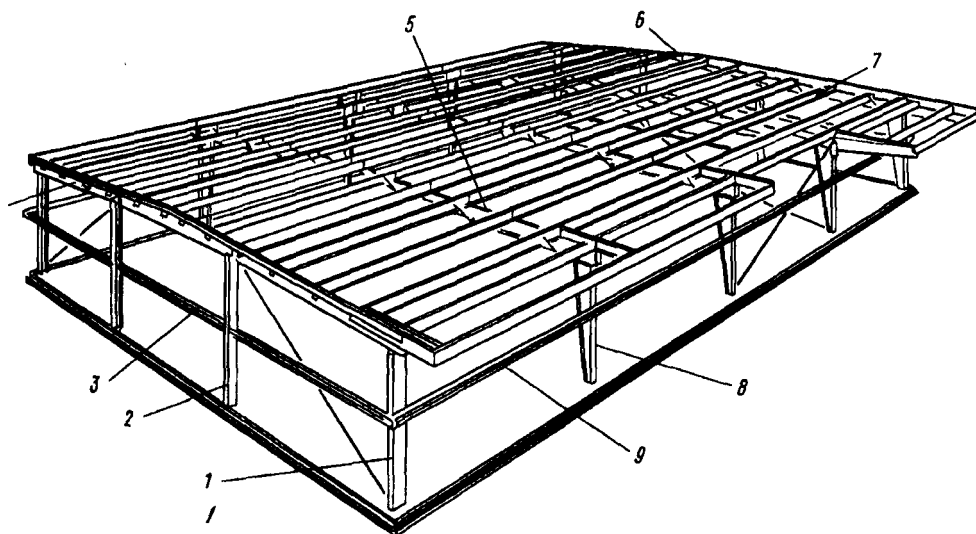


Рис. 16.2. Основные элементы здания системы "Уайдспан"

1 — угловая колонна; 2 — стойка торцевой стены; 3 — ригель торцевой стены; 4 — балка крыши при торцевой стене; 5 — балка крыши (промежуточная рама); 6 — жесткая рама торцевой стены для будущего расширения; 7 — прогон; 8 — колонна (промежуточная рама); 9 — ригель боковой стены

Размеры пролетов в системе "Лэндмарк" составляют от 6 до 15 м, а для системы "Уайдспан" — от 12 до 36 м. Многопролетное здание системы "Уайдспан" может достигать ширины 90 м. Ригели и стойки — сварные двутавры, как правило, переменного сечения (рис. 16.3). Для удобства транспортировки элементы рамы обычно состоят из секций длиной 12 м. Сварку поясных швов выполняют только с одной стороны, но оба пояса сваривают одновременно. Для поперечных рам применяется горячекатаная толстолистовая сталь толщиной 5—12 мм. Прогоны и ригели фахверка Z-образного и швеллерного се-

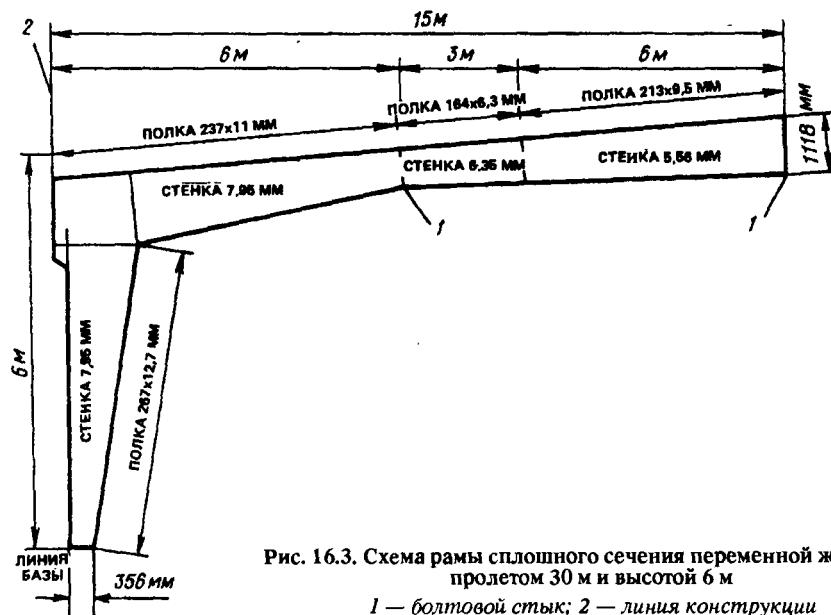


Рис. 16.3. Схема рамы сплошного сечения переменной жесткости пролетом 30 м и высотой 6 м

1 — болтовой стык; 2 — линия конструкции

чения изготавливаются из холоднокатаной стали толщиной 1,5—3 мм. Стеновые и кровельные листы нужной формы получают с помощью вальцово-формовочной мельницы из стали толщиной 0,6 мм. Все монтажные соединения — болтовые.

В последние годы для несущих конструкций применяется сталь с минимальным пределом текучести 38 кг/мм^2 . С целью повышения архитектурной выразительности зданий комплектной поставки разработаны типы фасадов, имитирующих камень, кирпич, дерево.

В качестве конструкций покрытий зданий комплектной поставки фирмой "Батлер" используются и структурные конструкции. В настоящее время выпускаются здания комплектной поставки двух и трехэтажные, большепролетные, листовые конструкции для хранения зерна.

Используемые фирмой "Батлер" методы проектирования и изготовления металлических конструкций зданий комплектной поставки способствуют снижению расхода стали, повышению производительности труда, получению изделий высокого качества. Это прежде всего широкое использование ЭВМ на всех стадиях создания конструкций — проектирования, изготовления, перевозки. По программам математического обеспечения выполняется автоматическое проектирование, включая составление детализованных чертежей, монтажных схем, а также списков всех элементов и последовательности вывоза их с завода. ЭВМ помогает изготавливать и контролировать процесс изготовления конструкций. Другой важной особенностью является технология изготовления тонкостенных гнутых конструкций. При производстве гнутых прогонов, ригелей фахверка, стеновых и кровельных панелей производится необходимая формовка листов и штамповка отверстий. При этом листы, поставляемые с металлургических заводов, уже имеют необходимые защитные покрытия. Снижению расхода стали способствует применение легких кровель массой 20—40 кг/м^2 .

16.2. Конструкции зданий комплектной поставки

Компоновочные и конструктивные решения производственных зданий комплектной поставки, используемые в России, странах Содружества, США, Германии и других странах, изготавливающих такие конструкции, достаточно близки.

В странах СНГ применяется несколько типов каркасов таких зданий, отличающихся конструктивной формой: плоские рамные системы, арочные системы, складки и структурные конструкции.

Для ограждающих конструкций (покрытия и стен) используют тонкие стальные или алюминиевые листы с эффективным утеплителем¹. В связи с тонкостенностью элементов здания комплектной поставки из легких металлических конструкций допускается использовать только в условиях слабоагрессивных и неагрессивных сред. Поперечные рамы каркасов могут иметь ригели сплошного или сквозного сечения. Сплошностенчатые рамы по сравнению со сквозными имеют меньшую высоту сечений элементов, что улучшает их транспортировку и сокращает площадь стенового ограждения и объем здания. Упрощается их изготовление и монтаж. Эти преимущества компенсируют некоторое увеличение расхода стали.

Первые здания комплектной поставки были разработаны в СССР на основе рамных систем типа "Плауэн" и освоены производством на заводе металлических конструкций в г. Орске. Они получили название "Стальные рамные конструкции (коробчатого сечения) каркаса производственных зданий типа "Орск".²

Эта система применяется в одноэтажных производственных отапливаемых зданиях, бесфонарных или с зенитными фонарями пролетом 24 м (рис. 16.4). Бескрановые здания имеют высоту 6,98 м, а в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 5 т высота рамы составляет 8,18 м. Здание рассчитано на снеговую нагрузку для I—III снеговых районов и на ветровую нагрузку для I—IV районов по давлению ветра.

Колонны и стойки рамы имеют коробчатое постоянное по длине сечение. Коробчатые сечения рациональны при работе на сжатие, обладают высокой жесткостью на кручение. Для обеспечения местной устойчивости тонких листов стенки с помощью штамповки устроены продольные гофры. Шаг рам составляет 6 м.

В зданиях, оборудованных мостовыми кранами, подкрановые балки опираются на консоли колонн. Сопряжение ригеля с колоннами жесткое, а колонн с фундаментами — шарнирное. Уклон кровли — 1,5%. Кровля легкая, с несущим стальным профилированным настилом, уложенным по прогонам. Прогонны из прокатных швеллеров. Стеновое ограждение выполняют из трехслойных панелей с утеплителем из полиуретана и обшивок из тонколистовой оцинкованной стали.

Вертикальные связи между колоннами устраивают из одиночных уголков. Связи размещают в одном или двух шагах колонн в зависимости от длины здания или температурного отсека. В бескрановых зданиях крестовые связи располагают по всей высоте колонн (рис. 16.5, а) и передают ветровую нагрузку с торца здания на фундамент. В зданиях, оборудованных мостовыми кранами, связи располагаются в двух уровнях: в надкрановой и подкрановой частях колонн (рис. 16.5, б). Верхние связи воспринимают и передают на

¹ Легкие металлические конструкции одноэтажных производственных зданий/И.И. Ищенко, Е.Г. Кутухтин, В.М. Спиридонов, Ю.Н. Хромец. 2-е изд. (Справ. проектировщика). — М.: Стройиздат, 1988.

² Каталог легких несущих и ограждающих металлических конструкций и комплектующих металлоизделий для промышленных зданий. — М.: 1989.

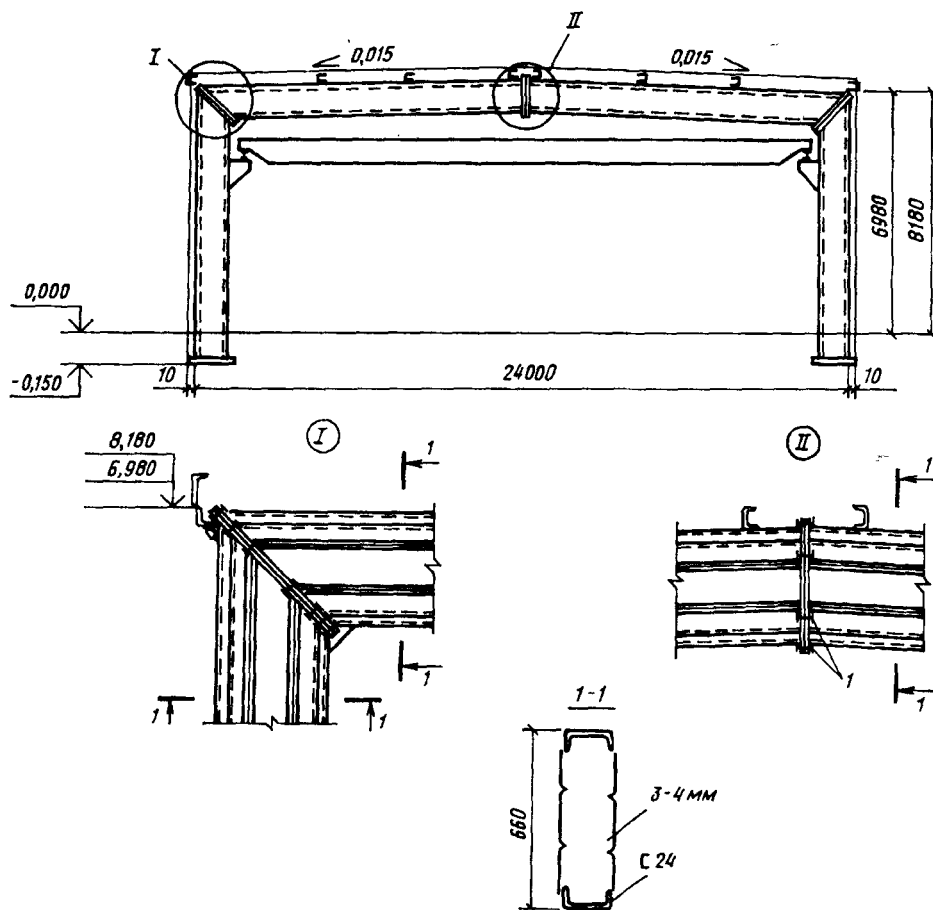


Рис. 16.4. Схема поперечной рамы и основные узлы здания типа "Орск"
1 — высокопрочные болты

связи, располагаемые ниже подкрановых балок, ветровую нагрузку с торца здания. На эти же связи передается сила продольного торможения мостовых кранов.

В комплект поставки входят рамы, вертикальные связи, прогоны, стойки фахверка, подкрановые балки, тормозные площадки (для зданий с кранами), а также стальной профилированный настил для кровли в комплекте с крепежными изделиями. Рама собирается на монтаже из четырех отправочных элементов — двух стоек и двух половинок ригеля. Монтажные стыки выполнены на фланцах с высокопрочными болтами.

Рамы типа "Орск" — однопролетные, и применять их для многопролетных зданий нерационально из-за повышения расхода стали и трудоемкости монтажа.

Рамная система "Канск", разработанная в ЦНИИПСКе, может быть применена как в однопролетных, так и в многопролетных производственных

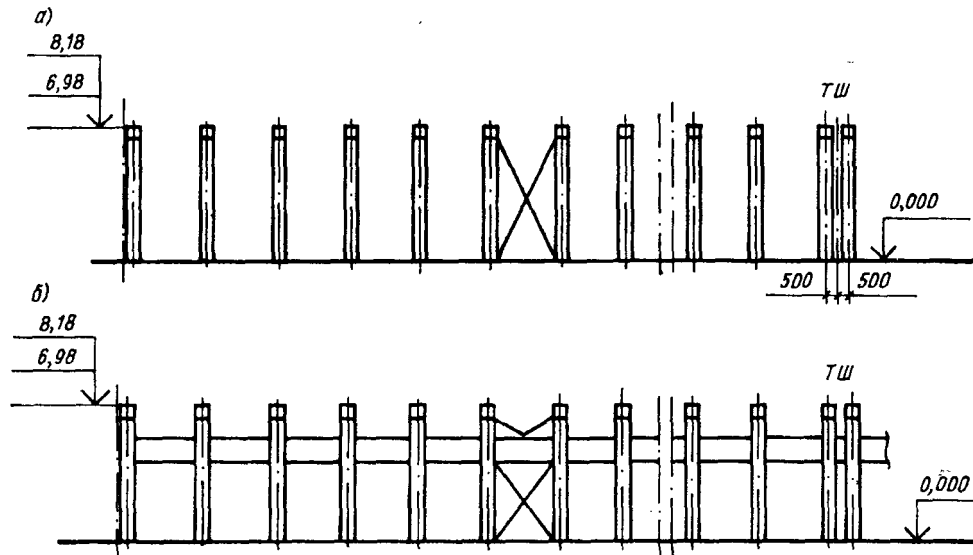


Рис. 16.5. Связи между колоннами

а — бескрановое здание; б — здание с мостовыми кранами

отапливаемых зданиях без светоаэрационных фонарей. Размер пролетов — 18 и 24 м, шаг колонн — 6 и 12 м, высота до нижнего пояса ригеля кратна 1,2 м и составляет от 4,8 до 10,8 м. Здания могут быть бескрановыми и с кранами подвесными грузоподъемностью до 3,2 т и мостовыми легкого и среднего режима работы грузоподъемностью до 20 т. Подкрановые балки опираются на отдельно стоящие стойки, крепящиеся в уровне оголовка к основной колонне (рис. 16.6). Колонны поперечной рамы выполнены из прокатных широкополочных двутавров, а ригель — сварной двутавр постоянного по длине сечения с уклоном 1,5%. В однопролетных рамах ригели жестко крепятся к колоннам. В многопролетных рамах колонны средних рядов и ригели имеют жесткое сопряжение, а по крайним рядам возможно их шарнирное сопряжение (рис. 16.17). Крепление колонн к фундаментам можно считать шарнирным. Жесткие сопряжения ригеля с колоннами и монтажные соединения отправочных элементов ригеля выполнены с помощью фланцев на высокопрочных болтах.

В бескрановых зданиях и зданиях, оборудованных подвесными кранами, для обеспечения продольной жесткости каркаса, восприятия ветровых нагрузок на торец и нагрузок от торможения подвесных кранов, а также для закрепления колонн из плоскости рам устанавливаются вертикальные связи между колоннами на всю высоту колонн. В зданиях с мостовыми кранами устанавливаются дополнительные вертикальные связи между стойками подкрановой эстакады, что обеспечивает их закрепление из плоскости рамы и передачу сил продольного торможения мостовых кранов на фундамент. В торцах здания в целях более рационального использования стоек фахверка поперечные рамы заменяются системой стоек и балок. Жесткость системы в поперечном направлении обеспечивается вертикальными связями

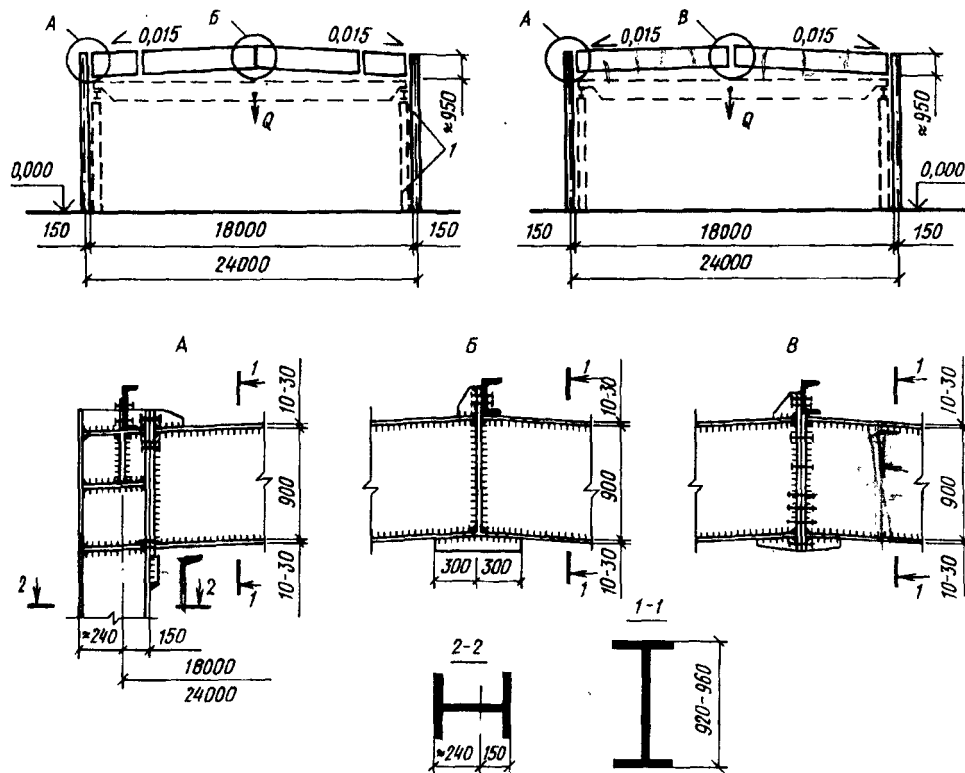


Рис. 16.6. Схемы поперечных рам и основные узлы однопролетного здания типа "Канск"
1 — элементы подкрановой эстакады

(рис. 16.8). Рамы здания поставляются в комплекте с вертикальными связями, прогонами, профилированным настилом, стойками фахверка, элементами подвесных путей и элементами подкрановых эстакад для мостовых кранов.

Основу стальных каркасов зданий комплектной поставки составляют поперечные рамы. На них приходится более 40% общего расхода стали. В рассмотренных выше системах "Орск" и "Канск" колонны и ригели рам имеют постоянные по длине сечения, что не соответствует характеру распределения усилий в этих элементах. Снизить расход стали на поперечные рамы можно за счет более рационального распределения материала по длине элементов, соответствующего эпюре изгибающих моментов от вертикальных нагрузок, приложенных к ригелю. В ЦНИИСКе и ЦНИИПроектлегконструкции разработаны рамы пролетом 18 и 24 м с элементами переменной жесткости (рис. 16.9). Стальные рамные конструкции из двутавров переменной сечения предназначены для применения в одноэтажных однопролетных отапливаемых зданиях без светоаэрационных фонарей. Уклон ригеля рамы составляет 2,5% при применении типовой рулонной кровли и 0,1 для кровельных панелей со стальными обшивками. Здание может быть бескра-

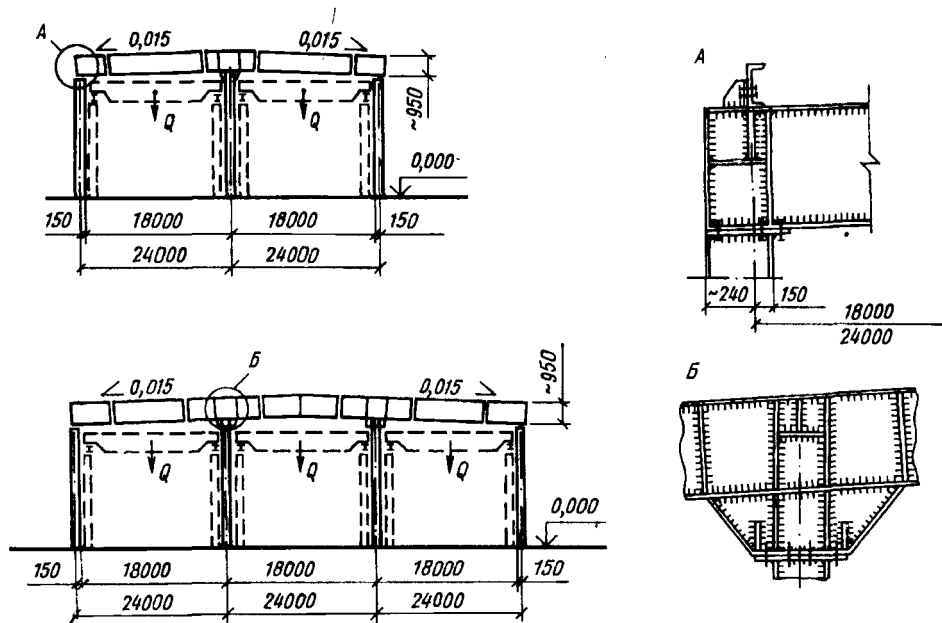
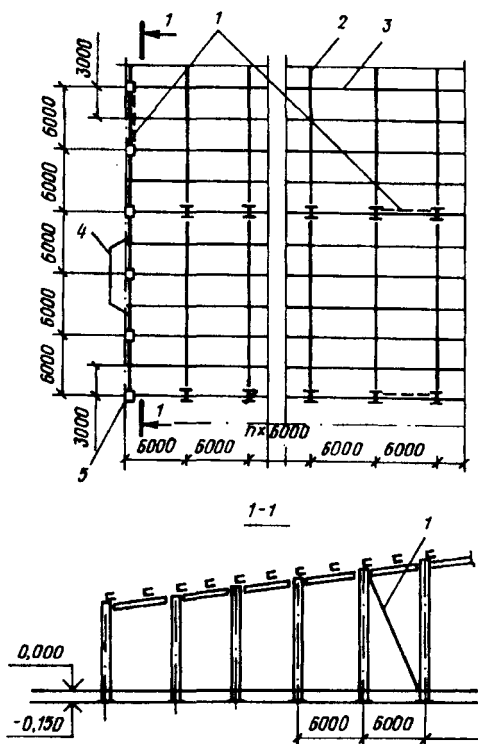


Рис. 16.7. Схемы поперечных рам и основные узлы многопролетного здания типа "Канск"



новым или оборудовано подвесными кранами грузоподъемностью до 3,2 т. Шаг поперечных рам — 6 м.

Колонны и ригели переменного сечения komponуются из прокатных балок путем разрезки стенки профиля по наклонной и горизонтальной прямой с последующей сваркой (рис. 16.10).

Ригели жестко сопрягаются с колоннами, а колонны шарнирно с фундаментами. Жесткие сопряжения ригеля с колоннами и соединения двух отправочных элементов ригеля выполняются с помощью фланцев на высокопрочных болтах. Экономия стали по сравнению с аналогичными рамами типа "Канск" составляет около 20%.

Рис. 16.8. Схемы покрытия и торцевого фахверка здания типа "Канск"

1 — вертикальные связи; 2 — рама; 3 — прогон покрытия; 4 — балки; 5 — стойка торцевого фахверка

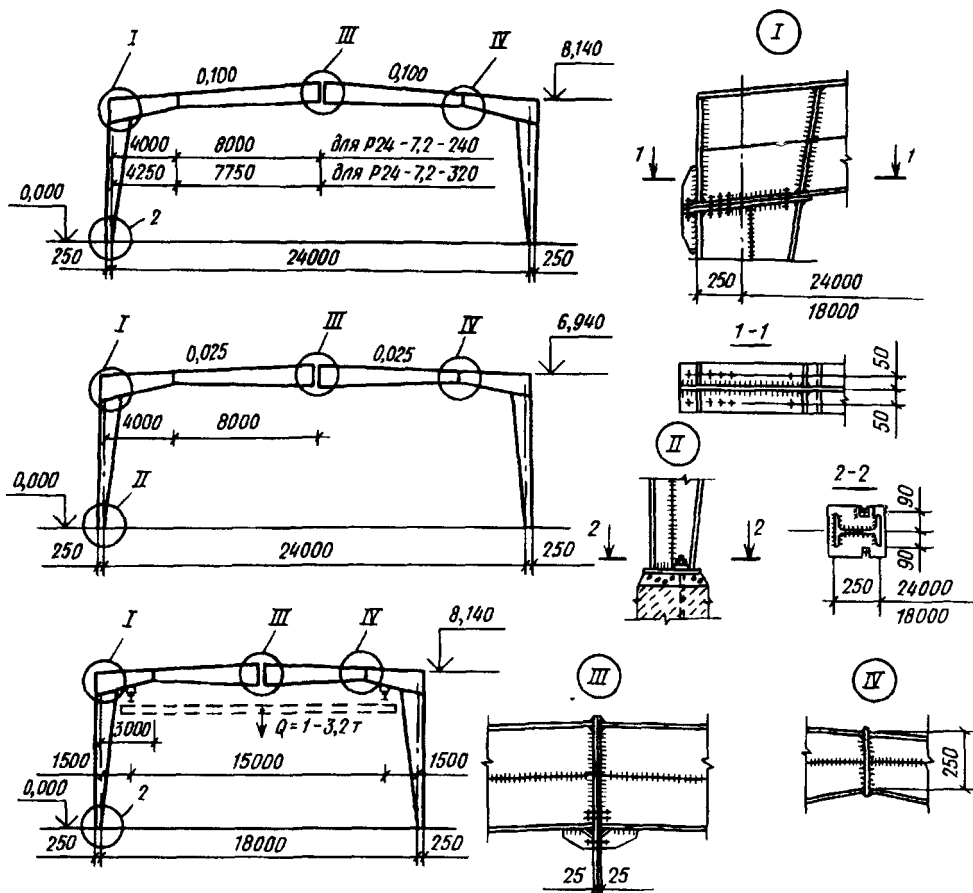
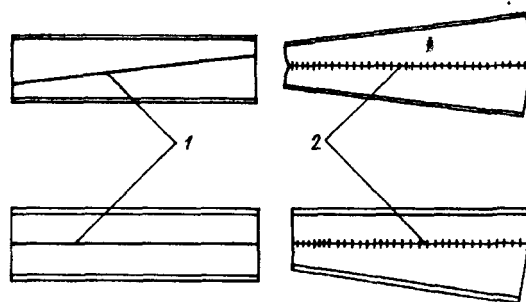


Рис. 16.9. Рамы с элементами переменной жесткости

Балки и колонны двутаврового сечения с тонкостенными гофрированными стенками применены в одноэтажном производственном здании-модуле из металлических рамных конструкций типа "Алма-Ата". (Проект разработан Казахским отделением ЦНИИПроектстальконструкции.) Здания могут возводиться в районах с расчетной температурой наружного воздуха до -40°C при нормативном весе снегового покрова до $1,00 \text{ кН/м}^2$ и скоростном напоре ветра

Рис. 16.10. Схема образования элементов переменной жесткости из прокатных двутавров
1 — линия реза; 2 — линия сварки

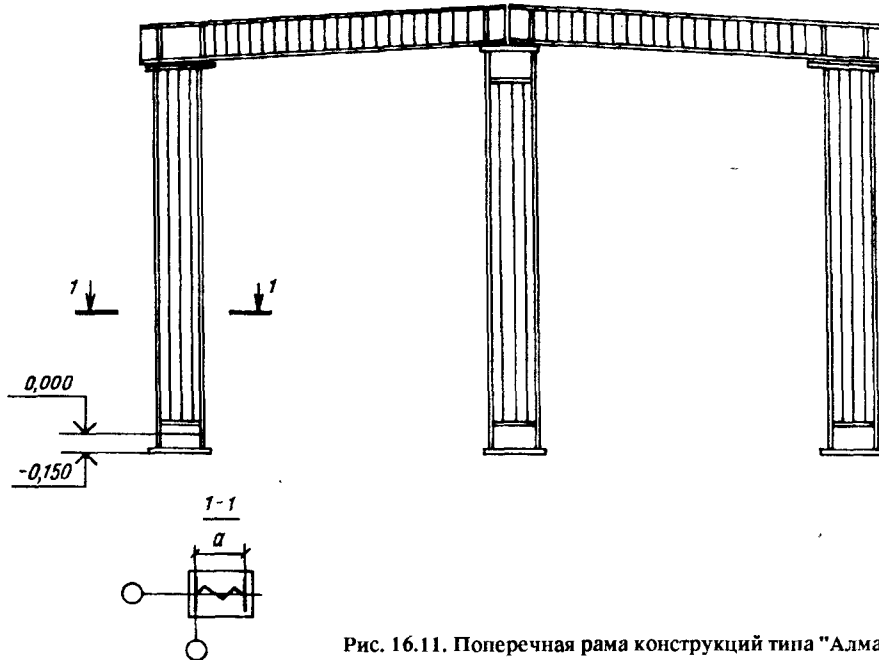


Рис. 16.11. Поперечная рама конструкций типа "Алма-Ата"

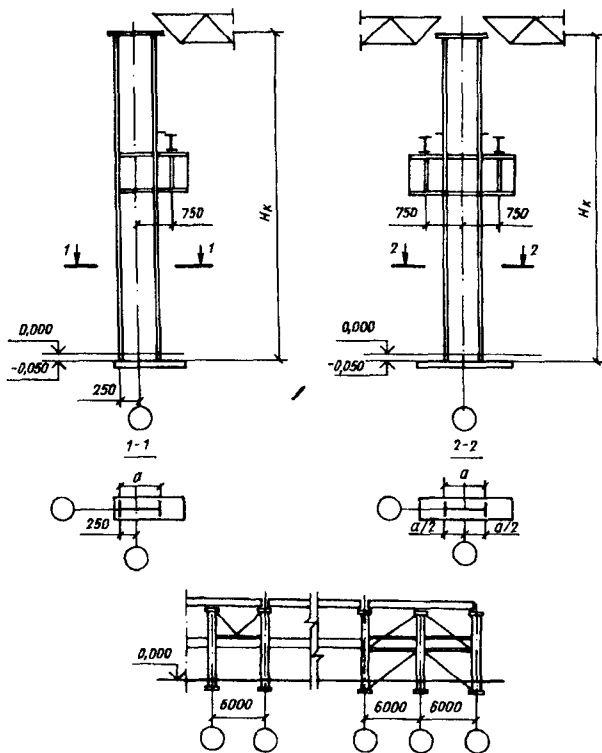


Рис. 16.12. Конструктивная схема колонн и связей между колоннами (тип "Молодечно")

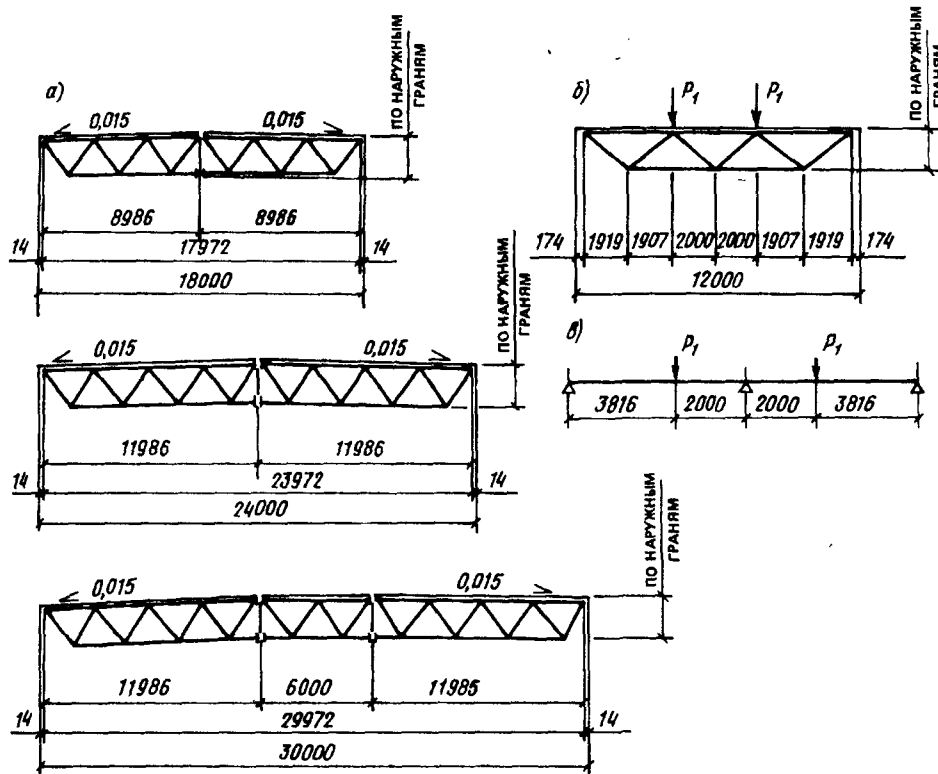
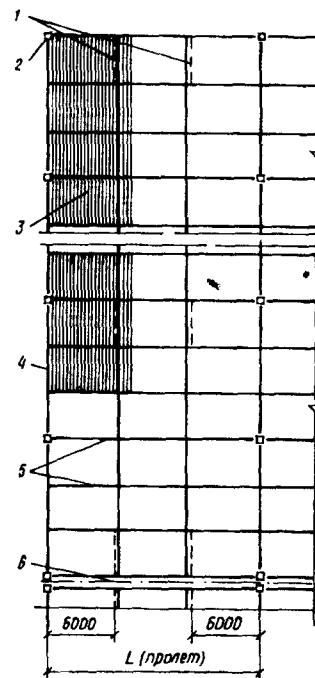


Рис. 16.13. Схемы конструкций покрытия типа "Молодечно"
 а — стропильные фермы; б — подстропильная ферма;
 в — подстропильная балка

Рис. 16.14. Схема связей покрытия (конструкции типа "Молодечно")
 1 — связи; 2 — надколонник; 3 — профилированный настил;
 4 — подстропильные фермы; 5 — стропильные фермы;
 6 — поперечный температурный шов



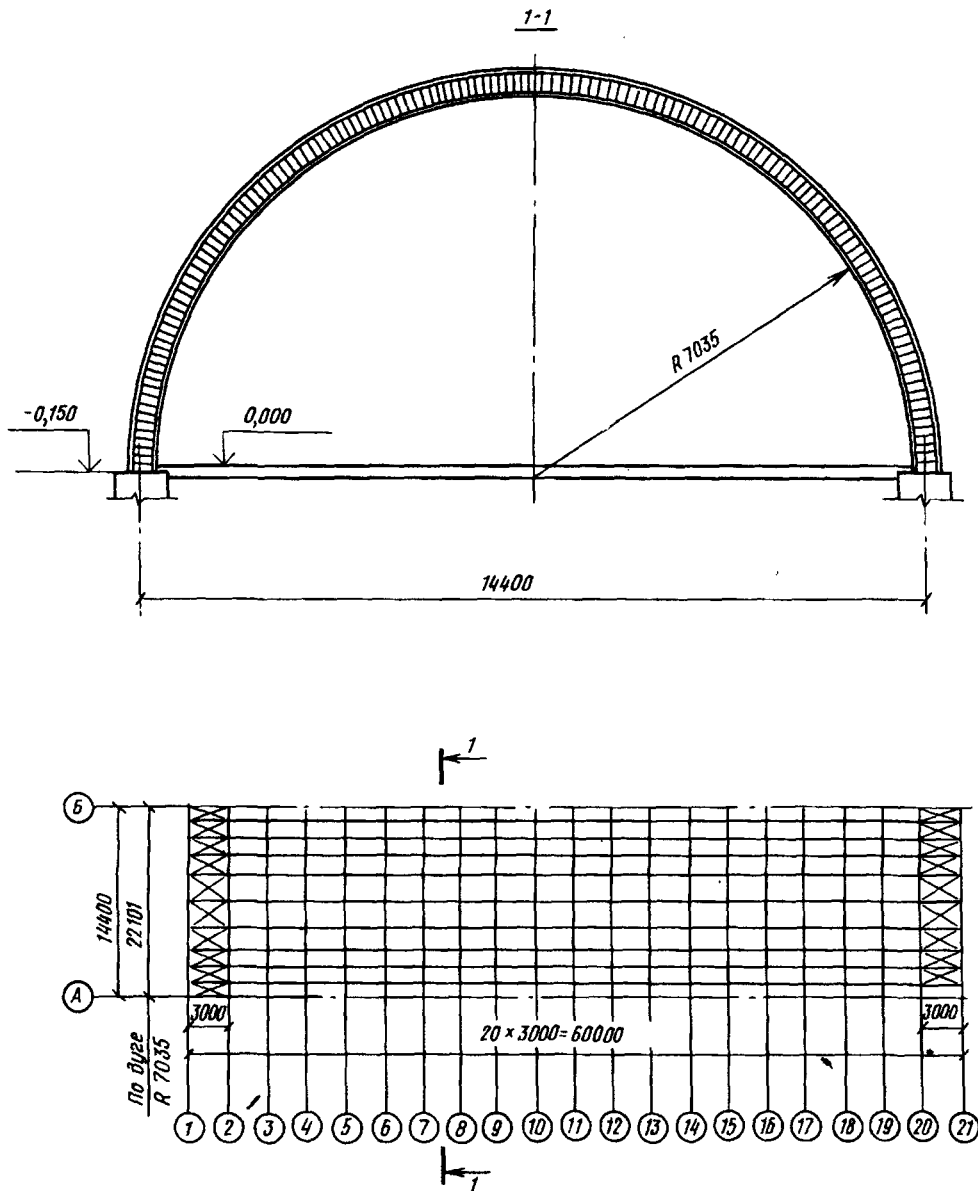


Рис. 16.15. Арка сплошного сечения (поперечный разрез и план связей)

$0,38 \text{ кН/м}^2$. Размеры здания в плане 36×72 м, высота $8,4$ м. Здание может быть оборудовано подвесными кранами грузоподъемностью $3,2$ т или мостовыми грузоподъемностью до 10 т. Подкрановые балки мостовых кранов опираются на консоли колонн.

Поперечные рамы каркаса здания имеют два пролета по 18 м с жесткими узлами креплений ригелей к крайним колоннам и шарнирным опиранием

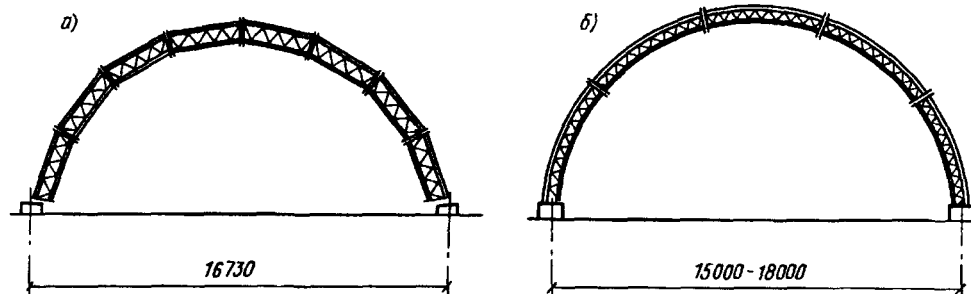


Рис. 16.16. Схема арок сквозного сечения

а — с прямолинейными монтажными элементами; б — с криволинейными элементами

неразрезного ригеля на среднюю колонну (рис. 16.11). Неизменяемость каркаса в продольном направлении обеспечивается системой вертикальных связей по колоннам. Ограждающие конструкции кровли и стен выполнены из трехслойных панелей типа "сэндвич" с утеплителем из пенополиуретана или минеральной ваты.

Наиболее массовой конструкцией, применяемой в России и странах содружества, является система типа "Молодечно". Она предназначена

для одноэтажных производственных однопролетных и многопролетных зданий высотой до низа покрытия от 8,4 до 10,8 м. Пролеты составляют 18, 24 и 30 м, шаг колонн по крайним рядам — 6 м, по средним рядам — 12 м. Колонны постоянного по высоте сечения изготавливают из прокатных широкополочных двутавров. Здание может быть оборудовано подвесными кранами грузоподъемностью до 5 т и мостовыми кранами грузоподъемностью до 20 т.

Подкрановые балки мостовых кранов опираются на консоли колонн (рис. 16.12). Конструкции покрытия типа "Молодечно" образованы фермами из замкнутых гнутосварных профилей (рис. 16.13, а). Монтажные стыки ферм выполнены на фланцах с высокопрочными болтами. Шаг ферм — 4 м. По крайним рядам стропильные фермы опираются на подстропильные балки, а по средним — на подстропильные фермы (рис. 16.13, б, в). Профилированный настил укладывается непосредственно на верхние пояса стропильных ферм, поэтому верхние пояса работают на сжатие с изгибом. Настил включен в работу в качестве жесткого диска, заменяющего горизонтальные связи по верхним поясам ферм. Нижние пояса ферм закрепляются из плоскости системой вертикальных связей и распорок (рис. 16.14). Конструкции

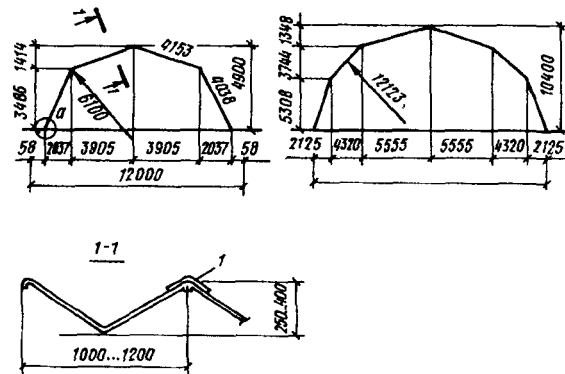


Рис. 16.17. Покрытие из лоткообразных элементов

1 — нащельник

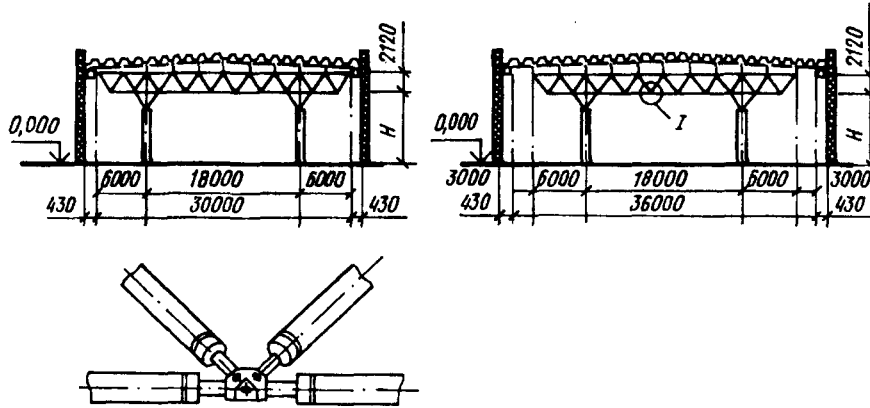


Рис. 16.18. Структурная конструкция типа "Кисловодск"

покрытия позволяют применять как поэлементный, так и блочный способ монтажа.

Здания с плоскими арочными системами предназначены для объектов агропромышленного комплекса и производственных зданий вспомогательного и складского назначения. Арки могут быть сплошного (рис. 16.15) и сквозного (рис. 16.16) сечения. Шаг арок — 3 м. В арке сквозного сечения кругового очертания пояса выполнены из прокатных швеллеров, а решетка — из уголков. Арка сплошного сечения изготовлена из сварных двутавров с тонкой гофрированной стенкой¹.

Широкое распространение в России и странах содружества получили складчатые конструкции в виде полигональных покрытий из лоткообразных элементов пролетами 12—24 м, разработанные в УкрНИИПроектстальконструкции (рис. 16.17). Толщина стенки лотка шириной 1000—1200 мм составляет 1,5—2 мм. Высота складки 400—800 мм. Лоткообразные элементы просты в изготовлении, удобны для перевозки и на монтаже соединяются на болтах. Для предотвращения попадания влаги в стыках предусматриваются специальные нащельники [5].

Из структурных покрытий наиболее широко применяются конструкции типа "Кисловодск" и "Москва". Структурные конструкции по расходу стали и трудоемкости монтажа уступают рамным и арочным системам. Главные их преимущества заключаются в индустриальности изготовления, удобстве перевозки и сборки, архитектурной выразительности. Структура типа "Кисловодск" может применяться в бескрановых зданиях и зданиях с подвесными кранами грузоподъемностью до 2 т (рис. 16.18). Стальной профилированный настил укладывается по прогонам. Элементы структуры выполнены из труб и крепятся в узлах с помощью литого многогранника (узел системы "МАрХИ").

¹Металлические конструкции зданий и сооружений. (Справ. пособие научно-технич. достижений)/ВНИИНТИИ Госстроя СССР. — М., 1990.

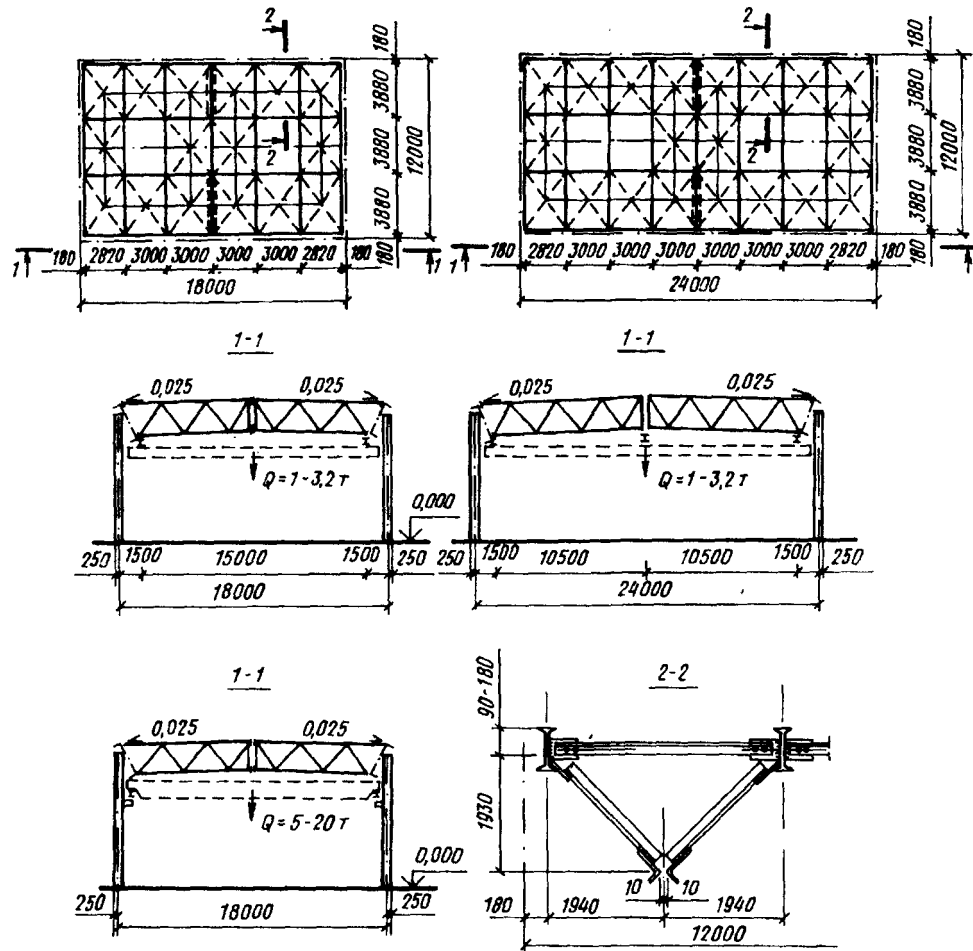


Рис. 16.19. Структурная конструкция типа "Москва"

Конструкция типа "Москва" — это модернизированная система ЦНИИСКА с элементами из прокатных профилей — двутавров и уголков (рис. 16.19). Профилированный настил покрытия укладывается непосредственно на верхние пояса структур. Покрытие собирается из плоских ферм, соединяемых на монтаже болтами. Эта система может применяться в однопролетных и многопролетных зданиях с шириной пролетов 18 и 24 м и шагом колонн 12 м. Конструкции рассчитаны на применение подвесных кранов грузоподъемностью до 3,2 т и мостовых кранов грузоподъемностью до 20 т.

Дальнейшее повышение эффективности стальных конструкций комплектной поставки возможно за счет облегчения кровельных покрытий, рационального применения сталей повышенной прочности, использования тонко-

стенных сварных двутавров переменного сечения, тонкостенных гнутых и гнутосварных элементов как для прогонов, так и для стоек фахверка.

Развитие и совершенствование металлических конструкций связано с расширением номенклатуры зданий и сооружений комплектной поставки. В них в полной мере реализуется одно из основных достоинств металлических конструкций — их индустриальность.

ГЛАВА 17. РЕКОНСТРУКЦИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

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 с целью 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.

17.1. Оценка технического состояния конструкций

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.

17.1.1. 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 нагреве стальных конструкций до 200°C разрушается лакокрасочное покрытие, при температуре 300—400°C происходит коробление элементов конструкций, свыше 400°C — снижение модуля упругости, а при температуре 600—700°C 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: SO₂, SO₃, H₂S 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°C практически не влияет на скорость коррозии. Резко ускоряет коррозионный процесс комбинация воздействия повышенной температуры (более 40°C) и высокой влажности. При отрицательных температурах коррозионные процессы резко замедляются, и при температуре ниже -20°C 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.).

17.1.2. 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) — коррозионными воздействиями. Для конструкций зданий цветной металлургии характерны повреждения, вызванные коррозионными воздействиями. На предприятиях цинковой и свинцовой промышленности скорость местной коррозии достигает 2 мм/год, а общей — 0,6 мм/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 пре-

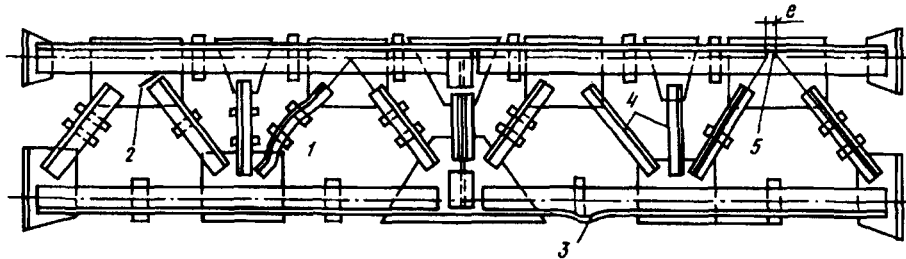


Рис. 17.1. Дефекты и повреждения стропильных ферм

1 — искривление стержня; 2 — трещина в фасонке; 3 — прогиб полки уголка; 4 — отсутствие соединительных прокладок между уголками; 5 — расцентровка в узле

вышение 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. 17.1. 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 фасонки.

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 конструкциями в зданиях с мостовыми кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы (группы ре-

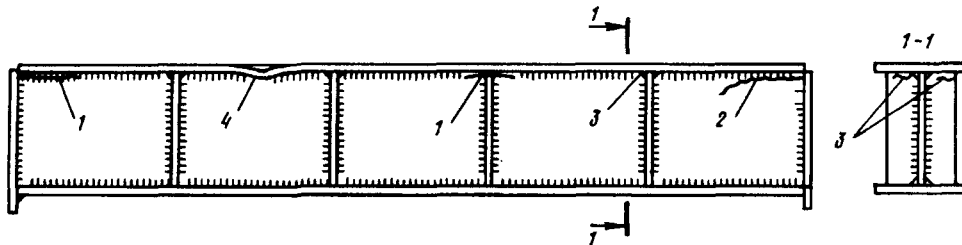


Рис. 17.2. Дефекты и повреждения подкрановых балок

1 — трещина в пояском шве; 2 — трещина в пояском шве, переходящая на стенку; 3 — трещина в сварных швах крепления ребер жесткости к верхнему поясу балки; 4 — прогиб верхнего пояса

жима 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. 17.2. Наиболее характерное повреждение балок — трещины в верхнем пояском 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).

17.1.3. 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 технологи-

ческого процесса, а также данных ближайших метеостанций и натурального 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.

Собственный вес 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/м² вместо 0,1—0,15 кН/м² 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 [5] и специальной технической литературе¹.

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

¹Валь В.Н., Горохов Е.В., Уваров Б.Ю. Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции. — М.: Стройиздат, 1987.

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, как правило, получается более высокое расчетное сопротивление, чем принятое при проектировании конструкций. Методика определения расчетного сопротивления стали приведена в спецкурсе [5] и СНиПе [8].

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 конструкциях 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 заземленными 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. п. 12.3).

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 [8] для проектирования новых конструкций, с учетом некоторых особенностей. Например, при расчетах стержней решетки стропильных ферм с гибкостью $\beta > 60$ 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 и т.п., 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 [5].

17.1.4. Результаты оценки технического состояния конструкций. На основании результатов обследований и проверочных расчетов конструкций да-

ется 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" [8]). При этом основным критерием является возможность нормальной эксплуатации конструкций в конкретных условиях.

Различают три типа состояния здания, а также отдельных конструктивных элементов и узлов¹:

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 могут быть допущены к эксплуатации.

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.

17.2. 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

¹Пособие по проектированию усиления стальных конструкций. — М.: Стройиздат, 1989.

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 $0,8 R$ (для сжатых и внецентренно сжатых стержней напряжения вычисляются 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.

17.2.1. 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 п. 2.3. Особенность работы элементов, усиленных под нагрузкой, заключается в том, что часть сечения находится в напряженном состоянии, воспринимающая 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%.

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. 17.3. 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

$$\sigma = N_1/A_0 + N_2/(A_0 + A_{yc}) \leq R_y \gamma_c, \quad (17.1)$$

где N_1 и N_2 — усилия, приложенные к стержню соответственно до и после усиления; A_0 и A_{yc} — площади сечения соответственно до усиления и элементов усиления; R_y — расчетное сопротивление стали неусиленного элемента; γ_c — коэффициент условий работы (принимается по [8]).

Упругопластической стадии работы соответствует эпюра III, и проверка прочности производится по формуле

$$\sigma = (N_1 + N_2)/(A_0 + A_{yc}) \leq R_y \gamma_c, \quad (17.2)$$

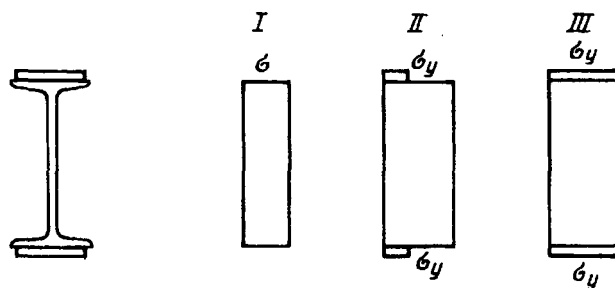


Рис. 17.3. Распределение напряжений в сечении растянутого стержня, усиленного под нагрузкой

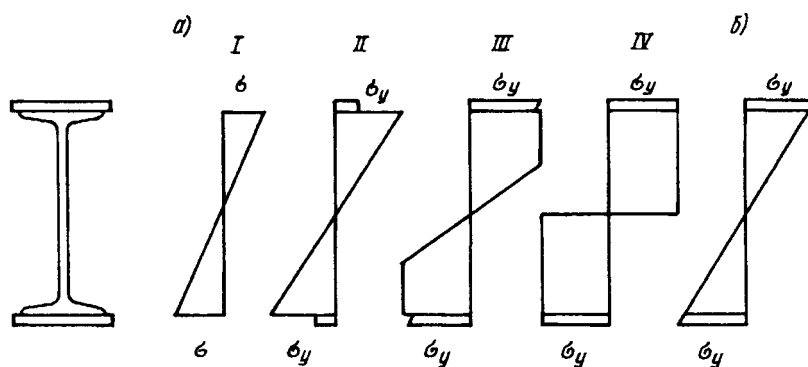


Рис. 17.4. Эпюры напряжений в сечении изгибаемого элемента, усиленного под нагрузкой
a — эпюры, характеризующие работу элемента под нагрузкой; *б* — эпюра, принятая для расчета

На рис. 17.4 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

$$\sigma = M_1 y_0 / I_0 + M_2 y / (I_0 + I_{yc}) \leq R_y \gamma_s, \quad (17.3)$$

где M_1 и M_2 — изгибающие моменты, действующие соответственно до и после усиления; I_0 и I_{yc} — моменты инерции поперечного сечения соответственно существующей балки и элементов усиления;

y_0 и y — расстояния от центра тяжести сечения балки до 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 усиление 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. 17.4, б по формуле

$$\sigma = (M_1 + M_2)y_{yc}/(I_0 + I_{yc}) = R_y \gamma_c, \quad (17.4)$$

где y_{yc} — расстояние от центра тяжести сечения усиленной балки до наиболее напряженной точки элемента усиления; 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

$$\sigma = (N_1 + N_2)/(A_0 + A_{yc}) \leq \gamma'_c \varphi R_y \gamma_c, \quad (17.5)$$

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. 17.5). На период выполнения усиления должна быть обеспечена прочность существующих швов на действующие усилия. При увеличении толщины швов (наплавки дополнительных слоев) часть шва

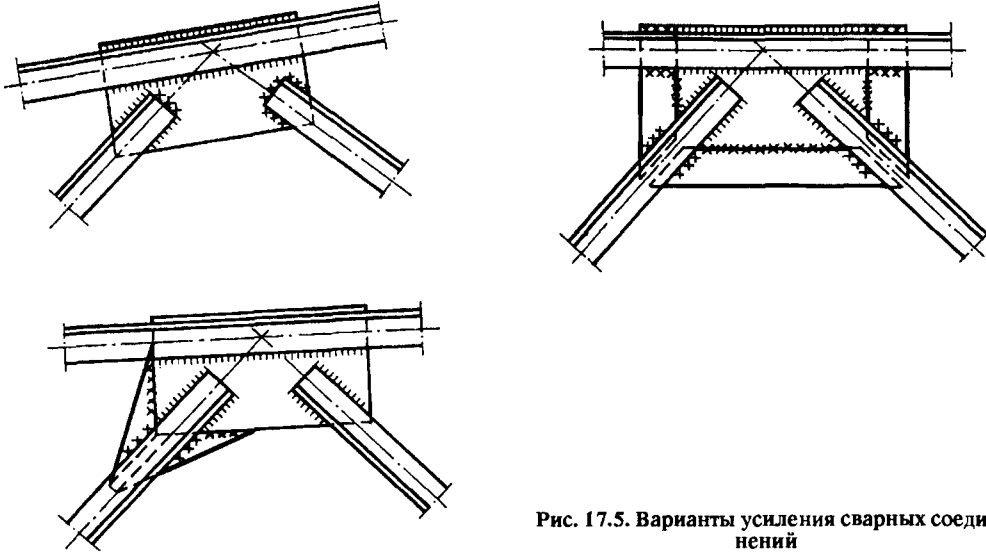


Рис. 17.5. Варианты усиления сварных соединений

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:

$$N \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \beta_f k_f (l_w - D), \quad (17.6)$$

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, выходящая из работы; зависит от толщины свариваемых элементов t и существующего катета шва k_f и принимается по графику на рис. 17.6.

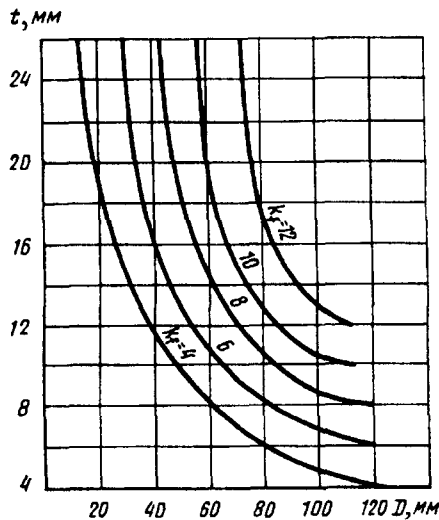


Рис. 17.6. Зависимость длины участка D , разогреваемого до температуры 600°C и выше, от толщины свариваемого металла t и катета шва k_f

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 напряже-

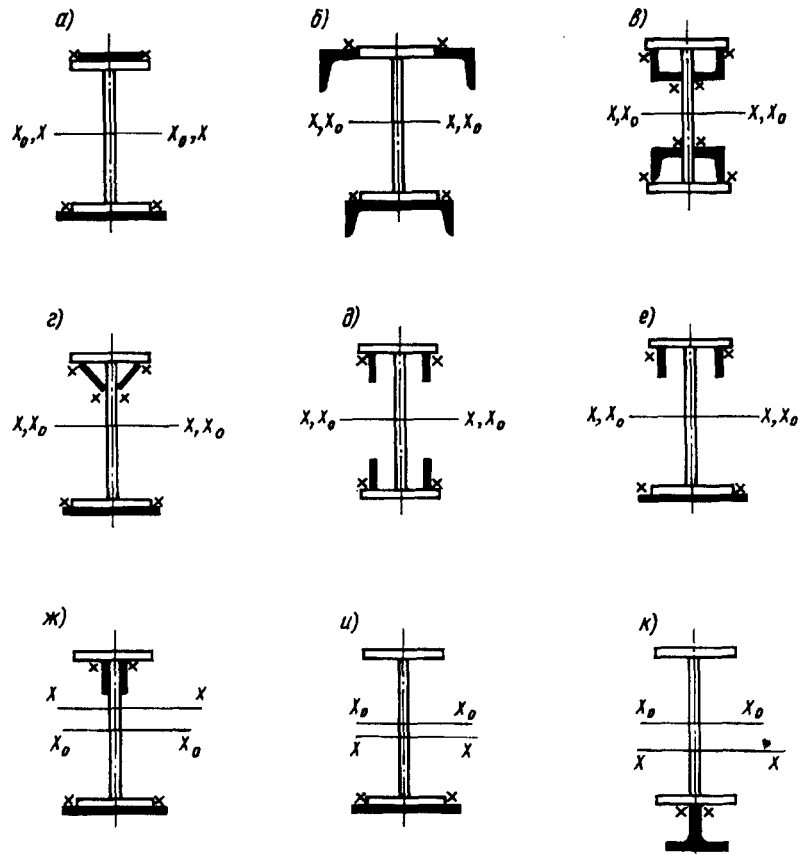


Рис. 17.7. Варианты усиления сечений балок

ния. Расчетные усилия в элементах находят суммированием усилий, определенных на всех стадиях работы конструкции.

17.2.2. Усиление балок. Увеличение сечений балок — традиционный и наиболее отработанный способ усиления. Некоторые варианты усиления этим способом показаны на рис. 17.7. Для эффективного использования металла усиления целесообразно располагать элементы усиления симметрично и по возможности дальше от центра тяжести сечения (схемы 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 в—к. Если стенки балок укреплены ребрами жесткости, то более просто выполнить усиление по схемам д, е. Вариант ж целесообразен, когда требуется увеличить не только несущую способность балки, но и обеспечить местную прочность и устойчивость стенки. Несимметричное усиление (схема и) позволяет весьма незначительно повысить несущую способность и может быть применено при небольшом увеличении нагрузок и опирании настила

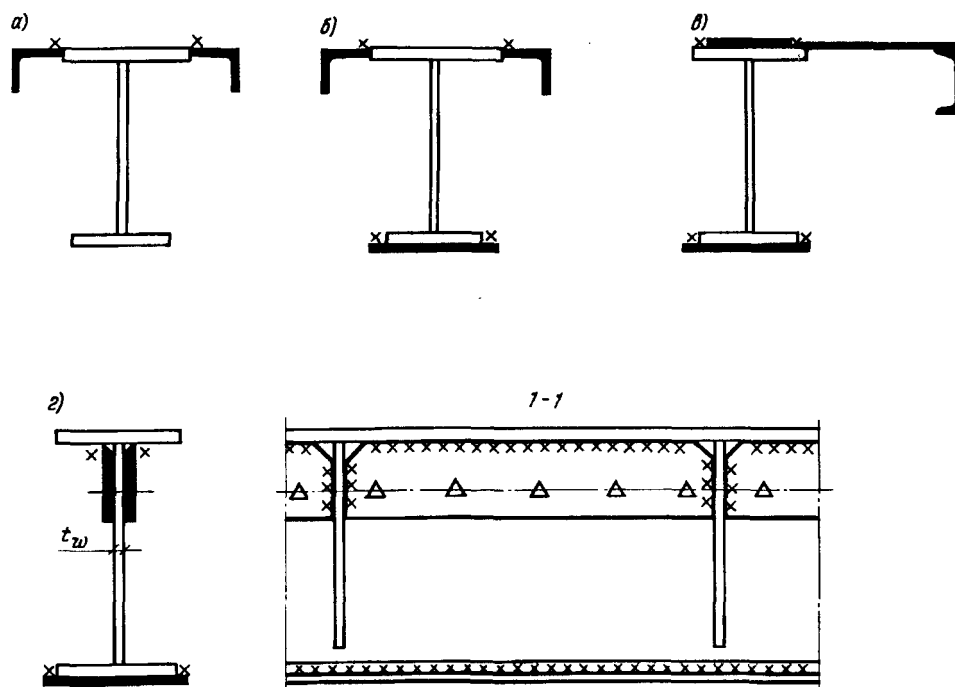


Рис. 17.8. Усиление подкрановых балок

по верхнему поясу. Если настил опирается на нижний пояс, возможно принять вариант *к*.

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 *а* на рис. 17.8, а при большем увеличении нагрузок — схема *б*. При усилении подкрановых балок с тормозными конструкциями возможно применение схем *в* и *г*. Если усиление произведено по схеме *в*, то для обеспечения постоянного уровня головки рельса лист усиления верхнего пояса должен устанавливаться по всей длине балки. Вариант *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. 17.9 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 (схема *а*). Варианты *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

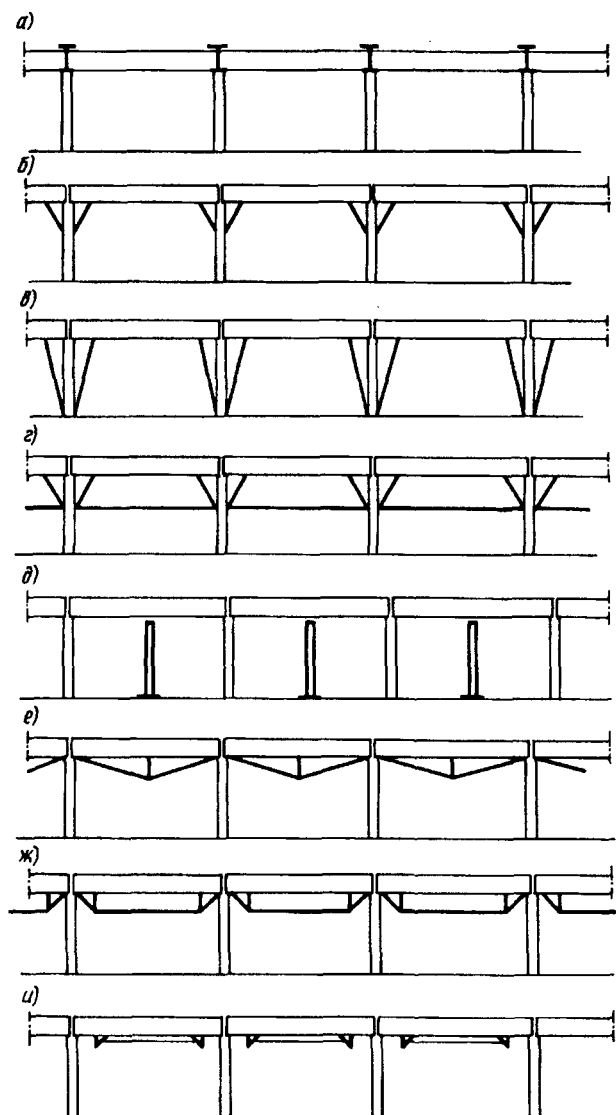


Рис. 17.9. Усиление балок способом изменения конструктивной схемы

балок возникают дополнительные изгибающие моменты от горизонтальных составляющих усилий в подкосах. Избежать этого можно постановкой затяжек (схема *з*). Схема *д* позволяет производить усиление без разгрузки независимо от уровня напряжений в балках. Обычно применить эту схему усиления не удастся по технологическим причинам. В вариантах усиления *е*, *ж*, и увеличивается строительная высота балок. Эффективность их возрастает с применением предварительного напряжения шпренгелей (схемы *е*, *ж*) и затяжки (схема *и*).

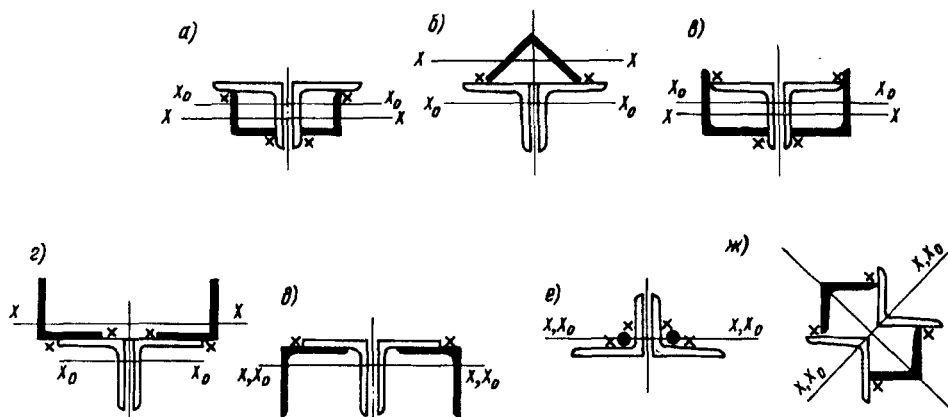


Рис. 17.10. Варианты усиления стержней стропильных ферм способом увеличения сечений

17.2.3. Усиление стропильных ферм. Сечения прямолинейных стержней стропильных ферм, усиленных способом увеличения сечений, представлены на рис. 17.10. При проектировании усиления элементов желательно сохранить центровку в узлах ферм. Этому условию соответствуют усиления по схемам д, е, ж. 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 (схемы 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 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. 17.11, 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, и его можно использовать при незначительном увеличении усилий в стержнях. Растянутый пояс фермы можно усилить предварительно напряженной затяжкой (рис. 17.11, б).

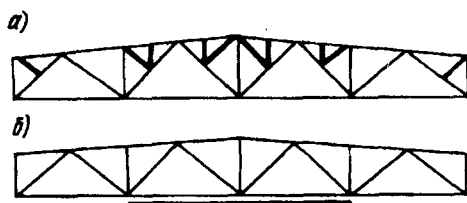


Рис. 17.11. Усиление стержней стропильных ферм способом изменения конструктивной схемы

Рационально применять способы изменения конструктивной схемы, повышающие несущую способность нескольких или всех стержней фермы. Применение этого метода целесооб-

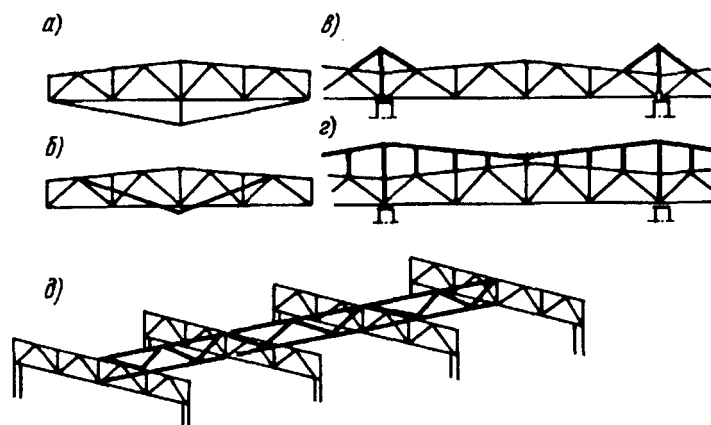


Рис. 17.12. Варианты усиления стропильных ферм способом изменения конструктивной схемы

разно 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 удастся 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. 17.12 приведены способы изменения конструктивной схемы с помощью вновь устанавливаемых элементов. При наличии свободного пространства под фермой целесообразно применить схему *a* с передачей сжимающего усилия от наклонных элементов шпренгеля на растянутый пояс. Если в здании имеются мостовые краны, можно уменьшить высоту шпренгеля (схема *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 (схемы *в*, *г*). К числу достоинств этих систем относятся использование элементов, работающих на растяжение, а также проведение 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 (схема *д*). Эти связи перераспределяют нагрузку от подвесных кранов между фермами и снижают усилия в стержнях ферм.

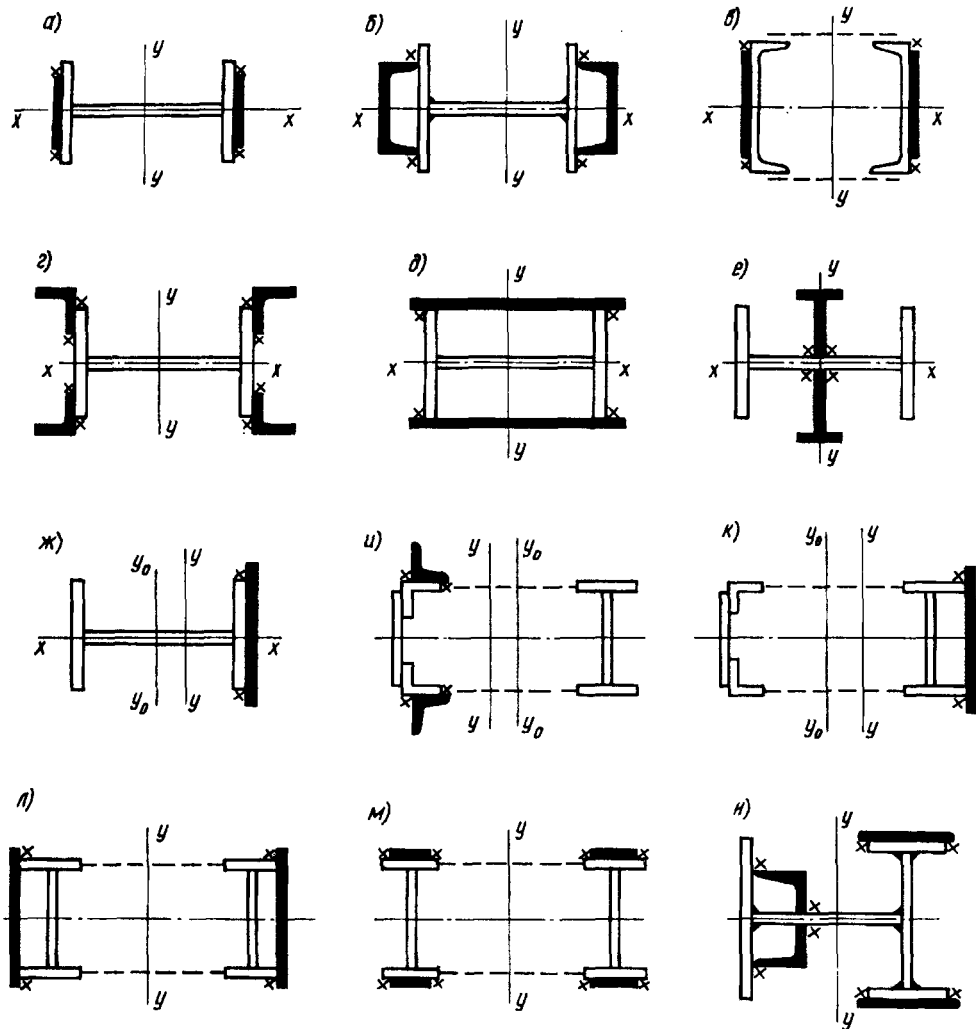


Рис. 17.13. Варианты усиления колонн увеличением сечения

17.2.4. 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. 17.13 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 от-

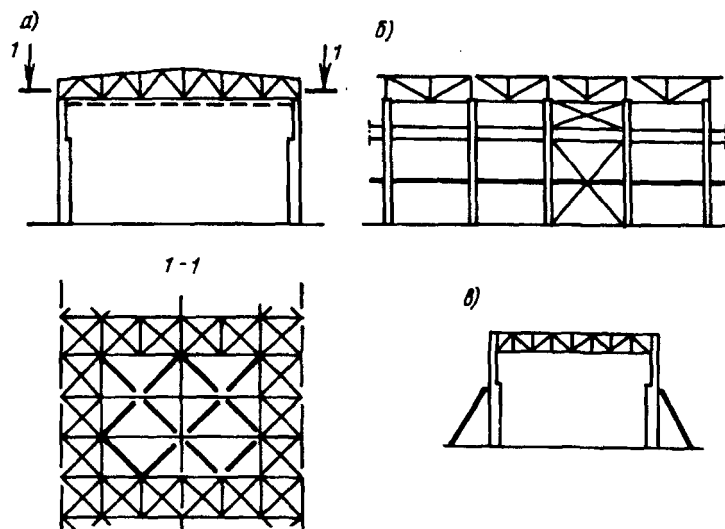


Рис. 17.14. Изменение конструктивной схемы колонны установкой распорок между колоннами и (б) и с помощью дополнительных связей по покрытию (а)

носителю оси y , то рационально принять схемы усиления d, e , 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 (схемы $ж, и, к$). 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 ($л, м, н$).

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. 17.14, б). В результате уменьшается расчетная длина колонны из плоскости рамы. Применение этой схемы ограничено незначительным повышением 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 жетскими 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 (схема 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. 17.14, в).

Раздел III. КОНСТРУКЦИИ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ И МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

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 с целью выбора оптимального решения.

Для значительной части большепролетных покрытий основной нагрузкой является собственный вес несущих и ограждающих конструкций. Применение высокопрочных и легких конструктивных материалов дает большую экономию в силу эффекта обратной связи. Снижение собственного веса конструкции уменьшает усилия в ее элементах 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, ис-

пользование 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 его называют *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 их называют *пространственными несущими конструкциями*; к ним относятся структурные плиты, сетчатые своды-оболочки и купола, мембраны и др.

ГЛАВА 18. БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С ПЛОСКИМИ НЕСУЩИМИ КОНСТРУКЦИЯМИ

18.1. 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 нечувствительны к температурным изменениям. Монтаж опорных и 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 обуславливает повышенный расход металла, что является главным недостатком этих систем. Однако применение современных приемов, повышающих эффективность изгибаемых элементов (использование предварительного напряжения, применение сталей повышенной прочности, грунто-сварных 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.

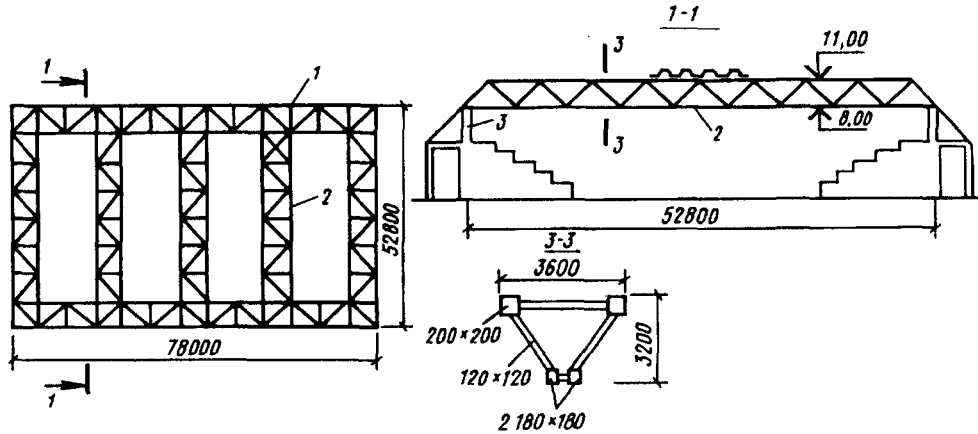


Рис. 18.1. Искусственный каток в Эйндховене

1 — горизонтальные связи по верхнему поясу ферм; 2 — главные фермы; 3 — трубчатые стойки

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 — 3800х3250 мм). Все элементы ферм выполнены из гнuto-сварных труб квадратного профиля. Фермы установлены на короткие стойки трубчатого сечения диаметром 700 мм, заземленные в железобетонных конструкциях трибун, что обеспечивает достаточную жесткость каркаса в продольном и поперечном направлениях.

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 укрупнились и монтировались с помощью двух кранов.

На рис. 18.2 показаны конструкции покрытия малой спортивной арены в Лужниках (Москва)² размером 72х102 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 1,5х2 м, поддерживаемые четырьмя колоннами каждая. На подстропильные балки уложены рельсы, по которым в процессе монтажа производилась надвигка укрупненных блоков из трех стропильных балок,

¹Подробнее см.: Аcier № 4, 1981.

²Подробнее см. Дыховичный Ю.А. Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады-80 в Москве. — М.: Стройиздат, 1982.

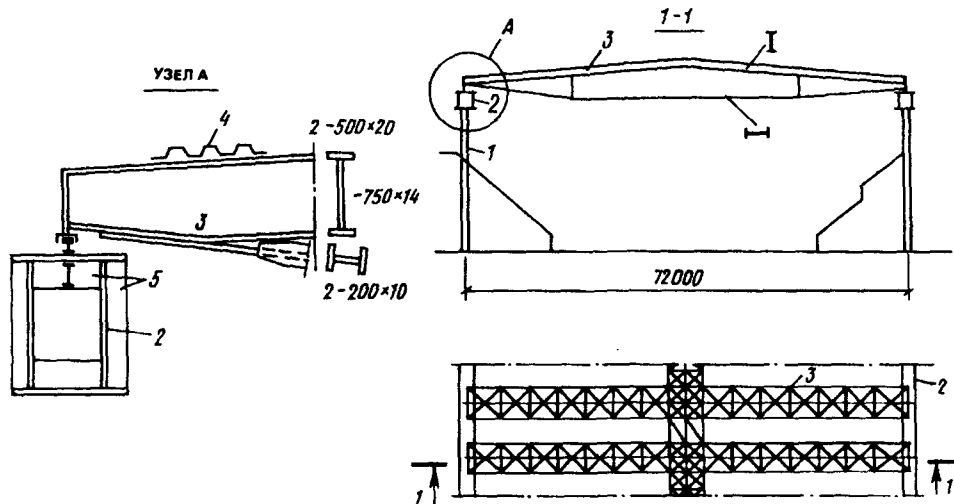


Рис. 18.2. Малая спортивная арена в Лужниках (Москва)

1 — колонны; 2 — подстропильные балки; 3 — шпренгельные фермы; 4 — профилированный настил; 5 — ребра жесткости

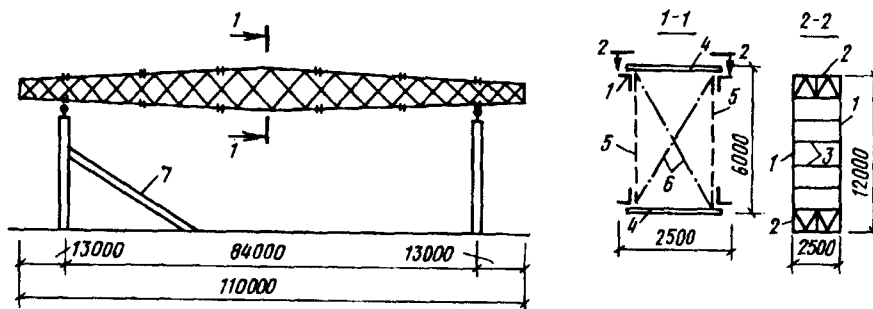


Рис. 18.3. Универсальный спорткомплекс (Москва)

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

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 блоков¹. Блоки длиной 12 и шириной 2,5 м, соединенные по длине с по-

¹Автор разработки блоков — Г.Д. Попов (ЦНИИПроектстальконструкция).

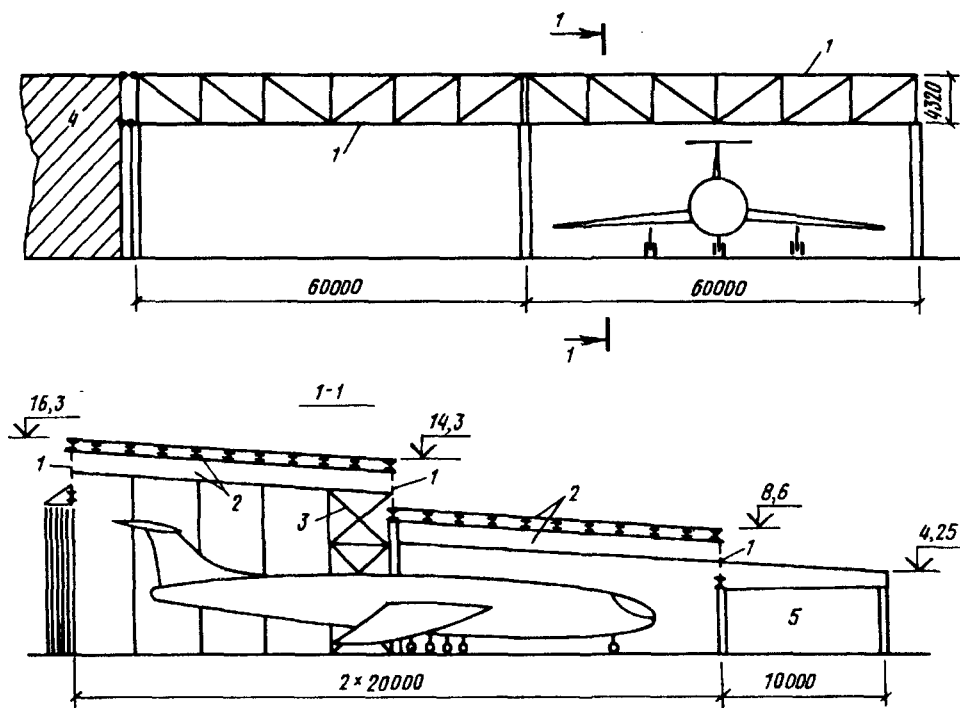


Рис. 18.4. Ангар на авиабазе в Орлеан-Брайси для самолетов типа ДС-8 и "Боинг" 707
 1 — главные фермы; 2 — балочная клетка покрытия; 3 — вертикальные связи; 4 — существующий ангар

мощью 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 предварительное 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 шестизэтажной 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 торце 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 707¹. 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.

18.2. Рамные конструкции

18.2.1. 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 ригеля из-за разгружающего действия опорных моментов. При этом увеличение момента в стойках рамы не приводит к существенному утяжелению их 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,

¹Подробнее см.: Аcier, 1984, № 1.

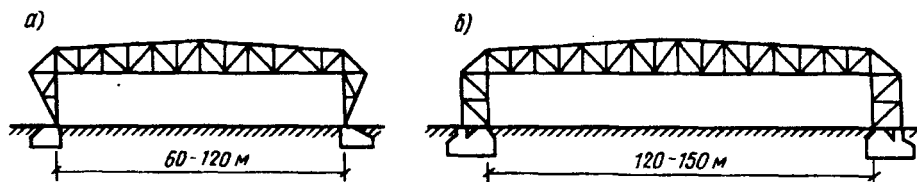


Рис. 18.5. Системы сквозных рам
а — двухшарнирная рама; б — бесшарнирная рама

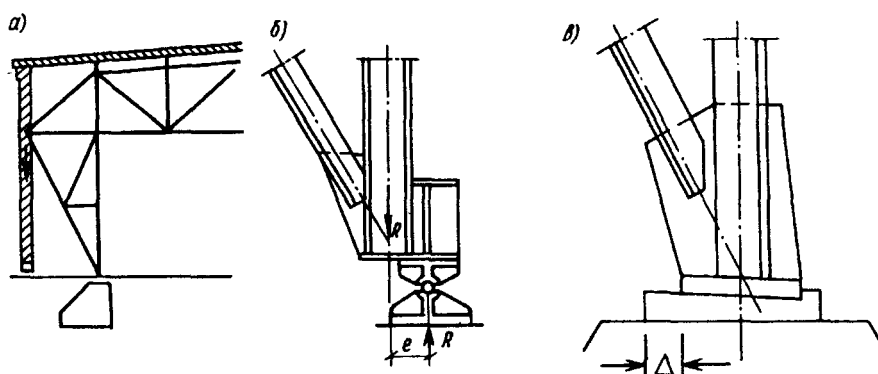


Рис. 18.6. Конструктивные приемы для разгрузки ригеля рамы

особенно при низких температурах, и обладают меньшими габаритами сечения, что улучшает их транспортабельность, а также эксплуатационные качества (повышение коррозионной стойкости, уменьшение высоты отапливаемого помещения).

К недостаткам сплошностенчатых рам относятся повышенный расход металла, большой вес конструкций, являющийся 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

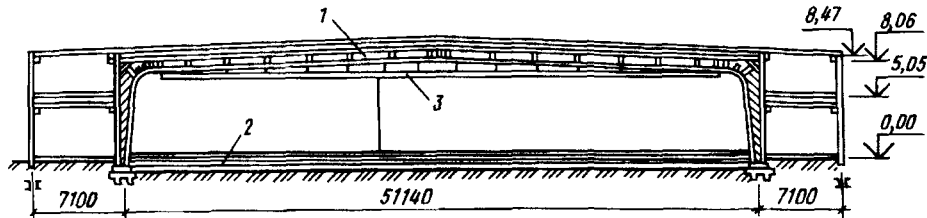


Рис. 18.7. Двухшаририная рама с затяжкой
1 — ригель; 2 — затяжка; 3 — монорельс

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 ($V = 100—120$ 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 устанавливаются стойки фахверковой стены 2, и 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

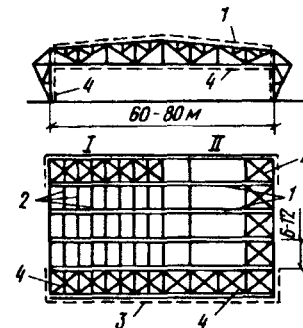


Рис. 18.8. Поперечная планировка каркаса ангара

1, II — план связей соответственно по верхнему и нижнему поясам; 1 — рама; 2 — прогоны; 3 — ворота; 4 — связи

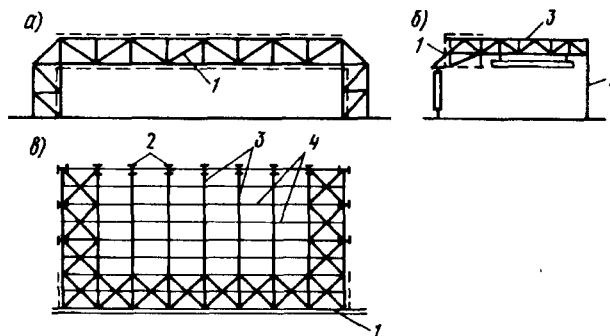


Рис. 18.9. Продольная планировка каркаса ангара

а — фасад; б — поперечный разрез; в — план по верхнему поясу; 1 — поперечная надворотная рама; 2 — стойки фахверка; 3 — продольные стропильные фермы; 4 — прогоны

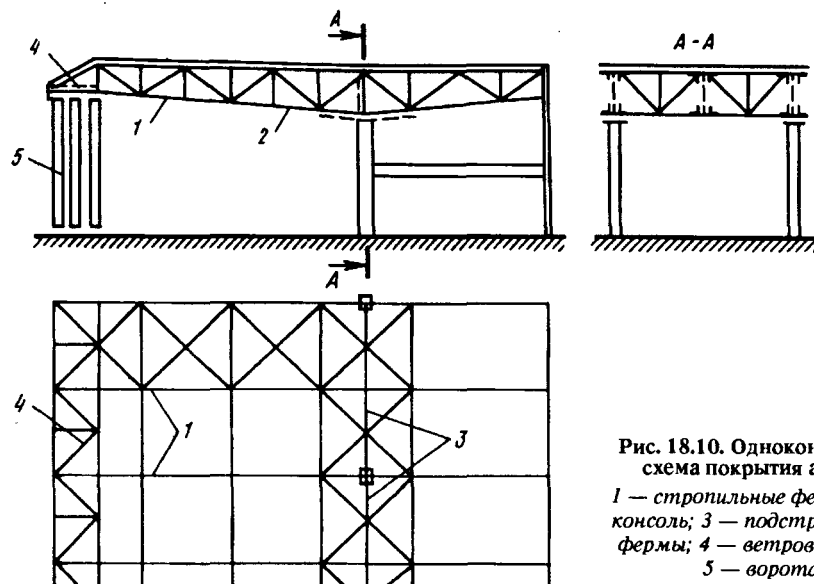


Рис. 18.10. Одноконсольная
схема покрытия ангара
1 — стропильные фермы; 2 —
консоль; 3 — подстропильные
фермы; 4 — ветровая связь;
5 — ворота

получается на порталной 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.

Если у задней стены ангара располагаются бытовые или технологические помещения, то внутри можно поставить дополнительные опоры стропильных ферм, что позволит освободиться от порталной рамы. Каркас будет работать по консольной схеме (рис. 18.10).

При необходимости можно компоновать 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 имеют то преимущество, что в этих случаях стропильные фермы можно поставить с малым шагом (6 м), при котором потребуется только один тип кровельных прогонов или промышленных 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 эллинга¹. При пролете 120 м он имеет высоту около 70 м. В продольном направлении внутрицеховой транспорт обеспечивается мощным козловым краном, в по-

¹Подробнее см.: Промышленное строительство. 1976, № 1.

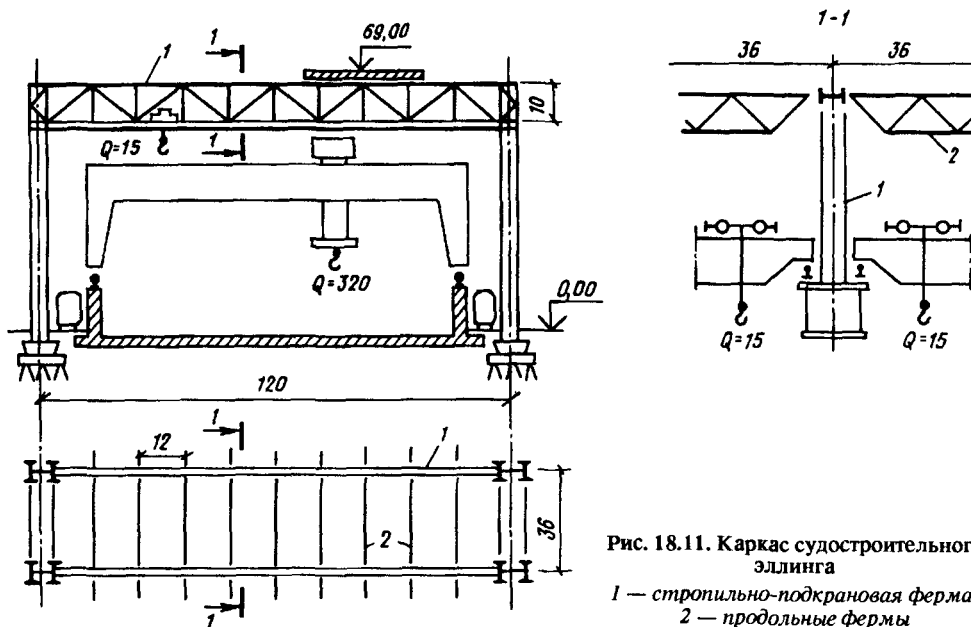


Рис. 18.11. Каркас судостроительного эллинга

1 — стропильно-подкрановая ферма;
2 — продольные фермы

перечном — мостовыми кранами $Q = 15$ т. При таких габаритах здания оптимальный шаг рам достаточно большой — 36 м. Общая длина здания $12 \times 36 \text{ м} = 432 \text{ м}$. 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 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 $120 \times 36 \text{ м}$ составляет 900 т. В целом компоновку каркаса здания можно считать классической (см. во втором разделе).

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 б, 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 фак-

¹Подробнее см.: Промышленное строительство. — 1977. — № 1.

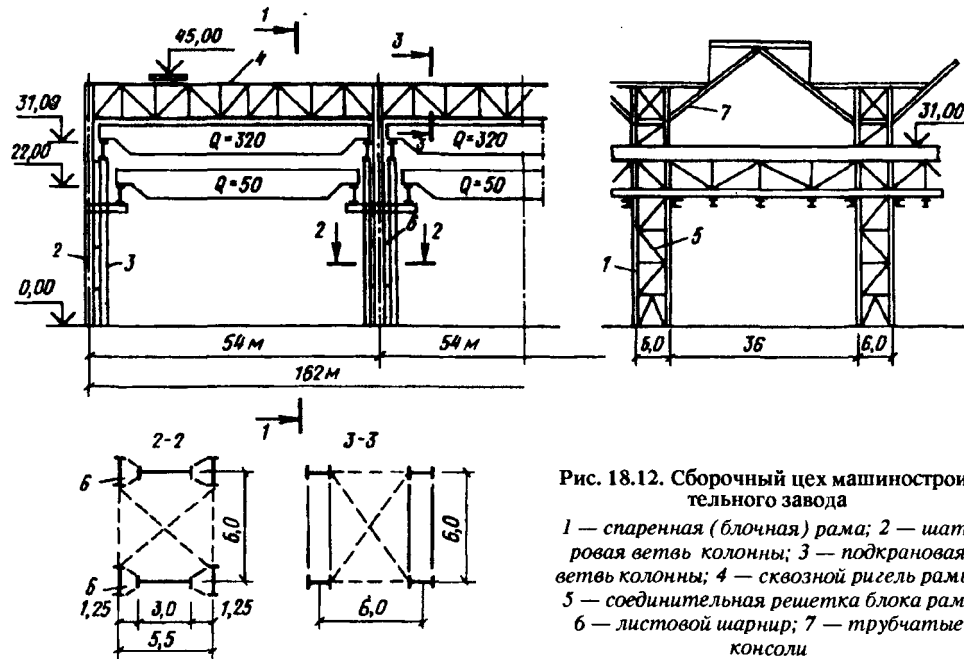


Рис. 18.12. Сборочный цех машиностроительного завода

1 — спаренная (блочная) рама; 2 — шатровая ветвь колонны; 3 — подкрановая ветвь колонны; 4 — сквозной ригель рамы; 5 — соединительная решетка блока рам; 6 — листовой шарнир; 7 — трубчатые консоли

верховые 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 обуславливают 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.

18.2.2. 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 собственный вес конструкций, крановые и другие технологические нагрузки определяются аналогично изложенному во втором разделе. Нагрузки от ветра и снега существенно зависят от конфигурации здания и его габаритов, 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 определимые¹.

18.3. Арочные конструкции

18.3.1. Типы арок и компоновка арочных покрытий. Арочные покрытия чаще используются в зданиях гражданского назначения: павильонах, крытых рынках, спортзалах и 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

¹И.М. Рабинович. К теории статически неопределимых ферм. — М.: Трансжелдориздат, 1933. — 120 с.

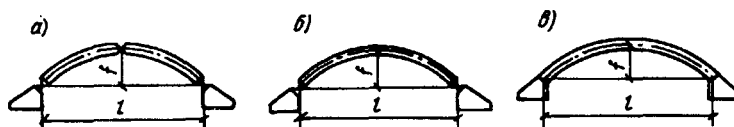


Рис. 18.13. Схемы арок

а — трехшарнирная; б — двухшарнирная; в — бесшарнирная

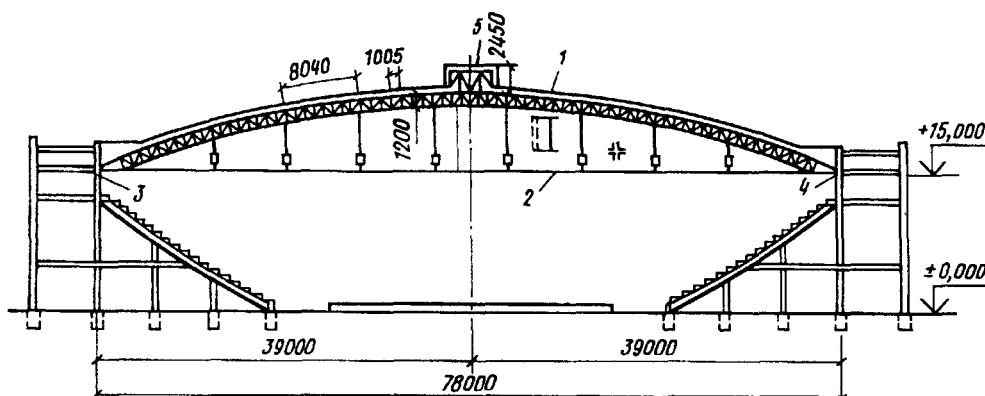


Рис. 18.14. Арочное покрытие Дворца спорта в Лужниках (Москва)

1 — арка; 2 — затяжка; 3 — неподвижная опора; 4 — подвижная опора; 5 — фонарь

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 определенности нечувствительны 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.

В двухшарнирной арке достоинства и недостатки двух предыдущих систем сглажены. Она менее чувствительна к осадкам опор и изменениям темпе-

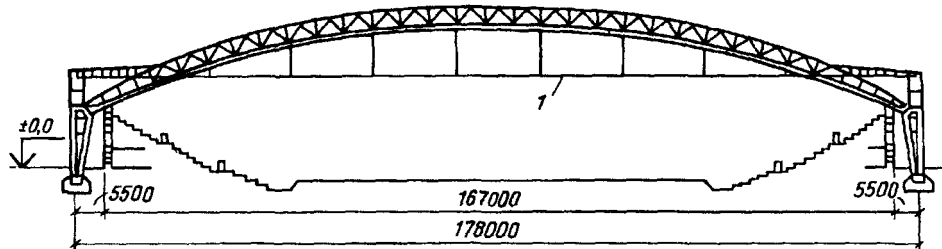


Рис. 18.15. Арка с приподнятой затяжкой 1

ратуры по сравнению с бесшарнирной в силу однажды статической неопределенности, 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 (рис. 6). Образованная таким образом конструкция может рассматриваться как рама с криволинейным ригелем.

В многопролетных арках (рис. 18.16) распоры смежных пролетов в значительной мере уравниваются, и промежуточные опоры работают на сжатие с незначительным изгибом от несимметричной нагрузки (снег, ветер).

Очертание оси арок зависит от многих факторов: функционального назначения здания, его габаритов, 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.

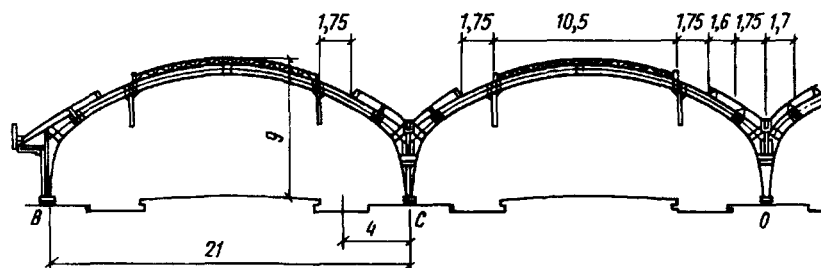


Рис. 18.16. Многопролетная арка перекрытия вокзальных перронов

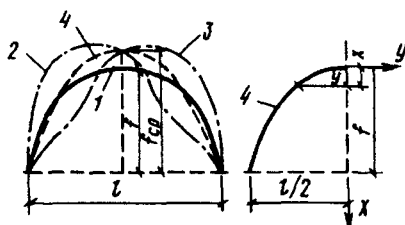


Рис. 18.17. Выбор очертания высокой арки

1 — катеноид от постоянной нагрузки;
2, 3 — линии давления от действия ветра;
4 — оптимальное очертание арки

Для высоких арок с большим собственным весом 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 на рис. 18.17). В этом случае очертание арки 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 прогонов либо промышленных 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 обуславливает 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. 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.

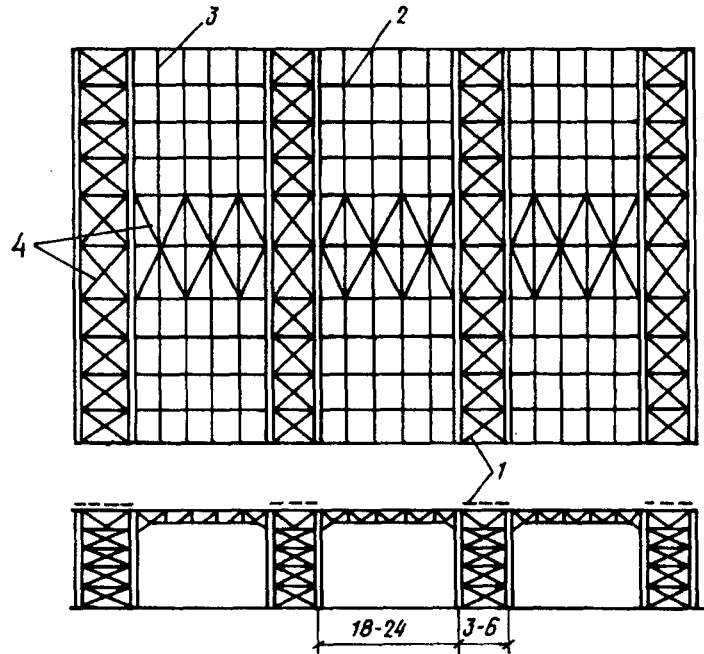


Рис. 18.18. Арочно-блочная система покрытия

1 — пространственный блок из двух арок; 2 — главные прогоны; 3 — ребра (второстепенные прогоны); 4 — связи

Для обеспечения пространственной работы каркаса, заключающейся в перераспределении усилий между арками при неравномерном их загрузении, 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 (см. рис. 18.18) 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 торцевой 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 $N_p = Q / \cos \psi$, где Q — поперечная сила от ветровой нагрузки, ψ — угол между раскосом и рас-

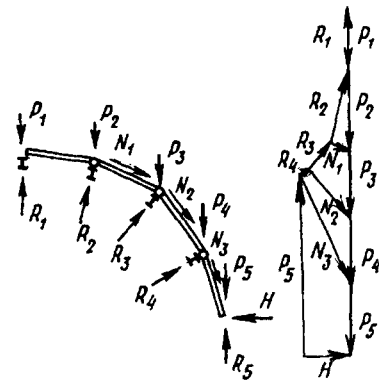


Рис. 18.19. Определение усилий, передаваемых ребрами на главные прогоны

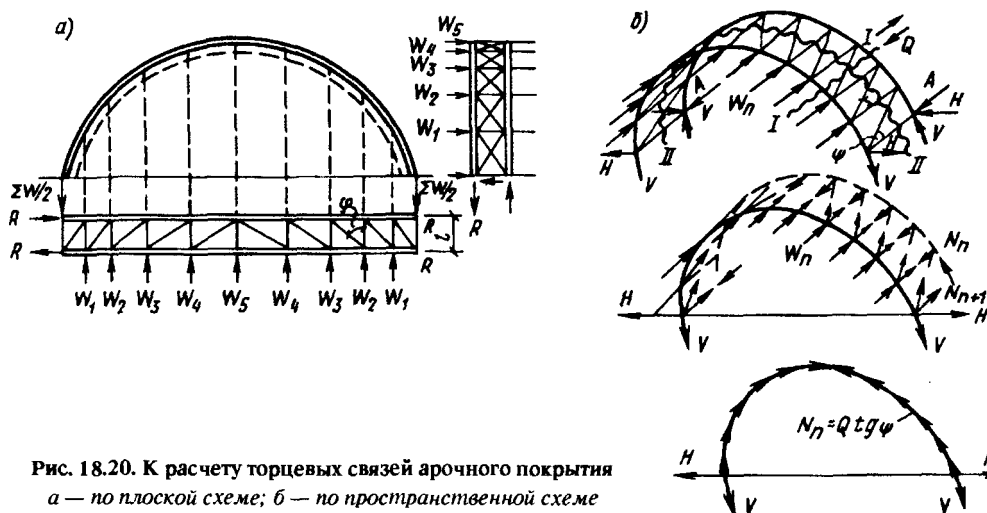


Рис. 18.20. К расчету торцевых связей арочного покрытия
 а — по плоской схеме; б — по пространственной схеме

поркой. Сделав разрез $II-II$ и спроектировав усилие в раскосе на направление пояса, получим $N_{II} = N_p \sin \psi = Q \operatorname{tg} \psi$ — усилие в арке от ветровой нагрузки, которое будет вызывать дополнительное сжатие во второй от торца арке и растяжение — в первой.

18.3.2. 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.



Рис. 18.21. Очертание поясов арок

a — с параллельными поясами; *b* — с переломом верхнего пояса; *v* — серповидная арка

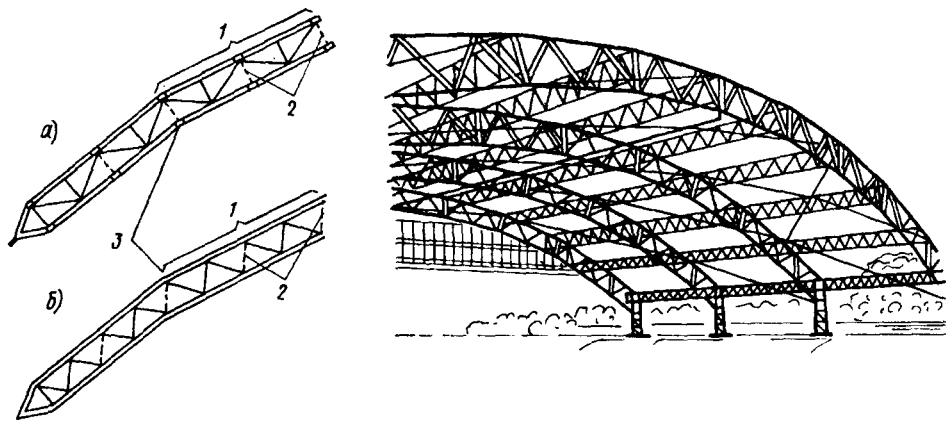


Рис. 18.22. Конструктивные решения сквозных арок

1 — отправочная марка; *2* — главные прогоны; *3* — монтажные узлы

Решетка арок относительно слабо нагружена. Элементы ее компонуются либо из уголков, либо из небольших швеллеров. Часто они подбираются по предельной гибкости, что стимулирует уменьшение высоты сечения арки. Наиболее рациональная форма решетки — треугольная со стойками или без них (рис. 18.22, *a*). 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 кривой 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, *b*). 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 — поддержание 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

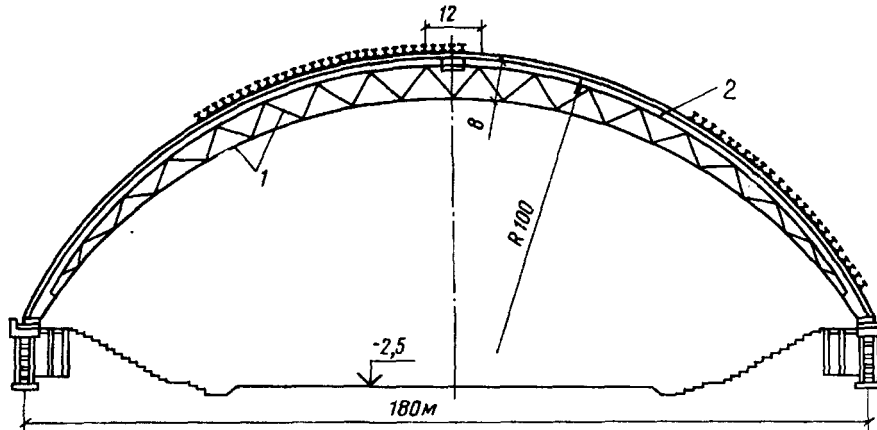


Рис. 18.23. Предварительно напряженная арка с нижним поясом и решеткой из тросов
1 — трос; 2 — жесткий пояс

(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.

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

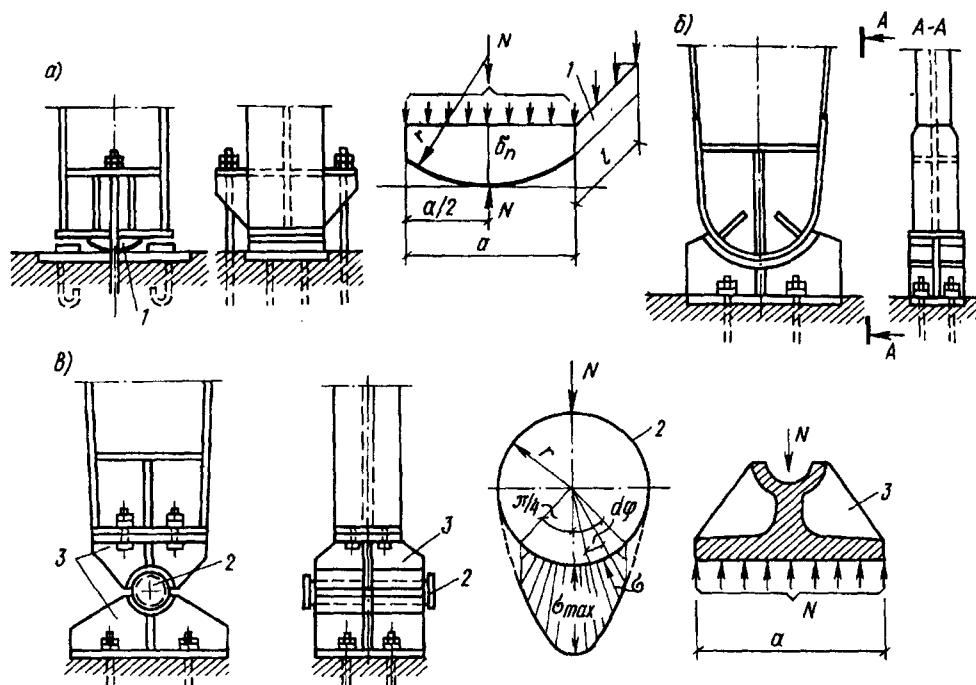


Рис. 18.24. Опорные шарниры арок и рам

a — плиточный шарнир; *б* — пятниковый шарнир; *в* — балансирный шарнир; 1 — плита; 2 — цапфа; 3 — балансир

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) применяют 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.

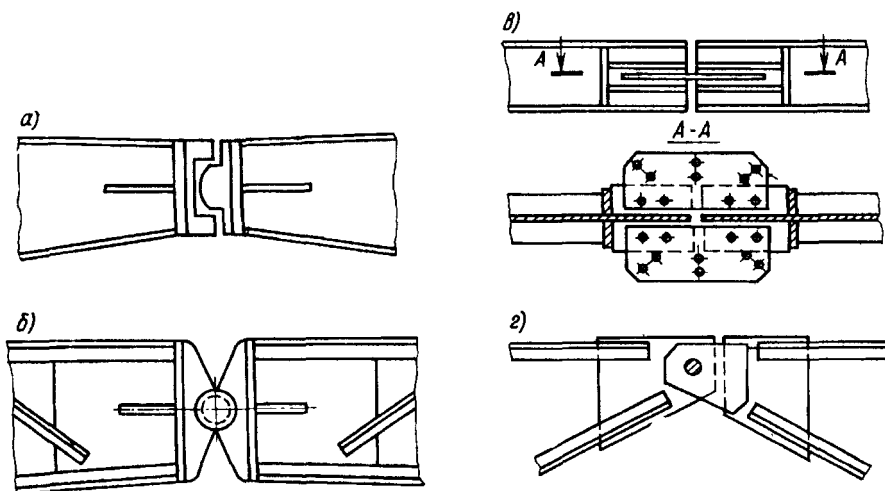


Рис. 18.25. Ключевые шарниры арок

а — плиточный; б — балансирующий; в — листовый; г — болтовой

Ключевые шарниры могут быть плиточными (рис. 18.25, *а*) или балансируемыми (рис. 18.25, *б*) и 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 балансирующем 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*).

18.3.3. Особенности расчета арок. Расчет нагрузок. При расчете арок учитываются постоянные (собственный вес арок, прогонов, связей, элементов покрытия) и временные (снег, ветер, технологическое оборудование и др.) нагрузки. При подсчете вертикальных нагрузок (собственный вес, 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).

Наибольший интерес представляет ветровая нагрузка на арочное покрытие. В нормах характер ее распределения определяется аэродинамическим

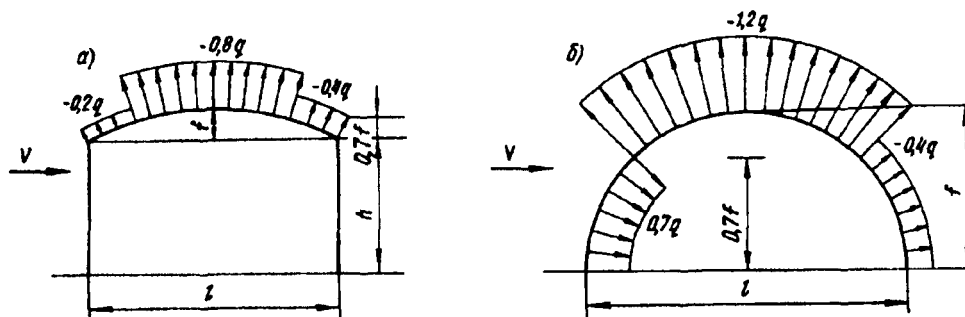


Рис. 18.26. Схема ветрового давления на поверхности арочного покрытия
 а — при опирании покрытия на вертикальные стены, $h/l=0,2$, $f/l=0,1$; б — при отсутствии вертикальных стен, $f/l=0,5$

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 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 (пп. 2.2 и 2.3).

Усилия в поясах сквозных арок N_{Π} можно определить по упрощенной формуле

$$N_{\Pi} = Na/h \pm M/h, \quad (18.1)$$

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

$$N_p = Q/\sin \alpha, \quad (18.2)$$

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

$$N'_p = N_{cp} \cos^2 \alpha A_p / A_{cp}, \quad (18.3)$$

где N_{cp} , A_{cp} — средние усилие и площадь поперечного сечения пояса; A_p — 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

$$N_{cr} = \pi^2 TI / (\mu^2 s^2), \quad (18.4)$$

где TI — жесткость арки в плоскости действия момента; s — длина полуарки; μ — коэффициент приведения расчетной длины (таблица).

Тип арки	Коэффициент приведения расчетной длины			
	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

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 ширины пояса. В особо от-

ветственных 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 п. 6.5 (рис. 6.29, в), поэтому для их расчета можно использовать формулы (6.69)—(6.71).

Опорное давление в балансирных опорах (см. рис. 18.24, в, 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

$$N = 2l \int_0^{\pi/4} \sigma_{\max} \cos^2 \varphi r d\varphi = (\pi + 2)/4 \cdot lr \sigma_{\max}, \quad (18.5)$$

откуда

$$\sigma_{\max} = 1,6N/(ld) \leq R_{lp}, \quad (18.6)$$

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

$$M = (N/2)(a/4) = Na/8, \quad (18.7)$$

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 живучесть¹ 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

¹Термин "живучесть" в данном случае подразумевает способность конструкции обеспечивать свое функциональное назначение при выходе из работы отдельных ее элементов.

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)¹

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).

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.

Опираение 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 образующей цилиндра, перестают участвовать в работе

¹Часто 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.

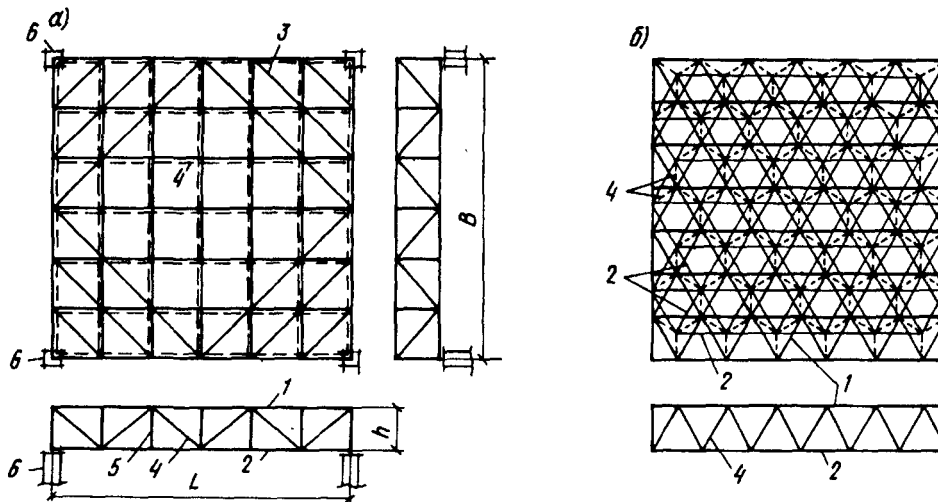


Рис. 19.1. Типы структурных покрытий с ячейками

a — квадратными; *b* — треугольными; 1 — верхний пояс; 2 — нижний пояс; 3 — диагональные элементы; 4 — раскосы; 5 — стойки; 6 — колонны

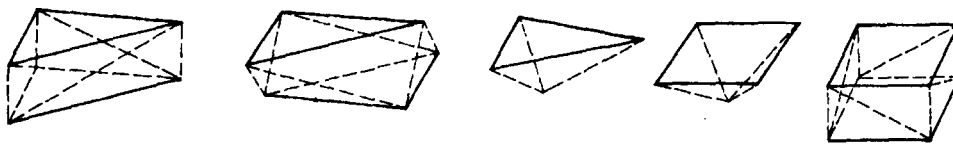


Рис. 19.2. Повторяющиеся объемные элементы (кристаллы) структур

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 подвешенного 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

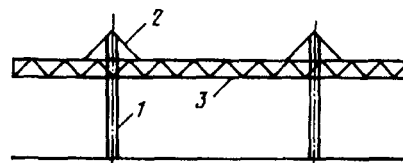


Рис. 19.3. Вантово-структурное покрытие

1 — стойка; 2 — ванта; 3 — структура

уменьшать ее высоту до $h = (1/16—1/25)L$ вместо $(1/7—1/12)L$ 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 особенности¹. Элементы структурных плит в основном работают на центральное растяжение или сжатие. Регулярность и ажурность критсалической 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 наиболее выгодного 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. п. 19.2.3).

Наиболее сложной конструкторской задачей является выбор способа сопряжения элементов структур в узлах. В настоящее время на уровне изобретений имеются десятки 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.

¹Подробнее см.: Рекомендации по проектированию структурных конструкций/ЦНИИСК им. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1984. — 303 с.

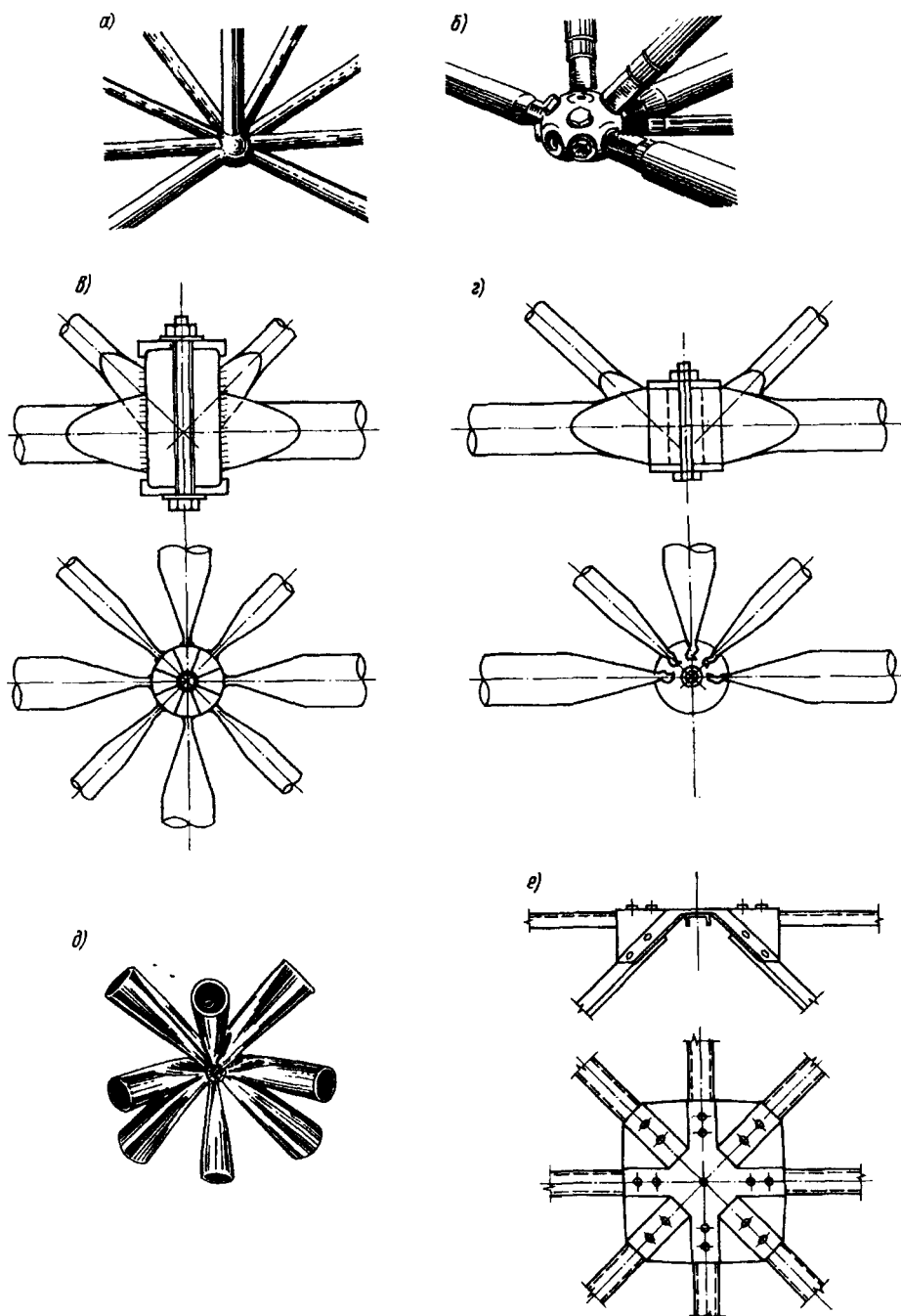


Рис. 19.4. Узлы структурных конструкций

a — с шаровой вставкой "Октаплатт"; б — на винтах "Меро"; в — с анкерными шайбами "Берлин"; г — цилиндрические с фигурными вырезами "Тридетик"; д — сварные ЦНИИСК; е — с фигурной фасонкой "Юнистрат"

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 сплюсненным концам стержней привариваются клиновые наконечники, которые соединяются центральной 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 сплюсненные 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 сплюсненные 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 ($j = 1, \dots, i$). Такой набор называют сортаментом структурной плиты.

Оптимизацию набора можно провести следующим образом¹. В системах с большим числом стержней усилия подчиняются статистическим законам

¹Никифоров В.Г. Применение статистических методов при оптимизации систем с большим числом элементов/Деп. во ВНИИС Госстроя СССР. Пер. № 289. — М., 1975. — 15 с.

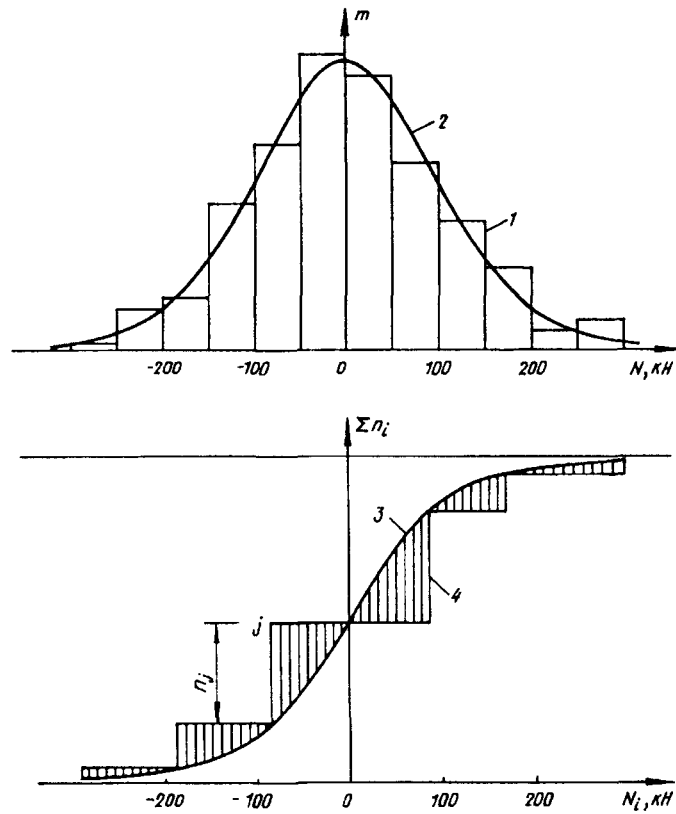


Рис. 19.5. Распределение усилий в стержнях структуры

1 — гистограмма; 2 — статистическая кривая распределения усилий; 3 — интегральная кривая; 4 — ступенчатый график оптимального сортамента, m — число элементов, N_i — усилия в стержнях

распределения (рис. 19.5). 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 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, *a*), то оболочка работает как свод с пролетом B .

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, *a*) 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°.

Наиболее рациональная сетка свода-оболочки показана на рис. 19.7, *b*. В ней поперечные ребра образуют систему арок, обеспечивающих наиболь-

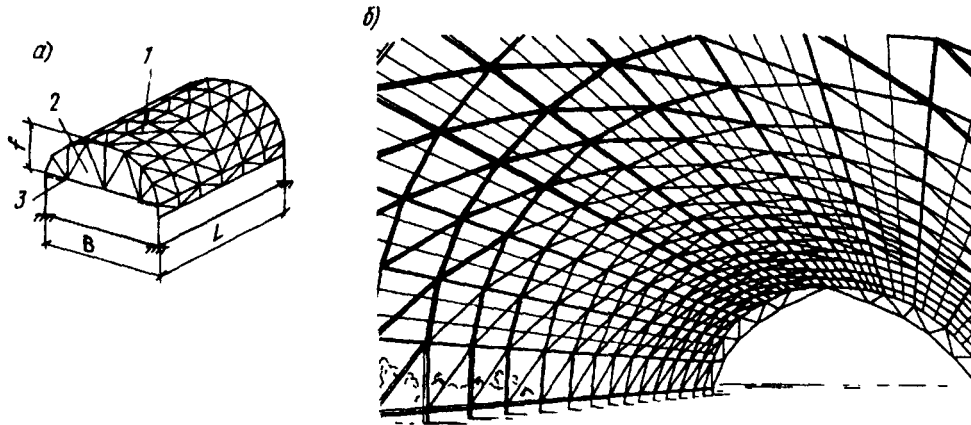


Рис. 19.6. Сетчатая цилиндрическая оболочка

a — схема; *b* — интерьер каркаса покрытия; 1 — оболочка; 2 — торцевая диафрагма; 3 — связи

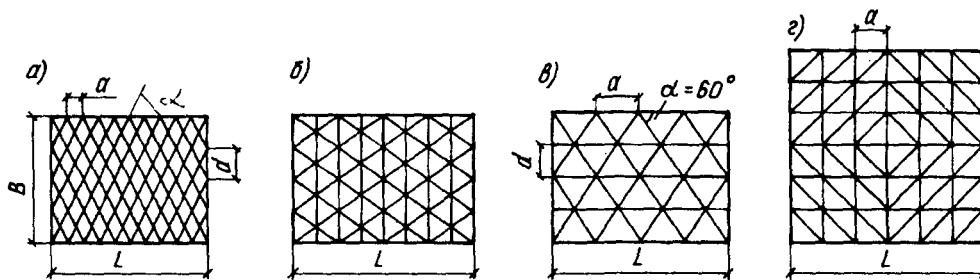


Рис. 19.7. Схемы сеток оболочек (развертки поверхности)

a — ромбическая; *b* — с поперечными ребрами; *в* — с продольными ребрами; *г* — комбинированная

щую 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 $f/B = 1/6$ — $1/10$, что значительно упрощает изготовление ее элементов и монтаж. При этом используется минимальное число типоразмеров стержней и достигается унификация конструктивных решений узлов сетки.

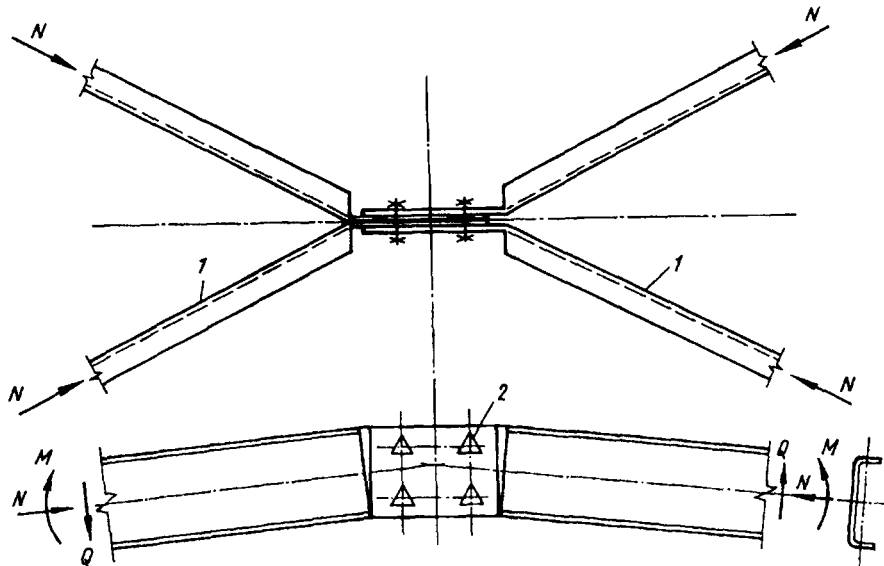


Рис. 19.8. Узел односетчатой оболочки
1 — косяки из гнутого швеллера; 2 — монтажные болты

При относительно небольших пролетах оболочек (до 70—90 м) поперечное сечение удастся скомпоновать однослойным (односетчатым), при больших пролетах — двухслойным (двухсетчатым). В последнем случае компоновка оболочки аналогична рассмотренной в п. 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 гнуто-сварных 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 решениями плоских структурных плит (см. п. 19.2).

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 тра-

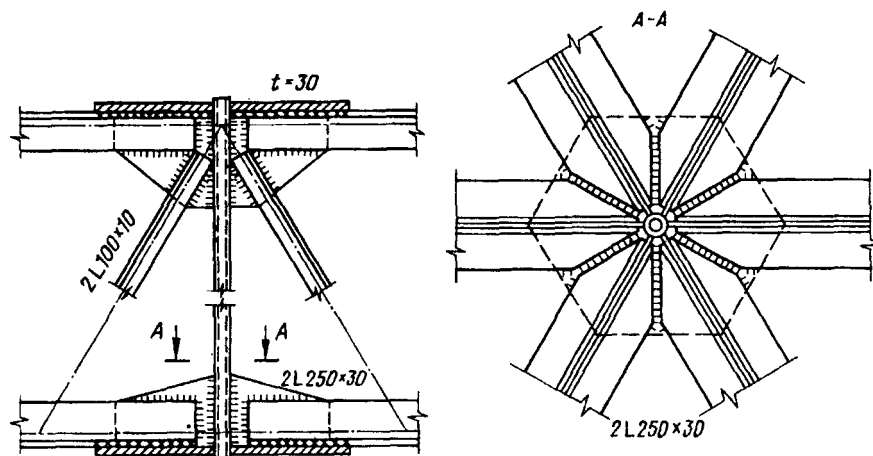


Рис. 19.9. Узел двухсетчатой оболочки

диционные решения узлов с применением плоских фасонки. Один из возможных примеров такого решения показан на рис. 19.9.

Для улучшения технологических свойств конструкции можно изготавливать 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 п. 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.

Компоновка ребер купола аналогична компоновке арок (см. п. 18.3). Ребра сплошного сечения тяжелее, но более технологичны в изготовлении, чем сквозные. Верхнее сжатое кольцо служит для соединения полуарок в

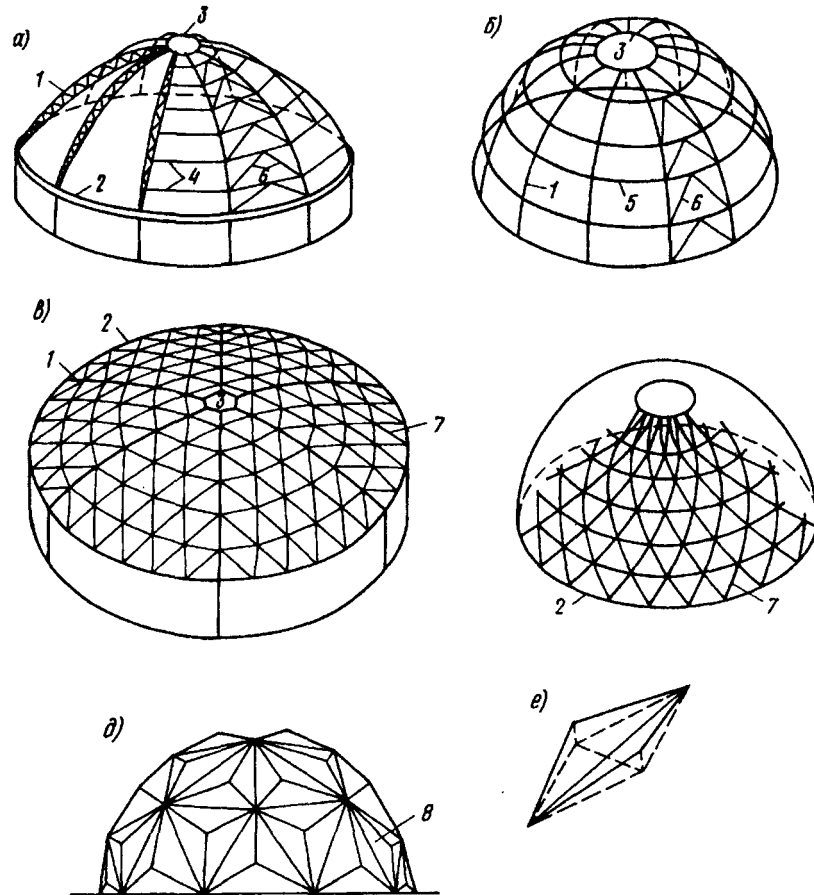


Рис. 19.10. Типы куполов

a — 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

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

$$p = nH / (2\pi r), \quad (19.1)$$

где n — число ребер в куполе.

Растягивающее усилие в кольце от единичных распоров

$$N_k = pr = n / (2\pi r). \quad (19.2)$$

Увеличение длины кольца в результате растяжения

$$\Delta l_k = N_k 2\pi r / (E_k A_k) = nr / (E_k A_k). \quad (19.3)$$

Из геометрической схемы (рис. 19.11, а) имеем

$$\Delta l_k = 2\pi(r_1 - r) = \pi \Delta_k, \quad (19.4)$$

где $\Delta_k = 2(r_1 - r)$ — увеличение диаметра кольца.

Сравнивая два последних выражения, получаем

$$\Delta_k = nr / (\pi E_k A_k). \quad (19.5)$$

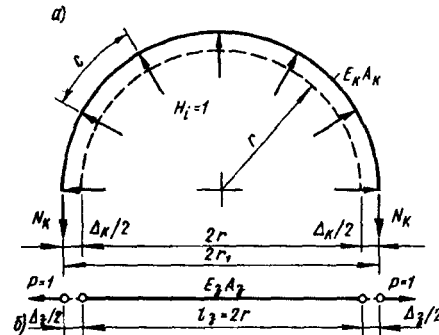


Рис. 19.11. К расчету эквивалентной затяжки

а — схема кольца (показана его половина);
б — схема эквивалентной затяжки

Удлинение условной затяжки от единичной силы (рис. 19.11, б)

$$\Delta_3 = 2r / (E_3 A_3). \quad (19.6)$$

Приравнявая удлинение условной затяжки к увеличению диаметра кольца $\Delta_3 = \Delta_k$ и решая равенство относительно площади затяжки, получаем

$$A_3 = 29\tau A_k E_k / (n E_3). \quad (19.7)$$

При редком расположении ребер кольцо желательно делать в виде многоугольника. Производя аналогичные выкладки, можно получить формулу

$$A_3 = [4r E_k A_k / (c E_3)] \sin^2(\varphi / 2), \quad (19.8)$$

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 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 типа (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 сопряжений 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* (рис. 19.10, в), в котором заполнение пространства между ребрами осуществляется сетчатой конструкцией, имеющей положительную, отрицательную или нулевую гауссовую кривизну¹. Примерами ребристо-кольцевых куполов являются покрытие над Колизеем в г. Шарлотта (США, 1956) диаметром 100 и высотой

¹В первом случае это будет двояковыпуклая поверхность, во втором — типа гипара, в третьем — цилиндрическая.

16,4 м и дворец спорта в г. Болонья (Италия, 1957), имеющий в плане форму эллипса 69х62 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, з) 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; желательным, чтобы число их было минимальным. Однако архитектурные требования, предъявляемые к такого рода покрытиям, могут обуславливать 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.

С целью 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, з).

В последнее время получили распространение *геодезические сети* куполов¹. Базовая сетка на поверхности сферы формируется геодезическими линиями, проведенными через вершины вписанного икосаэдра (20-гранника) и образующими на поверхности 20 одинаковых равносторонних сферических треугольничков (по числу граней икосаэдра) (рис. 19.14, а).

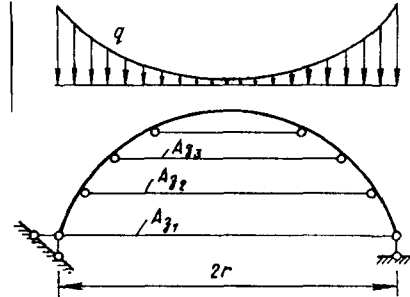


Рис. 19.12. Расчетная схема ребристо-кольцевого купола на вертикальную нагрузку

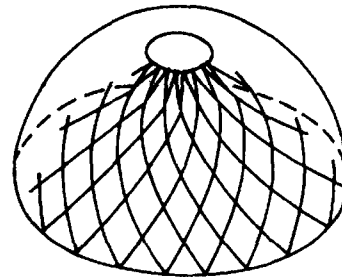


Рис. 19.13. Купол с сетью Чебышева

¹Разработаны Р.Б. Фуллером (США).

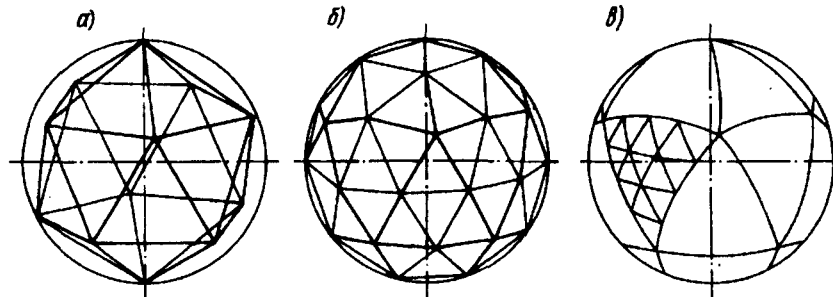


Рис. 19.14. Формирование геодезической сети на основе икосаэдра (двадцатигранника)
 а — базовая сеть (20 граней); б — однократное деление (80 граней); в — трехкратное деление (320 граней)

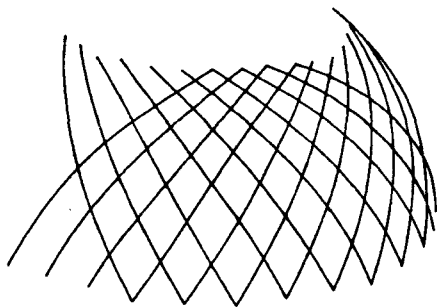


Рис. 19.15. Способ наклонных образующих

Последующее дробление сетки происходит путем деления сторон базовых треугольников на равные части и соединения их геодезическими линиями. Число типоразмеров стержней, получающиеся 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, наклонные 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.

Стержни сетчатых куполов большей частью выполняют из труб. Узловые элементы изготовляют в виде штампованных фасонки, 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 Малайзии¹ 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 децентрации 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 гнущестампованных 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 жесткость, 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 свыше 100 м³. 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

¹Сетчатый сферический купол покрытия стадиона в Малайзии//Acier. 1984. № 2.

²Крытый стадион многоцелевого назначения//Acier. 1974. № 3.

³Sleight P. Union dome//Compressed Air Magazine. 1959. 64. № 1.

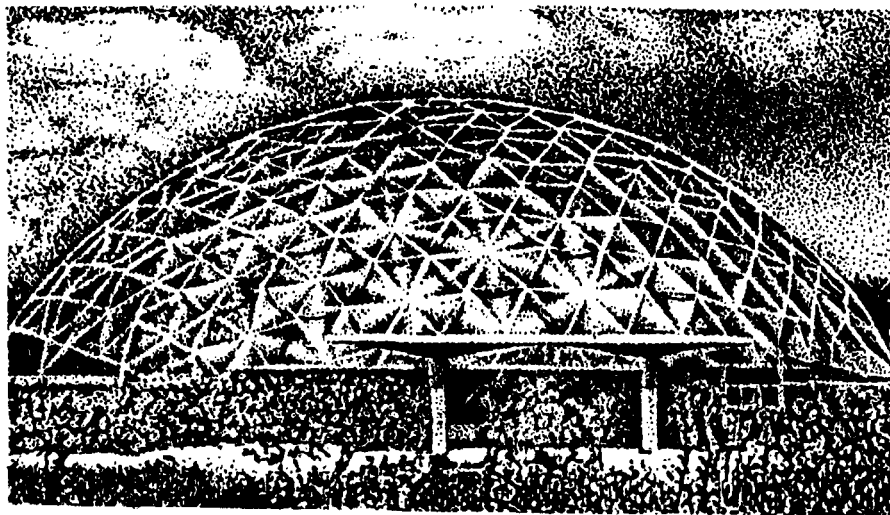


Рис. 19.16. Панельно-сетчатый купол над зданием аудитории на Гавайи

распорками, которые в совокупности образуют сетку, состоящую из шестиугольников. Всего для купола потребовалось изготовить 575 панелей десяти различных типоразмеров.

ГЛАВА 20. ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

20.1. Общие сведения

Висячими называют 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 ($\sigma_b = 1200\text{—}2400$ 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 [3].

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:

$$H(d^2y/dx^2) - q(x) = 0, \quad (20.1)$$

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, собственный вес покрытия), а при действии неравновесных временных нагрузок (обычно неравномерно распределенных по покрытию) в них помимо упругих деформаций 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 [3].

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 загрузении покрытия временной нагрузкой, а наибольшие прогибы покрытия и изгибающие моменты в опорной конструкции — при частичном загрузении покрытия. Ниже приводятся формулы приближенного определения усилий в элементах покрытия от полного равномерного нагружения покрытия постоянной и временной нагрузками для предварительного назначения сечений покрытия перед точным расчетом их на ЭВМ.

Более подробно о компоновке, расчете и конструировании см. в спецкурсе [3]. Конструктивные решения приведены в альбомах Н.М. Кирсанова¹.

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: а) замоноличиванием швов между плитами расширяющимся бетоном; б) натяжением тросов после укладки плит пригрузкой их специальной нагрузкой или домкратами с последующим замоноличиванием швов и твердением бетона.

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 растяжением тросов. В покрытиях прямоугольного плана (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 $f = (1/10—1/20)l$; оболочки являются пологими.

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 отдельно (связность их в центре круглого

¹Кирсанов Н.М. Висячие и вантовые конструкции. — М.: Стройиздат, 1981.

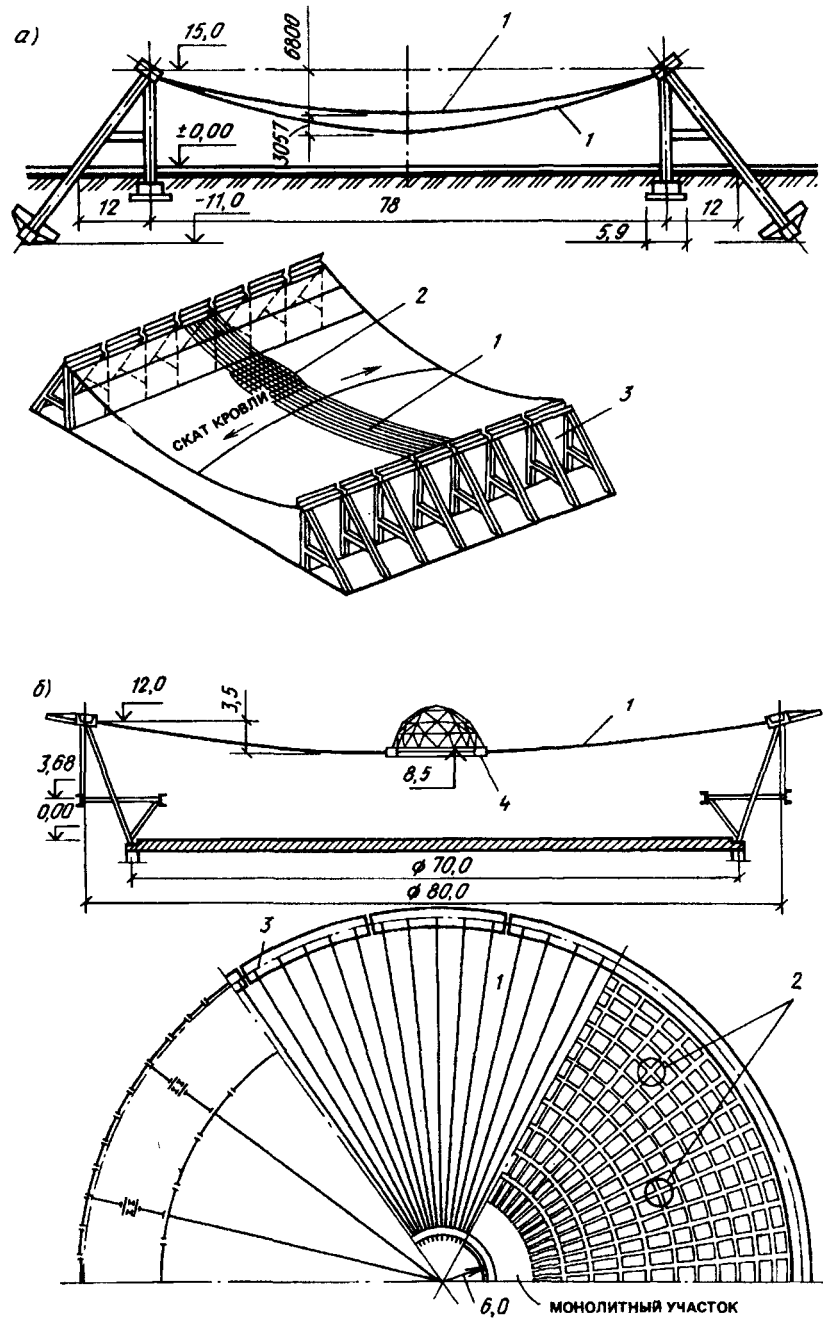


Рис. 20.1. Однопролетные системы покрытий гибкими нитями

1 — стальные несущие стержни; 2 — железобетонные плиты; 3 — опорная конструкция; 4 — среднее металлическое кольцо

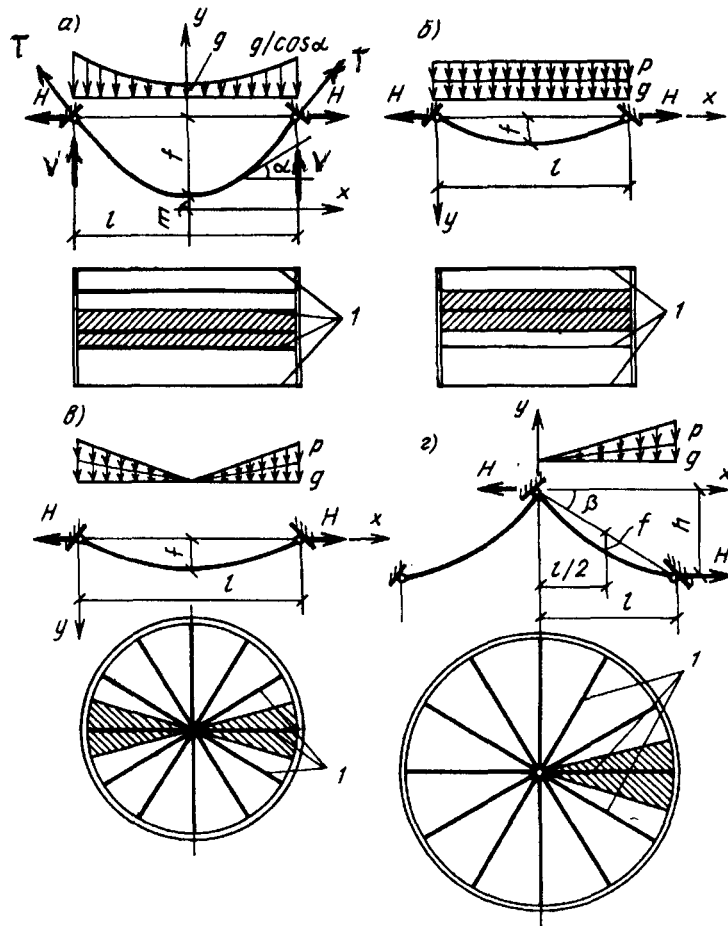


Рис. 20.2. Равномерное нагружение покрытий и расчетные схемы нитей (I)
 а — нагружение собственным весом нити; б — прямоугольное покрытие; в — круглое покрытие;
 г — шатровое покрытие

покрытия не сказывается на их работе), и распор в них можно определять без учета их деформаций:

$$H = M_6/f, \quad (20.2)$$

где M_6 — балочный момент от расчетной нагрузки; f — стрела провеса нити в том же сечении.

Наибольшее усилие в нити будет на опоре

$$T = \sqrt{H^2 + V^2}, \quad (20.3)$$

где V — балочная опорная реакция.

Чтобы определить распор более точно, с учетом деформации нити, можно воспользоваться формулой В.К. Качурина:

$$H^3 + \left(\frac{EAD_0}{2lH_0} - H_0 \right) H^2 - \frac{EAD}{2l} = 0, \quad (20.4)$$

где H_0 — распор нити от начальной нагрузки g (например, собственного веса покрытия), обычно определяемый по формуле (20.2) по заданным геометрическим параметрам l и f_0 ; f_0 — стрела начального провеса нити; H — распор в нити от полной нагрузки; $D_0 = \int_0^l Q_0 dx$ и $D = \int_0^l Q dx$ — параметры начальной и полной нагрузок; для равномерно распределенной нагрузки $D = (q+p)^2 l^3 / 12$; для нагрузки, распределенной по двум треугольникам с вершинами на опорах (круглые покрытия с радиальными нитями), $D = (q+p)^2 l^3 / 80$; l и EA — пролет нити и ее жесткость на растяжение.

Прогиб нити в середине пролета приближенно можно определить:

а) при действии равномерно распределенной по длине нити временной нагрузки

$$f - f_0 = W = (3/128) \cdot (m^2 p l^4 / EA f_0^2), \quad (20.5)$$

[где] $m = L/l - 1 + (8/3) (f_0/b)^2$;

б) при действии нагрузки, распределенной по двум треугольникам с вершинами на опорах (для круглых покрытий):

$$W = (5/864) \cdot (m^2 p l^4 / EA f_0^2), \quad (20.6)$$

[где] $m = L/l - 1 + (18/5) (f_0/b)^2$.

20.3. Одноярусные 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:

$$H \frac{d^2(y+w)}{dx^2} + EI \frac{d^4 w}{dx^4} - q[x] = 0. \quad (20.7)$$

Это уравнение отличается от уравнения (20.1) только одним членом, учитывающим изгибную жесткость нити. Критерием влияния изгибной жесткости нити может служить параметр

$$u = (l/2) \sqrt{H/EI}. \quad (20.8)$$

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 126x104 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.

Покрытие имеет систему горизонтальных и вертикальных связей, которые препятствуют взаимным перемещениям ферм и придают некоторую пространственность работе покрытия.

Деформации и усилия в нити с упругоподатливыми опорами, расположенными на одном уровне, при действии равномерно распределенной по длине нити нагрузки можно определить по следующим формулам [3]:

а) прогиб середины пролета w только от временной нагрузки p при наличии на нити постоянной нагрузки g можно найти из уравнения

$$\frac{4}{15} \frac{A}{Im_1} w^3 + \frac{4}{5} \frac{A f_0}{Im_1} w^2 + \left(\frac{8}{15} \frac{A f_0^2}{Im_1} + \frac{1}{80} \frac{q l^4}{E I f_0} + 1 \right) w - \frac{p l^4}{80 EI} = 0, \quad (20.9)$$

где f_0 — начальный провес нити; g и p — постоянная и временная нагрузки; A и I — площадь и момент инерции поперечного сечения нити;

$$m_1 = 1 + (16/3) (f_0/l)^2; \quad k = \frac{1}{1 + \nu (EA)/(Im_1)};$$

$\nu = \nu_A + \nu_B$ — суммарная податливость опор от $\Delta H = 1$;

б) распор в нити

$$H = \frac{8}{3} \frac{EA}{l^2 m_1} (2 f_0 + w) w + H_0; \quad (20.10)$$

$$H_0 = (g l^2) / (8 f_0);$$

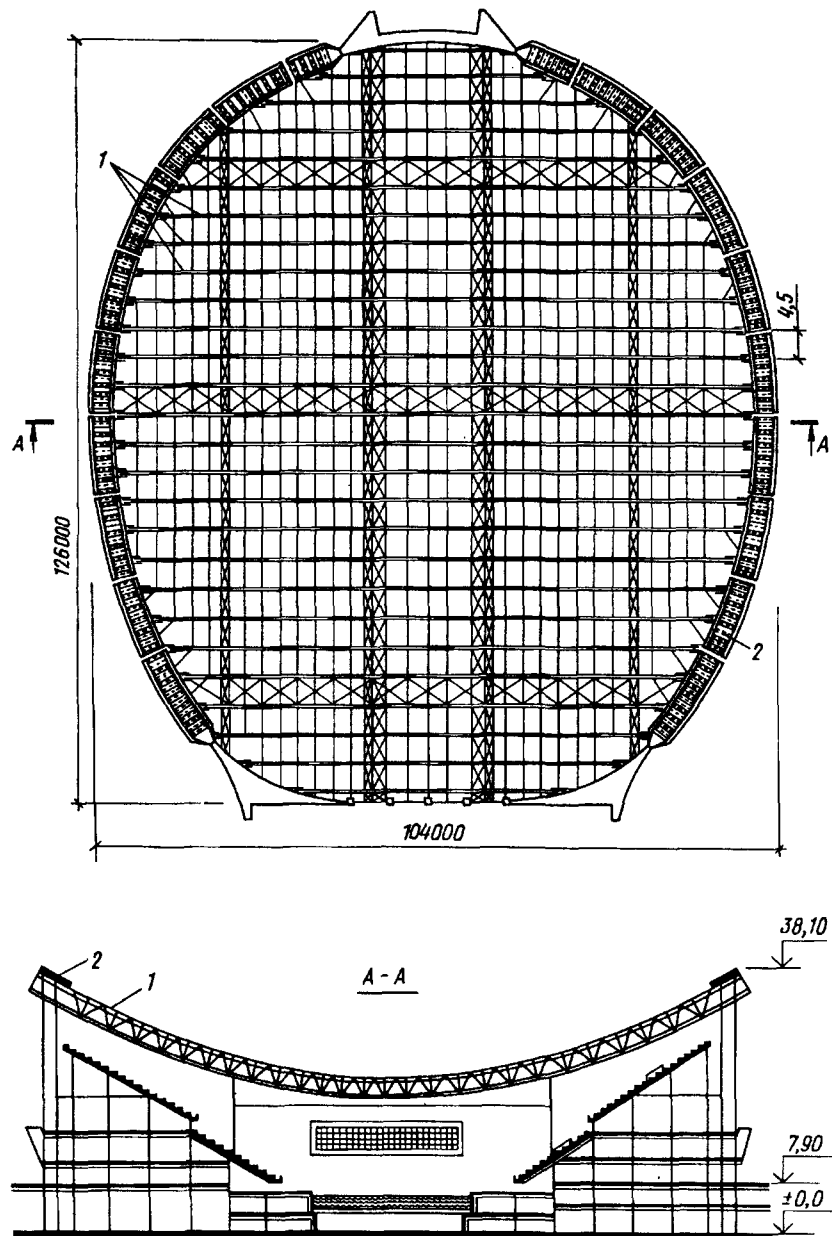


Рис. 20.3. Покрытие изгибно-жесткими нитями
 1 — висячие фермы; 2 — опорная конструкция

в) изгибающий момент в середине пролета нити

$$M = (g + p)l^2/8 - Hf. \quad (20.11)$$

Для определения распора и прогиба можно ограничиться лишь линейным членом уравнения (20.9), так как квадратичный и кубический члены этого уравнения слабо влияют на их величину. Таким образом, прогиб можно определять по уравнению (20.9'), а распор по 20.10

$$w = \frac{pl^4}{80 EI \left(\frac{8}{15} \frac{kAf_0^2}{m_1 I} + \frac{1}{80} \frac{gl^4}{f_0 EI} + 1 \right)}. \quad (20.9')$$

При определении изгибающего момента в уравнении (20.9) надо использовать все его члены и решать по возможности точнее, так как величина момента получается как небольшая разность двух больших величин.

При расчете нити без учета ее упругих удлинений и деформации опор, загруженной равномерной нагрузкой на половине пролета, удобно воспользоваться "полулинейным" методом расчета¹, дающим достаточно точные результаты. При этом распор в нити, прогиб и момент в четверти пролета будут вычисляться по следующим формулам:

$$H = \frac{l^2}{8f_0} (g + p/2); \quad (20.10')$$

$$w_{l/4} = \frac{5pl^4}{768EI} \Phi(U), \text{ где} \quad (20.9'')$$

$$\Phi(U) = \frac{24}{5U^4} \left(\frac{1}{\text{ch}(U/2)} - 1 + \frac{U^2}{8} \right) \approx \frac{0,06}{1 + 0,1U^2};$$

$$M_{l/4} = \frac{pl^2}{16} \Psi(U), \text{ где} \quad (20.11')$$

$$\Psi(U) = \frac{2}{U^2} \left(1 - \frac{1}{\text{ch}(U/2)} \right) \approx \frac{0,25}{1 + 0,1U^2},$$

[где] $U = (l/2)\sqrt{H/EI}$.

Точный расчет изгибно-жестких нитей на действие произвольной нагрузки с учетом податливости опор приведен в спецкурсе [3].

¹Г.С. Ведеников, А.Л. Телоян. Практический метод расчета жестких вант на неравновесные нагрузки/Стр-во и архитектура. № 9. 1977. — Изв. вузов. Новосибирск.

Существенным преимуществом системы является возможность устройства легкой кровли и отсутствие необходимости в предварительном напряжении (его роль выполняет изгибная жесткость элементов), 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 покрыто металлическими щитами с утеплителем и гидроизолирующей. 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 $f_n = 1/20l$ и $f_c = 1/30l$, 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 (собственный вес покрытия и снег, действующие вниз, вызывают в несущем поясе растяжение, а в стабилизирующем — сжатие и отсос ветра, действующий вверх и вызывающий усилия в поясах обратного знака), независимо от жесткости кровли.

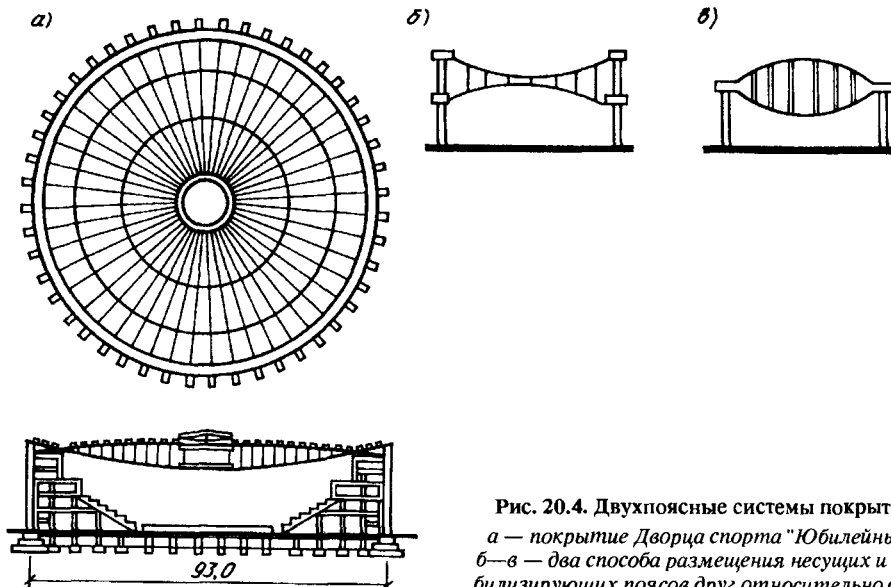


Рис. 20.4. Двухпоясные системы покрытий
а — покрытие Дворца спорта "Юбилейный";
б—в — два способа размещения несущих и стабилизирующих поясов друг относительно друга

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 сверху — 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

$$H_n = H_0 + M^0(p_n)/f_n. \quad (20.12)$$

Остаточный распор стабилизирующего пояса

$$H_c = H_c^n - M^0(p_c)/f_c, \quad (20.13)$$

где $H_{n0} = H_n^n + M^0(g)/f_n$ — начальный распор в несущем поясе; H_n^n — распор предварительного напряжения в несущем поясе; $M^0(g)$ — балочный момент от собственного веса системы; $M^0(p_n)$ — балочный момент от части внешней нагрузки $p_n = p - p_c$ воспринимаемой несущим поясом; $p_c = (\alpha_1 p)/(1 + \alpha_1)$ — часть внешней нагрузки, воспринимаемая стабилизирующим поясом; $\alpha_1 = (m_n^2/m_c^2)(A_c f_c^2/A_n f_n^2)$ — коэффициент распределения нагрузки между поясами; A_n, f_n, A_c, f_c — площади сечения и провесы несущего и стабилизирующих поясов; $m_n = L_n/l_n$; $m_c = L_c/l_c$ — отношения длин поясов к пролету системы; $H_c^n = H_n^n f_n/f_c$ — распор предварительного напряжения в стабилизирующем поясе; $M^0(p_c)$ — балочный момент от части внешней нагрузки p_c , 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 $H_c > 0$.

Прогиб системы от временной нагрузки p можно приближенно определить по формуле

$$w = k p l^4 / (1 + \alpha_1) E A_n f_n^2, \quad (20.14)$$

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 спецкурсе [3].

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 двойкой кривизны состоит из системы несущих (выгнутых вниз) тросов и взаимно перпендикулярной ей системы стабилизирующих (выгнутых вверх) тросов, образующих квадратные ячейки размером $1,93 \times 1,93$ 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 двойкой кривизны из тросов, которые закреплены в железобетонном кольце, опирающемся на наклонные железобетонные опоры. Тросы расположены на расстоянии в 1,5 м друг от друга, образуя ячейку $1,5 \times 1,5$ 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 двойкой кривизны, подвешенных к специальным трубчатым 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 двойкой кривизны (для постоянных сооружений чаще всего по поверхности гиперболического параболоида); такая форма поверхности позволяет

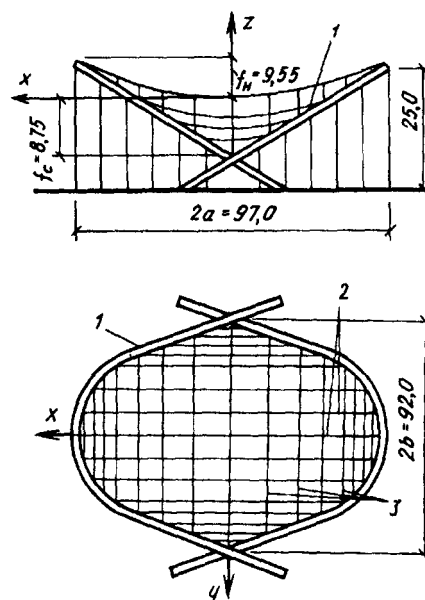


Рис. 20.5. Покрытие Рэлей-арены
1 — железобетонные арки; 2 — несущие тросы; 3 — стабилизирующие тросы

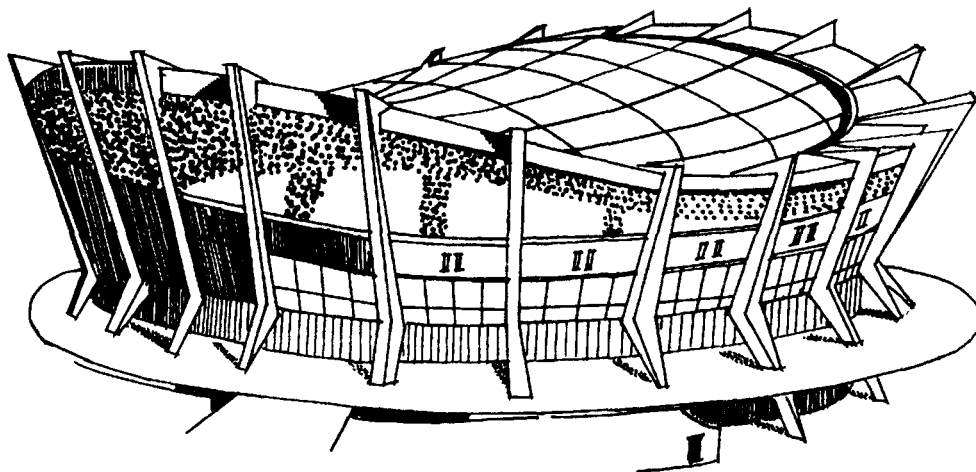


Рис. 20.6. Покрытие зала в Варне (Болгария)

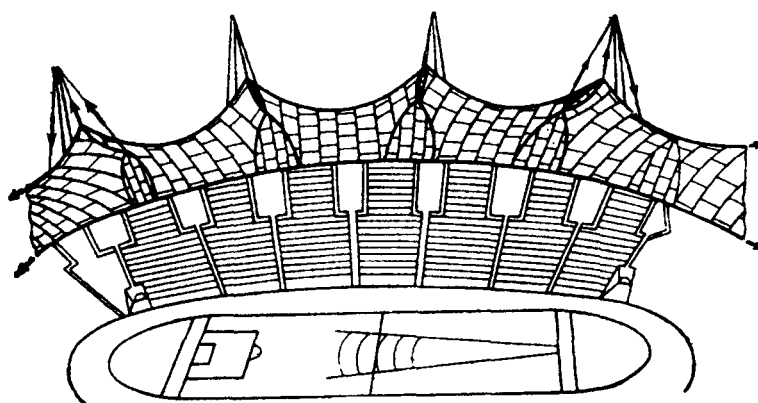


Рис. 20.7. Покрытие сетками Олимпийского стадиона в Мюнхене

предварительно нрапрягать сетку. Сетка двойкой кривизны по своей геометрической связности является мгновенно-жесткой системой и подобно двух-поясным 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.

Работа сетки при действии внешней нагрузки подобна работе двухпропной 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

$$z = f_n \left(\frac{x}{a} \right)^2 - f_c \left(\frac{y}{b} \right)^2, \quad (20.15)$$

где f_n и f_c — 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 двухпропным системам исходя из пропорционального распределения нагрузки между несущими и стабилизирующими тросами по всему покрытию.

Коэффициент пропорциональности для сети вычисляется по формуле

$$\alpha_1 = m_n^2 l_n^2 \mathcal{D} f_c^2 / m_c^2 l_c^2 \mathcal{D}_n f_n^2, \quad (20.16)$$

где $m = L/l = 1 + [8/3] (f/l)^2$ — отношение длины к пролету главных несущего и стабилизирующего тросов сети; l и f — пролет и стрела провеса главных тросов; $\mathcal{D} = A/s$ — приведенные толщины систем тросов; A_n и A_c — площади сечения тросов; s_n и s_c — расстояния между тросами.

Внешняя нагрузка распределится между системами тросов следующим образом:

$$p_c = \frac{\alpha_1 p}{\alpha_1 + l_c^2 / l_n^2} \quad \text{и} \quad p_n = p - p_c. \quad (20.17)$$

Распоры в тросах на единичную ширину сети равны:

$$H_n = H_n^0 + p_n l_n^2 / 8 (f_{n0} + w_0);$$

$$H_c = H_c^n - \rho c l^2 / 8 (f_{c0} - w_0), \quad (20.18)$$

где H_n^n и H_c^n — начальные распоры в тросах на единичную ширину сети от предварительного напряжения.

Прогиб середины покрытия

$$w_0 = \frac{3}{128} \cdot \frac{1}{(1 + \alpha_1 l_n^2 / l_c^2)} \cdot \frac{\rho l_n^4}{E_n A_n f_n^2}. \quad (20.19)$$

Более подробно расчет и конструкция рассмотрены в учебном пособии [3].

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 всяких систем покрытий широкое применение получили тонкостенные металлические *оболочки-мембраны*¹ (мембранами называют тонкие оболочки, в работе которых изгибными напряжениями можно пренебречь). Главными преимуществами этих систем являются совмещение несущей и ограждающей функции 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 Москве².

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.

Покрытие велотрека осуществлено двумя металлическими мембранами отрицательной гауссовой кривизны, внутренне стабилизированными (могутими 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.

¹Мембранные конструкции зданий и сооружений. Справ. пособие. Ч. 1 и 2/Под ред. В.И. Трофимова и П.Г. Еремеева. ЦНИИСК им. В.В. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1990.

²Дыховичный Ю.А. Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады-80 в Москве. — М.: Стройиздат, 1982.

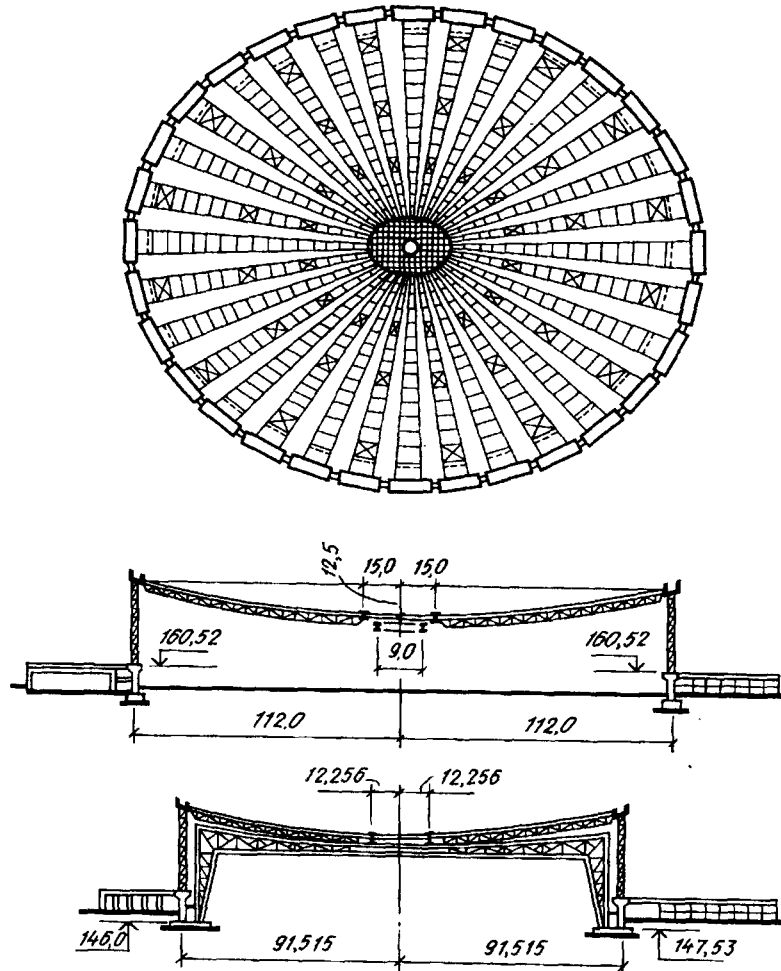


Рис. 20.8. Покрытие чашеобразной мембраной универсального стадиона в Москве

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 нагрузкой, может быть выполнено приближенно по безмоментной линейной теории (рис. 20.10).

Поверхность мембраны принимают по уравнению квадратичного параболоида вращения:

$$z = f(x/a)^2 + f(y/a)^2. \quad (20.20)$$

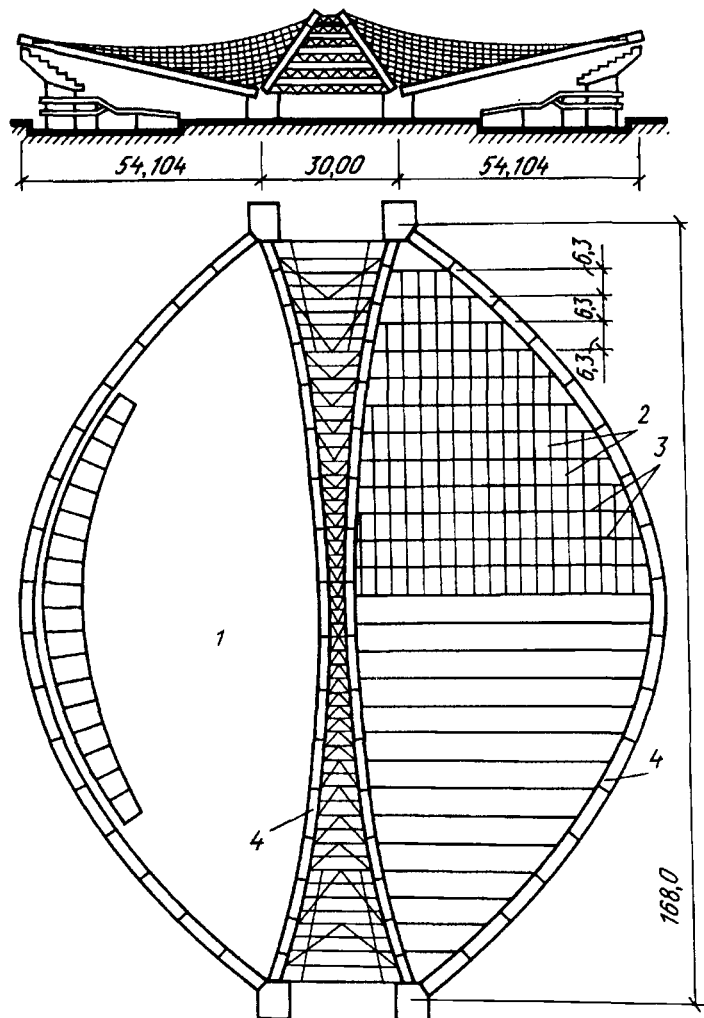


Рис. 20.9. Покрытие седловидными мембранами велотрека в Москве
1 — металлическая мембрана; 2, 3 — элементы постели; 4 — металлические арки

Геометрические параметры мембраны определяют следующим образом. Радиус меридиана находят из приближенного уравнения кривизны поверхности в вертикальной плоскости zOx

$$r_1 \approx 1/z''.$$

Радиус кривизны в кольцевом направлении

$$r_2 = x/\sin \varphi ,$$

[где] $z' = dz/dx = \operatorname{tg} \varphi = 2fx/a^2$; $z'' = d^2z/dx^2 = 2f/a^2$;

$$\sin \varphi = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}} ;$$

$$\cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi}} .$$

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

$$N_1 = qx/2 \sin \varphi . \quad (20.21)$$

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

$$N_2 = (p - N_1/r_1)r_2 . \quad (20.22)$$

В спецкурсе [3] показано, что эта форма поверхности обеспечивает примерное равенство усилий в оболочке по всей ее поверхности, что дает возможность изготавливать ее из стали 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.

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 и, частично взаимодействуя, 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

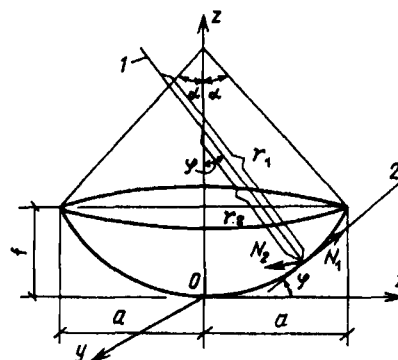


Рис. 20.10. К расчету оболочек вращения

1 — нормаль; 2 — касательная

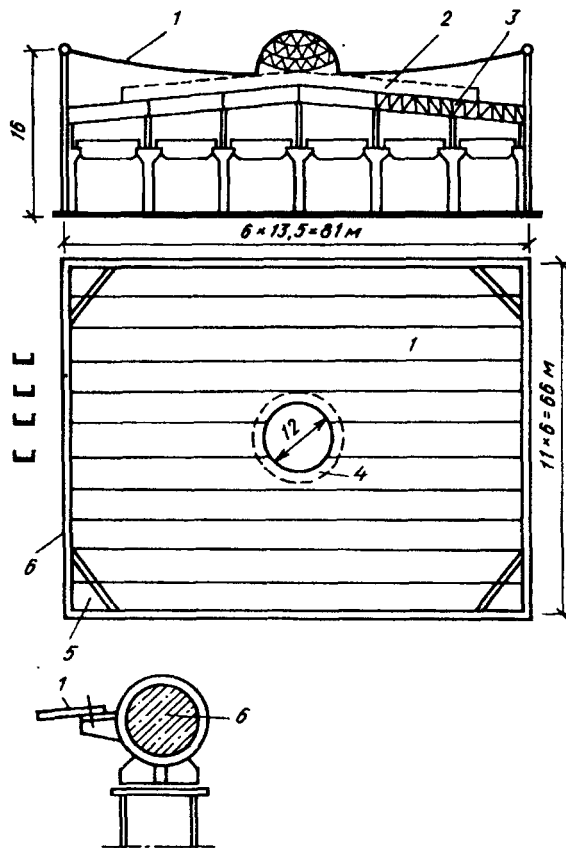


Рис. 20.11. Замена покрытия провисающей мембраной
1 — мембрана; 2, 3 — заменяемое покрытие; 4 — усиление мембраны у фонаря; 5 — вут усиления угла покрытия; 6 — трубобетонный опорный контур

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 $\beta = 500$), так как его устойчивость в плоскости мембраны обеспечивается самой мембраной. Подробнее о работе и расчете подобных мембран см. в спецкурсе "Металлические конструкции" [3].

производства над одним из цехов завода в Москве¹ (рис. 20.11). На существующем покрытии летом (в отсутствие снеговой нагрузки) устанавливались специальные подмости. По ним раскатывались рулоны мембраны, которые сваривались между собой 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 раскруживании 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

¹Людковский И.Г. Опыт замены покрытия промышленного здания без остановки производства с применением висячей оболочки/Обзор. информ. ЦНИИС, 1986. Сер. VIII. Вып. 5.

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 корпусов¹. 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 (собственный вес здания, снег, полезные нагрузки помещений) и горизонтальные (ветровые и сейсмические), а также температурные воздействия. Основными конструктивными элементами каркаса являются колонны, балки и связи.

¹Металлические конструкции. Справочник проектировщика. — 2-е изд./Под ред. Н.П. Мельникова. — М.: Стройиздат, 1980. — 776 с.

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 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) типов¹.

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

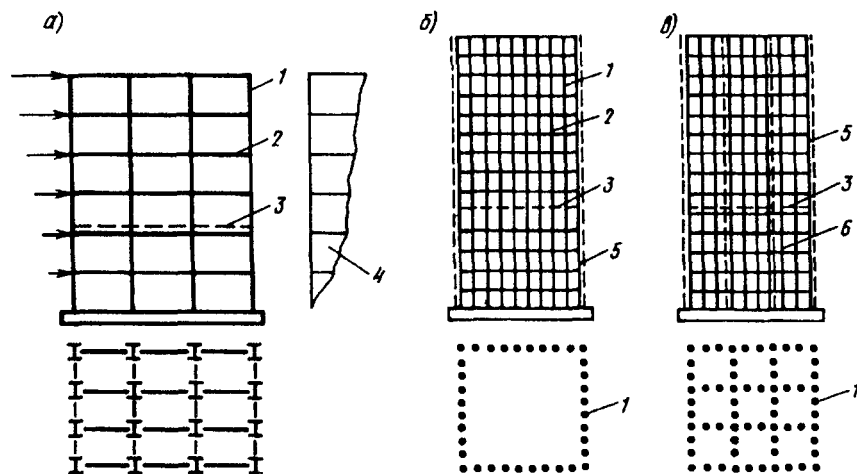


Рис. 21.1. Основные рамные системы

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

¹Харт Ф., Хенн В., Зонтаг Х. Атлас стальных конструкций. Многоэтажные здания/Пер. с нем. — М.: Стройиздат, 1977.

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 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 обеспечивается 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 внутренних усилий изгиба, 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 стилом и с внешним стилом (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 стилов (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 рамным соединением колонн и ригелей, не входящих в связевую конструкцию. Соотношение жесткостей в системе таково, что ее связевая часть воспринимает 70—90% горизонтальных нагрузок.

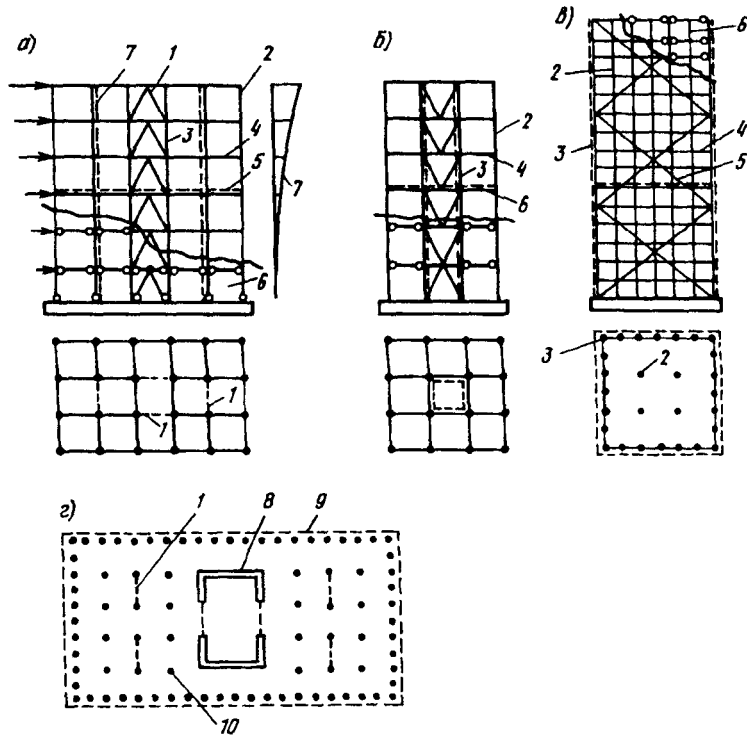


Рис. 21.2. Основные связевые системы

a — с диафрагмами; *б* — с внутренним стилом; *в* — с внешним стилом; *г* — сочетания основных связевых систем (планы) с диафрагмами и с внутренним и внешним стилом; 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

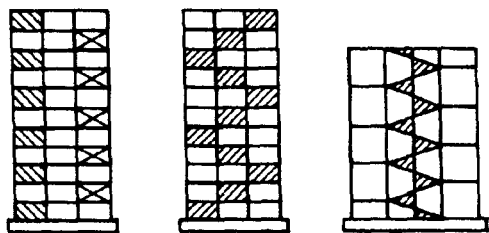


Рис. 21.3. Рамно-связевые системы с жесткими включениями

Рамно-связевые системы подразделяются на системы с жесткими включениями (рис. 21.3) в виде сплошных панелей или связевых ячеек, системы с горизонтальными 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.

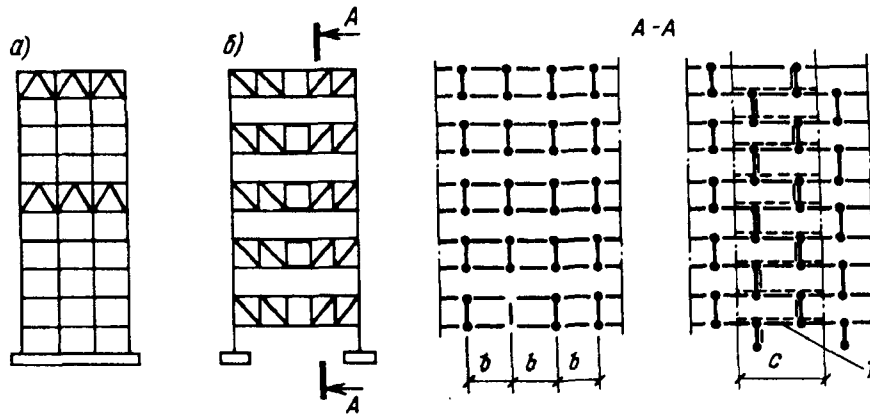


Рис. 21.4. Рамно-связевые системы с горизонтальными поясами жесткости
a — пояса жесткости в обычной рамной системе; *б* — фермы-ригели через этаж; *г* — системы с одинаковым расположением связей в соседних рамах

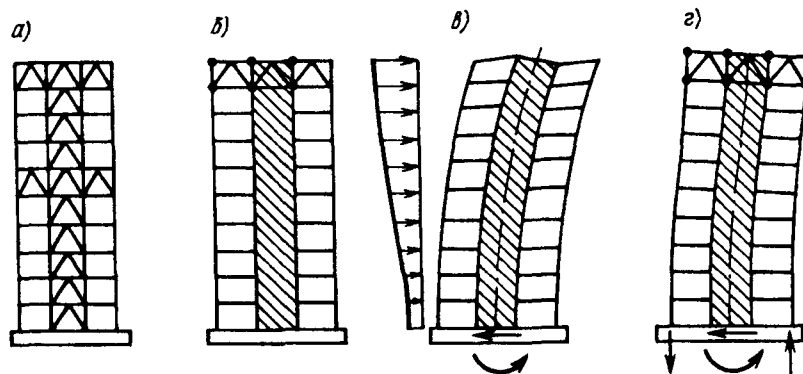


Рис. 21.5. Рамно-связевые системы с поясами жесткости и ростверками
a — сочетания поясов жесткости с вертикальной диафрагмой; *б* — сочетание пространственно-го ростверка со стволем; *в, г* — схемы деформирования системы без ростверка и с ростверком

Пояса жесткости (см. рис. 21.4), дополняющие обычную рамную систему, снижают ее горизонтальные перемещения в результате повышения сопротивления относительно 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.

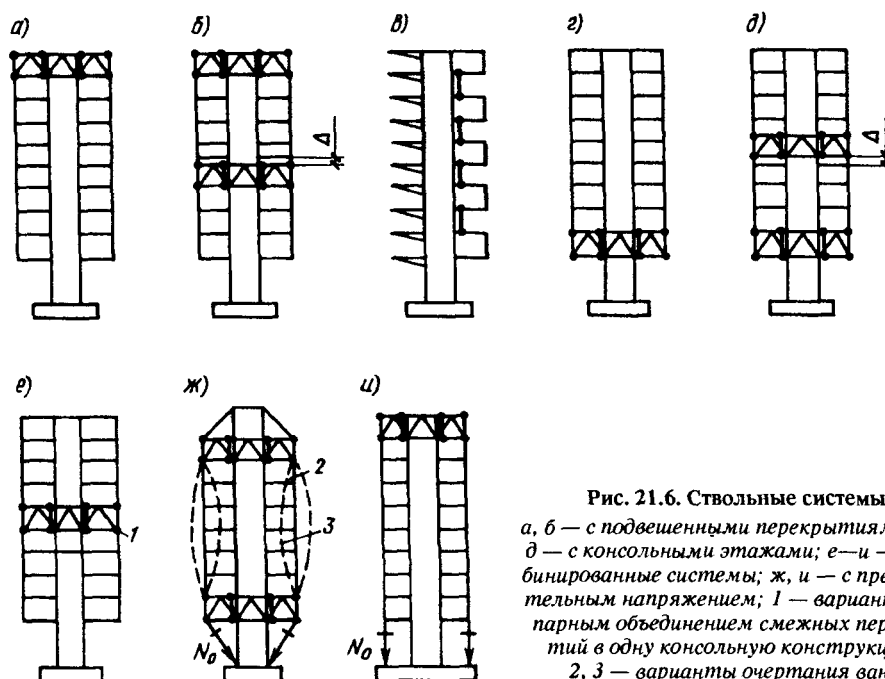


Рис. 21.6. Ствольные системы
 а, б — с подвешенными перекрытиями; в—
 д — с консольными этажами; е—и — ком-
 бинированные системы; ж, и — с предвари-
 тельным напряжением; 1 — вариант с по-
 парным объединением смежных перекры-
 тий в одну консольную конструкцию;
 2, 3 — варианты очертания вант

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 ж, и) 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 в, г, д) продольные силы в стволе меньше, но повышается расход стали на консольные балки.

Схемы а—е являются разновидностью связевых систем, а схемы ж—и 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 целом¹.

¹Коляков М.И., Медведев М.И. Металлические каркасы гражданских зданий. — Киев: Будівельник, 1976. — 132 с. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. 2-е изд. — М.: Стройиздат, 1977. — 223 с.

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 колони 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 *г*, *н*, меньшие — сечениями *а*, *д*.

Если изгибающие моменты в колоннах малы или вообще отсутствуют, а расчетные длины не превышают высоты этажа (3—4 м), то применяют компактные сечения типа *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 *б*, *в*, *д* (с применением

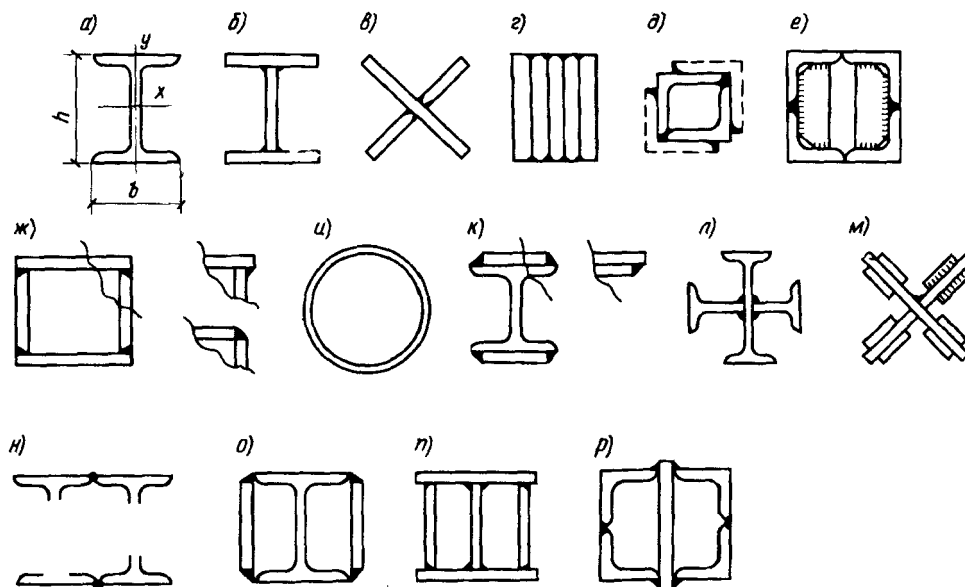


Рис. 21.7. Типы сечений колонн

не более четырех уголков), *и*, *к*, *н*, которые допускают сравнительно простую сборку с помощью сварки.

Некоторые сечения (*в*, *и*, *м*) 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 *а*, *б*, *к* (с учетом изгиба в плоскости наименьшей жесткости), *г* — при больших усилиях и относительно малых расчетных длинах, *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.

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*, *и*). Тяжелые фермы (рис. 21.8, *к*, *л*, *м*) используются для перекрытий над залами и большими холлами.

Обычно отношение высоты сечения балки-ригеля или фермы к их пролету $h/l \approx 1/10 - 1/15$.

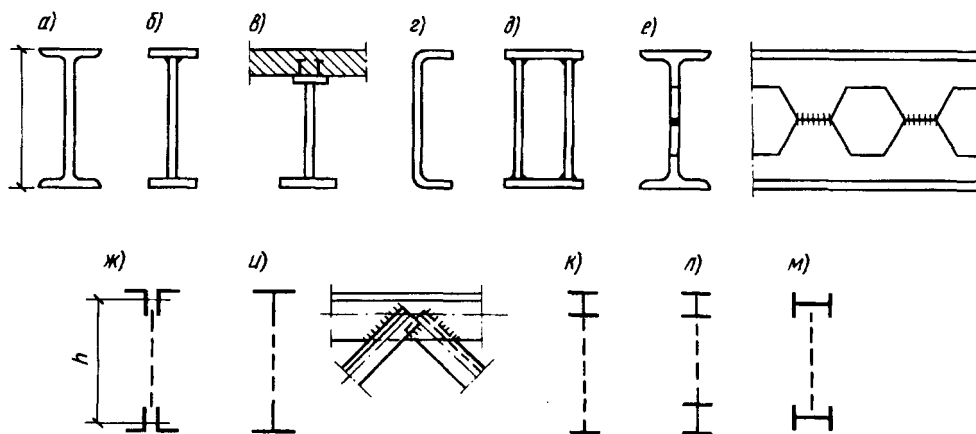


Рис. 21.8. Типы сечений ригелей, балок и ферм перекрытий

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).

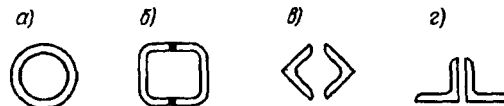


Рис. 21.9. Типы сечений раскосов связевых ферм

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} , $M_{\text{соотв}}$, 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).

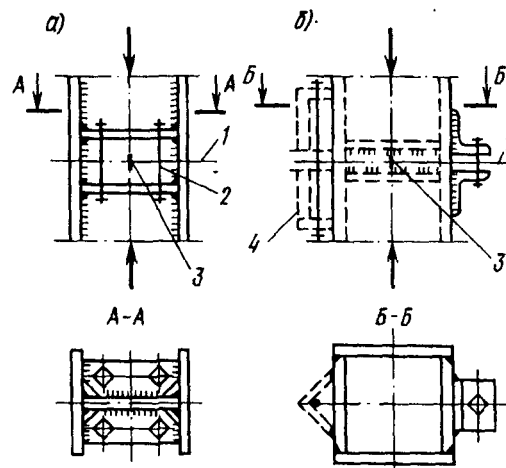


Рис. 21.10. Сжатый стык колонны

1 — плоскость фрезерования торцов; 2 — стяжной болт; 3 — установочная риска; 4 — вариант коротыша

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 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—г) 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

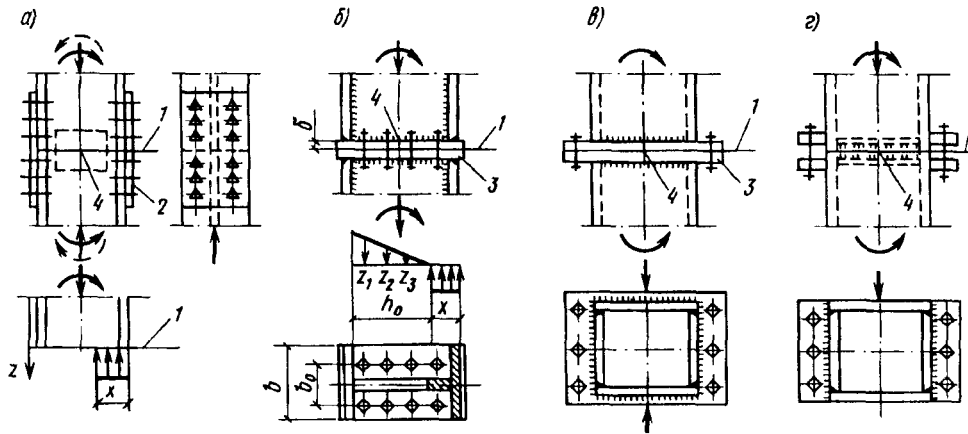


Рис. 21.11. Болтовые стыки колонн при больших эксцентриситетах
1 — плоскость фрезерования; 2 — накладка; 3 — фланец; 4 — установочная риска

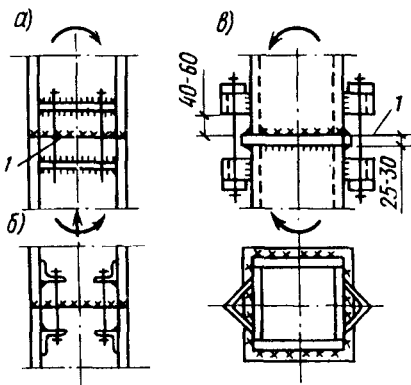


Рис. 21.12. Сварные стыки колонн при больших эксцентриситетах
а—в — схемы; 1 — плоскость фрезерования

базы изготавливается как отдельный опорный элемент с фрезерованной или строганой верхней плоскостью и заранее устанавливается на фундамент. Колонна, имеющая фрезерованный торец, устанавливается на плиту и закрепляется анкерными болтами.

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 а, б), или выносят за пределы плиты с помощью траверс (схема 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, рамно-связевым — полужесткое, рамным — жесткое прикрепление ригелей к колоннам.

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 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 (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

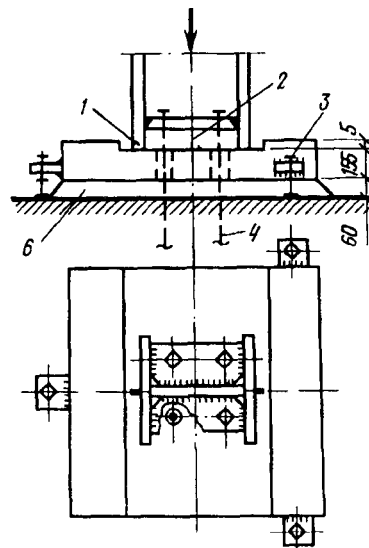


Рис. 21.13. База колонн с анкерными болтами (схема)

1 — плоскость фрезерования, строжки; 2 — установочная риска; 3 — установочный болт; 4 — анкерный болт; 5 — шайба с отверстием на 2 мм больше диаметра болта; 6 — подливка

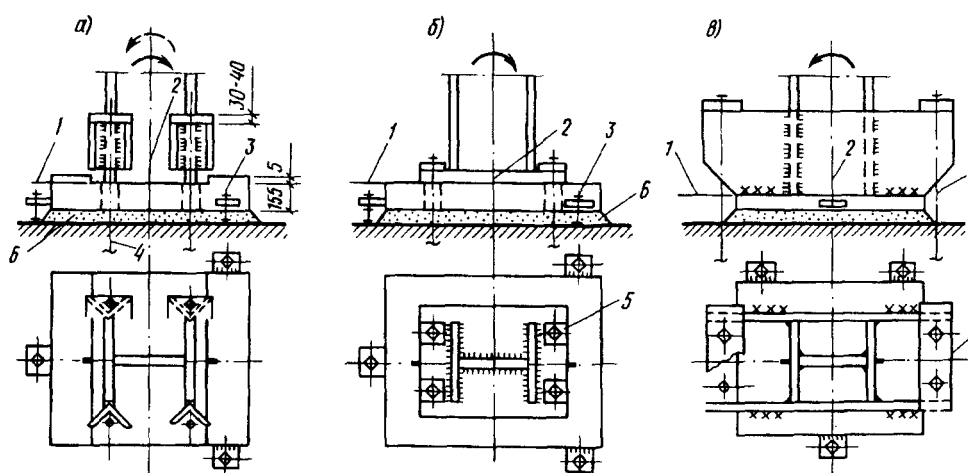


Рис. 21.14. Базы колонн с расчетными анкерными болтами

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

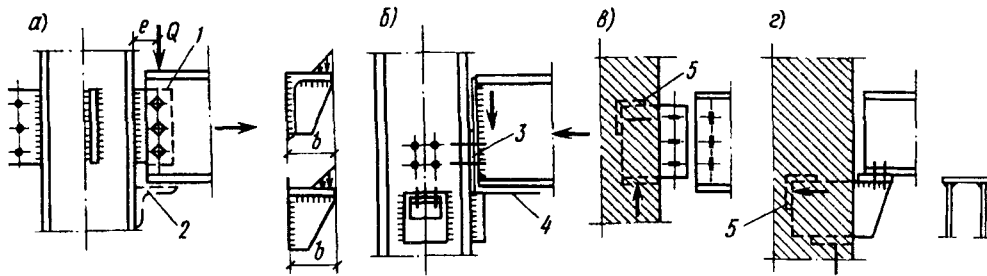


Рис. 21.15. Свободное прикрепление балок (схемы)

a, б — к колоннам; в, г — к железобетонным диафрагмам и стволам жесткости; 1 — вертикальное ребро; 2 — монтажный столик; 3 — прокладка; 4 — торец опорного ребра (стругать, фрезировать); 5 — анкер

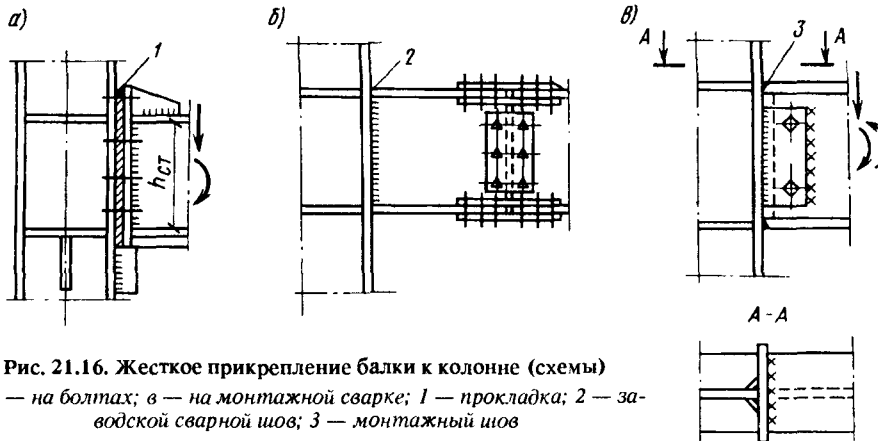


Рис. 21.16. Жесткое прикрепление балки к колонне (схемы)

a, б — на болтах; в — на монтажной сварке; 1 — прокладка; 2 — заводской сварной шов; 3 — монтажный шов

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.

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 вуга.

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

24.4.1. Общие сведения. Стальные каркасы многоэтажных зданий рассчитывают на несущую способность и жесткость. 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 $1/1000$, 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 внутренние 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 с использованием программ "Марс 105", "РАСК" и др. Для предварительного определения сечений и сравнения вариантов можно пользоваться приближенными расчетами¹.

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 загрузении постоянными и временными нагрузками. Дополнительно надо проверить несущую способность колонн при одностороннем загрузении их временной нагрузкой. В этом случае на уровне перекрытий к колоннам приложены внешние моменты (рис. 21.18)

$$M = P_{пaп} - P_{лaл}.$$

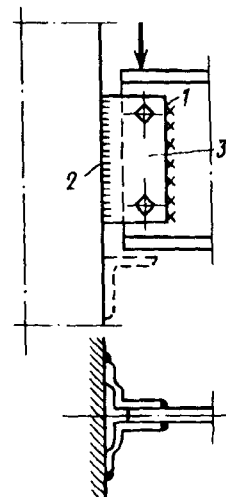


Рис. 21.17. Гибкое (полужесткое) прикрепление балки к колонне (схема)

1 — монтажный сварной шов; 2 — заводской сварной шов; 3 — подкос из листа

¹Шуллер В. Конструкции высотных зданий/Пер. с англ. — М.: Стройиздат, 1979.

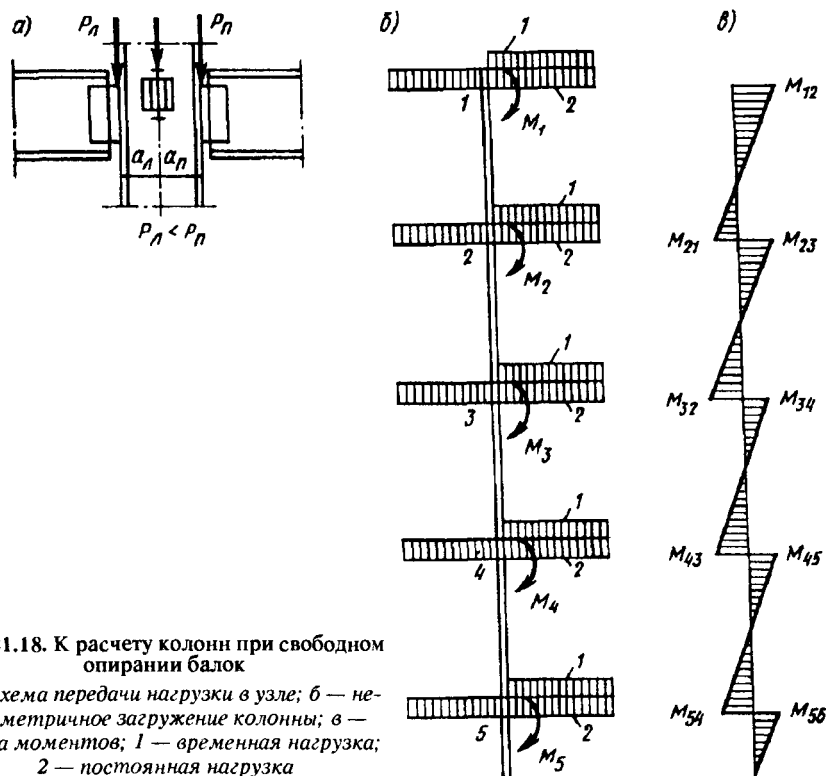


Рис. 21.18. К расчету колонн при свободном опирании балок

a — схема передачи нагрузки в узле; *б* — несимметричное загрузеие колонны; *в* — эпюра моментов; 1 — временная нагрузка; 2 — постоянная нагрузка

При определении расчетных изгибающих моментов в колонне ее можно рассматривать как неразрезную балку с внешним моментом, приложенным 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 загрузении 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 загрузки 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 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 системы¹. 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 междуэтажного перекрытия, соответствующее i -му тону собственных колебаний, составит

$$S_{0ir} = Q_k A \gamma_f \beta_i K_{\gamma} K_z \eta_{ik},$$

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 СНиПу); β_i — коэффициент динамичности, соответствующий " i -му тону" собственных колебаний здания (принимается по СНиПу); K_{γ} — 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 здания при его собственных колебаниях по i -му тону и определяемый по формуле

$$\eta_{ik} = X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j) / \sum_{j=1}^n Q_j X_i^2(x_j),$$

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.

¹Ханджи В.В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом. — М.: Стройиздат, 1977.

РАЗДЕЛ IV. ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

ГЛАВА 22. ОСНОВЫ ЛИСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

22.1. Общие сведения

Листовыми называются конструкции, состоящие в основном из металлических листов и предназначенные для хранения или транспортирования жидкостей, газов и сыпучих материалов.

К листовым конструкциям относятся: резервуары для хранения нефтепродуктов, сжиженных газов, воды и других жидкостей; газгольдеры для хранения и распределения газов; бункеры и силосы для хранения и перегрузки сыпучих материалов; трубопроводы больших диаметров для транспортирования жидкостей, газов и размельченных или разжиженных твердых веществ; специальные конструкции металлургической, химической и других отраслей промышленности (кожухи доменных печей, воздухонагревателей, пылеуловителей, электрофильтров, сосуды для химической и нефтегазовой аппаратуры и т.д.); дымовые и вентиляционные трубы, сплошнотенчатые башни, градирни; защитные сооружения-оболочки АЭС¹.

Даже из приведенного далеко не полного перечня видно, какое широкое применение в народном хозяйстве имеют листовые конструкции, составляющие по массе около 30% всех металлоконструкций, изготавливаемых в нашей стране.

22.2. Особенности листовых конструкций

В большинстве случаев листовые конструкции представляют собой емкостные конструкции в виде тонкостенных сплошных оболочек.

Условия работы листовых конструкций весьма разнообразны: они могут быть надземными, наземными, полузаглубленными, подземными, подводными; могут воспринимать статические и динамические нагрузки, работать под низким, средним и высоким давлением, под вакуумом, под воздействием низких, средних и высоких температур, нейтральных или агрессивных сред и т.д.²

Листовые конструкции имеют следующие основные особенности, отличающие их от других металлических конструкций. Для них характерно двухосное напряженное состояние, а в местах сопряжения различных оболочек, на участках защемлений их у колец жесткости, крыш и днищ возникают местные напряжения, быстро затухающие по мере удаления от этих участков (явление краевого эффекта). Листовые конструкции почти всегда совмещают несущие и ограждающие функции.

При изготовлении листовых конструкций необходимы операции, не требующиеся при производстве обычных металлических конструкций: фасонный

¹Строительство атомных электростанций: Учеб. для вузов. — 2-е изд./Под ред. В.Б. Дубровского. — М.: Энергоатомиздат, 1987. — 248 с.

²Лессиг Е.Н., Лилеев А.Ф., Соколов А.Г. Листовые металлические конструкции. — М.: Стройиздат, 1970. — 488 с.

раскрой листового проката; вальцовка обечаек из листового и колец из фасонного проката; изготовление рулонных заготовок; штамповка, отбортовка и строжка кромки габаритных выпуклых днищ и др. Листовые конструкции имеют относительно большую протяженность сварных соединений, в 2—3 раза превышающую протяженность сварных швов в обычных строительных металлических конструкциях на единицу массы. К сварным швам в листовых конструкциях предъявляются повышенные требования, поскольку они должны быть не только прочными, но и плотными (герметичными).

Сварные соединения выполняются встык, внахлестку и впритык. Наиболее целесообразно соединение встык, обуславливающее наименьший расход металла и высокую надежность соединения. Соединения встык с накладками применяются значительно реже из-за значительного увеличения протяженности сварных швов и концентрации напряжений в зоне шва, что опасно из-за возможности возникновения трещин. Соединения внахлестку могут быть рекомендованы в целях упрощения производства работ (не требуется тщательная подгонка элементов) при наличии небольших усилий. Для наиболее напряженных швов, чаще всего в стыковых соединениях, следует применять способы усиленного контроля качества швов.

Автоматическая и полуавтоматическая дуговая сварка, а также электрошлаковая сварка используются при изготовлении и монтаже негабаритных листовых конструкций гораздо шире, чем в других типах металлических конструкций.

Для листовых конструкций целесообразно использовать листы толщиной до 4 мм из рулонной холоднокатаной стали, а при толщине от 4 до 10 мм — из рулонной горячекатаной стали. Для большинства листовых конструкций следует применять марки стали в соответствии с указаниями норм, при этом рекомендуемые марки стали должны удовлетворять дополнительным требованиям по ударной вязкости.

Такие сооружения, как магистральные трубопроводы, резервуары специального назначения, кожухи доменных печей, воздухонагреватели и т.п., изготовляют из сталей, марки которых принимают по специальным руководствам.

В резервуарах для кислот и других агрессивных жидкостей целесообразно применение алюминия, алюминиевых сплавов или биметаллов — стальных листов, плакированных со стороны агрессивной среды нержавеющей сталью или никелем.

Для защиты от коррозии наружную поверхность резервуаров или газгольдеров покрывают лакокрасочной пленкой. Нижнюю поверхность плоского днища вертикального цилиндрического резервуара или газгольдера предохраняют от коррозии изоляционным слоем, устраиваемым на песчаном основании. Внутреннюю поверхность листовых конструкций защищают от коррозии только при наличии продуктов, агрессивных по отношению к стали: например, внутреннюю поверхность корпусов резервуаров для сернистой нефти защищают от коррозии перхлорвиниловым покрытием. Специфика работы и эксплуатации листовых конструкций учитывается принятыми в нормах дополнительными коэффициентами условий работы γ_c . Так, при расчете цилиндрических стенок резервуаров низкого давления на прочность $\gamma_c = 0,8$ (например, для СВЦР низкого давления $p_{и} \leq 0,7$ МПа).

22.3. Основные положения расчета

Большинство листовых конструкций является тонкостенными оболочками вращения. Поверхности таких оболочек имеют одну или две (для сферических оболочек) оси симметрии и два радиуса кривизны, перпендикулярные поверхности: r_1 — меридиональный радиус, образующий кривую вращения; r_2 — кольцевой радиус вращения с началом на оси симметрии (рис. 22.1, а).

Оболочкой называется тело, ограниченное двумя поверхностями, расстояние между которыми (толщина оболочки t_w) мало по сравнению с другими ее размерами. Большинство оболочек имеет постоянную толщину, поэтому геометрия их определяется формой срединной поверхности.

Геометрия поверхности оболочки характеризуется гауссовой кривизной $\Gamma = (1/r_1)(1/r_2)$. Различают оболочки положительной гауссовой кривизны — сферические и эллиптические, нулевой гауссовой кривизны — цилиндрические и конические, двоякой кривизны — торообразные.

Под действием произвольной внешней нагрузки в оболочках возникают две группы усилий: 1) нормальные N_1 и N_2 и сдвигающие S_1 и S_2 усилия, действующие в плоскостях, касательных к срединной поверхности оболочки (рис. 22.1, б); 2) изгибающие моменты M_1 и M_2 , крутящие моменты M_{12} и M_{21} и поперечные силы Q_1 и Q_2 (рис. 22.1, в).

Особенностью оболочек по сравнению с пластинками является то, что внешняя нагрузка уравнивается в них в основном нормальными и сдвигающими усилиями, поэтому оболочки работают главным образом на рас-

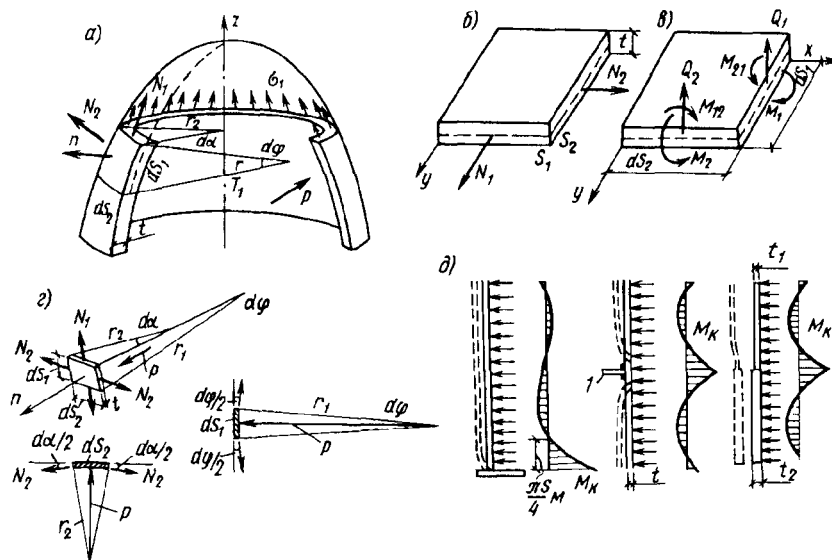


Рис. 22.1. К расчету листовых конструкций

- а — общий вид оболочки вращения; б — элемент оболочки с усилиями в срединной поверхности;
 в — элемент оболочки, находящейся в моментном напряженном состоянии;
 г — равновесное состояние элемента оболочки (к выводу уравнения равновесия Лапласа);
 д — явление краевого эффекта; 1 — кольцевое ребро

тяжение и сжатие, в связи с чем материал в них используется более выгодно, чем в пластинках.

Если напряжения по толщине стенки оболочки постоянны, то напряженное состояние оболочки называется безмоментным и приводится к определению усилий первой группы. Если напряжения приводятся к усилиям второй группы, то напряженное состояние оболочки называется моментным. В зависимости от вида напряженного состояния различают безмоментную и моментную теории оболочек.

Оболочки называются тонкостенными при $t_w/r \leq 1/30$, что всегда соблюдается для листовых конструкций. В соответствии с гипотезами Кирхгофа-Лява в современных теориях расчета тонкостенных оболочек принято, что основное напряженное состояние оболочки на участках, удаленных от ее краев, можно считать безмоментным.

Рассмотрим оболочку, образованную вращением вокруг оси линии, описываемой уравнением $r_1 = r_2(z)$ (см. рис. 22.1, а). В силу осевой симметрии на бесконечно малый элемент $dS_1 dS_2$, выделенный двумя меридиональными и двумя горизонтальными плоскостями (рис. 22.1, з), будут действовать только продольные усилия N_1 и N_2 . На рис. 22.1, з показана P — составляющая поверхностной нагрузки вдоль нормали n к срединной поверхности элемента $dS_1 dS_2$. Для определения равновесного состояния этого элемента спроектируем все силы, действующие на него, на направление нормали n :

$$\left. \begin{aligned} P d S_1 d S_2 - N_1 d S_2 \frac{d \varphi}{2} - \left(N_1 + \frac{\partial N_1}{\partial S_1} d S_1 \right) d S_2 \frac{d \varphi}{2} - \\ - N_2 d S_1 \frac{d \alpha}{2} - \left(N_2 + \frac{\partial N_2}{\partial S_2} d S_2 \right) d S_1 \frac{d \alpha}{2} = 0, \end{aligned} \right\} \quad (22.1)$$

где $d\varphi = dS_1/r_1$; $d\alpha = dS_2/r_2$;

Усилия N_1 и N_2 являются равнодействующими нормальных напряжений, приложенных к сторонам элемента $dS_1 dS_2$:

$$N_1 = \sigma_1 dS_2 t_w; \quad N_2 = \sigma_2 dS_1 t_w. \quad (22.2)$$

Подставляя (22.2) в (22.1) и произведя упрощения, получим известное уравнение равновесия Лапласа:

$$\sigma_1/r_1 + \sigma_2/r_2 = P/t_w. \quad (22.3)$$

В этом уравнении два неизвестных параметра — напряжения σ_1 и σ_2 . Для получения второго уравнения равновесия сделаем горизонтальный разрез оболочки плоскостью, перпендикулярной оси симметрии, и исследуем равновесие отсеченной части оболочки (см. рис. 22.1, а). Спроектируем все силы, приложенные к отсеченной части оболочки, на ось симметрии z :

$$P \pi r_2^2 \sin^2 \varphi - N_1 2 \pi r_2 \sin^2 \varphi = 0, \quad (22.4)$$

откуда $N_1 = Pr_2/2$ или

$$\sigma_1 - N_1/t_w = Pr_2/2t_w. \quad (22.5)$$

Подставляя (22.5) в (22.3), получим

$$\sigma_2 = \sigma_1(2 - r_2/r_1). \quad (22.6)$$

Решение уравнений (22.3) и (22.5) относится к статической задаче безмоментной теории оболочек вращения при осесимметричной нагрузке. Чтобы найти деформации и перемещения в оболочке, к этим уравнениям следует добавить геометрические и физические уравнения.

С помощью формул (22.3) и (22.5) определяются напряжения в любой области оболочки вдали от участков закрепления, сопряжений с другими конструктивными элементами и мест резкого изменения геометрической формы. В частном случае для цилиндрической оболочки из (22.3) получим значения кольцевых напряжений по формуле

$$\sigma_2 = Pr_2/t_w. \quad (22.7)$$

Для сферической оболочки кольцевой и меридиональный радиусы кривизны равны $r_1 = r_2 = r$ и напряженное состояние в каждой точке во всех направлениях одинаково

$$\sigma_1 = \sigma_2 = Pr/2t_w. \quad (22.8)$$

Для конических оболочек $r_1 = \infty$, тогда меридиональные и кольцевые напряжения в любом сечении i определяют по формулам:

$$\sigma_1^i = Pr_2^i/2t_w \cos \beta; \quad \sigma_2^i = Pr_2^i/t_w \cos \beta, \quad (22.9)$$

где β — угол между образующей конуса и его осью (рис. 22.2).

Листовые конструкции рассчитывают на прочность, устойчивость и выносливость. В местах изменения геометрической формы или толщины оболочек, а также изменения нагрузки должны быть учтены местные напряжения (краевой эффект).

Расчет на прочность листовых конструкций (оболочек вращения), находящихся в безмоментном напряженном состоянии, выполняется по формуле

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2 + 3\tau_s^2} \leq R_y \gamma_c, \quad (22.10)$$

где σ_1, σ_2 — нормальные напряжения по двум взаимно перпендикулярным направлениям; τ_s — касательные напряжения; R_y — расчетное сопротивление по пределу текучести, причем не должны быть σ_1 или $\sigma_2 \geq R_y \gamma_c$.

Расчет на устойчивость листовых конструкций выполняется с учетом особенностей их конструктивных форм и нагрузок. Для цилиндрических оболочек вращения, равномерно сжатых вдоль образующих, потеря устойчивости

стенки происходит в меридиональном направлении, и расчетные напряжения определяются по формуле

$$\sigma_1 \leq \gamma_c \sigma_{cr1}, \quad (22.11)$$

где $\sigma_1 = Pr_2/2t_w$ — расчетное меридиональное напряжение в оболочке; σ_{cr1} — критическое напряжение, равное меньшему из значений ψR_y , или cEt_w/r_2 . Значение коэффициента ψ при $0 < r_2/t_w \leq 300$ следует определять по формуле

$$\psi = 0,97 - (0,00025 + 0,95R_y/E)r_2/t_w. \quad (22.12)$$

Значения коэффициента c принимают по таблице.

Значения коэффициента c

r_2/t_w	100	200	300	400	600	800	1000	1500	2500
c	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

Расчет на устойчивость цилиндрических оболочек вращения при действии внешнего равномерного давления P , нормального к боковой поверхности, следует выполнять по формуле

$$\sigma_2 \leq \gamma_c \sigma_{cr2}, \quad (22.13)$$

где $\sigma_2 = Pr_2/t_w$ — расчетное кольцевое напряжение в оболочке.

Критическое напряжение σ_{cr2} определяется по следующим формулам: при $0,5 \leq l/r_2 \leq 10$

$$\sigma_{cr2} = 0,55E(r_2/l)(t_w^2/r_2)^{3/2}; \quad (22.14)$$

при $l/r_2 > 20$

$$\sigma_{cr2} = 0,17E(t_w/r_2)^2, \quad (22.15)$$

где l — длина цилиндрической оболочки.

При $10 < l/r_2 < 20$ напряжение σ_{cr2} следует определять линейной интерполяцией.

Расчет на устойчивость цилиндрической оболочки вращения, подверженной одновременному действию сжимающих нагрузок, равномерно распределенных вдоль образующих, и внешнего равномерного давления P следует выполнять по формуле

$$\sigma_1/\sigma_{cr1} + \sigma_2/\sigma_{cr2} \leq \gamma_c. \quad (22.16)$$

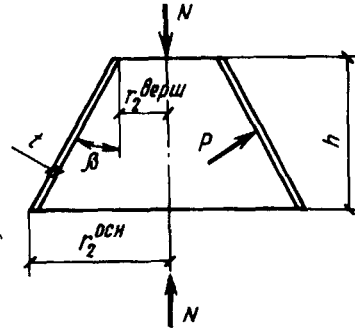


Рис. 22.2. Схема конической оболочки вращения, нагруженной продольным усилием сжатия

Расчет на устойчивость сферической оболочки при $r/t_w \leq 750$ и действии внешнего равномерного давления P , нормального к ее поверхности, производится по формуле

$$\sigma \leq \gamma_c \sigma_{cr}, \quad (22.17)$$

где $\sigma = Pr/2t_w$ — расчетное напряжение в оболочке; $\sigma_{cr} = 0,1Et_w/r$ — критическое напряжение, принимаемое не более R_y .

Расчет на устойчивость конической оболочки вращения, подверженной одновременному действию нагрузки N вдоль ее оси и внешнего равномерного давления P , нормального к боковой поверхности (см. рис. 22.2), выполняется по формуле

$$N/N_{cr} + \sigma_2/\sigma_{cr2} \leq \gamma_c, \quad (22.18)$$

где

$$N \leq \gamma_c N_{cr};$$

$$N_{cr} = 2\pi r_m t_w \sigma_{cr1} \cos^2 \beta;$$

$$r_m = (0,9r_2^{\text{оч}} + 0,1r_2^{\text{вврш}}) \cos \beta;$$

$\sigma_2 = Pr_m/t_w$ — расчетное кольцевое напряжение в оболочке; σ_{cr2} — критическое кольцевое напряжение в оболочке, определяемое по формуле $\sigma_{cr2} = 0,55E(r_m/h)(t_w/r_m)^{3/2}$; h — высота конической оболочки.

Листовые конструкции таких сооружений, как дымовые и вентиляционные трубы, мачты, градирни и другие, проверяемые на резонанс от действия ветра, а также бункера, воспринимающие многократно действующие вибрационные нагрузки, следует проверять расчетом на выносливость по нормам.

В местах, препятствующих свободным деформациям оболочек, проявляется краевой эффект — изгиб. Возникающие при этом эпюры изгибающих моментов M_k по длине оболочки имеют волнообразный резко затухающий характер. Так, в цилиндрических оболочках изгибающий момент первой волны достигает нулевого значения на расстоянии $\pi S_M/4$ от краевой линии (см. рис. 22.1, д). Характеристику можно определить по формуле

$$S_M = 0,78\sqrt{t_w r_2}. \quad (22.19)$$

При сопряжении цилиндрических оболочек с плоским дном краевой момент в оболочке на 1 см длины приближенно определяют по формуле

$$M_k = \alpha Pr_2 t_w^{\text{дн}}, \quad (22.20)$$

где $\alpha = 0,3$ при жестком защемлении и $\alpha = 0,1$ при упругом защемлении цилиндрической оболочки в дно; P — внутреннее давление у места сопряжения.

Дополнительные местные напряжения от изгиба в оболочке определяют по формуле

$$\sigma = M_k/W = 6M_k/(t_w^{\text{дн}})^2 \leq \gamma_c^{\text{кр}} R_y, \quad (22.21)$$

где $\gamma_c^{\text{кр}} = 1,2$.

В СН [7] нет прямых указаний о необходимости проверки листовых конструкций на напряжения от краевого эффекта, однако в некоторых случаях их необходимо оценивать и учитывать. Влияние краевого эффекта должно также учитываться конструктивными мероприятиями: более плавным переходом от одной конструктивной формы оболочки к другой; устройством плавных скосов кромок при изменении толщин листов; применением марок стали с гарантией загиба в холодном состоянии, электродов повышенного качества и т.д.

ГЛАВА 23. РЕЗЕРВУАРЫ

23.1. Общие сведения, классификация и назначение резервуаров

Резервуарами называются сосуды, предназначенные для хранения нефти, нефтепродуктов, сжиженных газов, воды, жидкого аммиака, кислот, технического спирта и других жидкостей. В зависимости от положения в пространстве и геометрической формы резервуары делятся на цилиндрические (вертикальные и горизонтальные), сферические, каплевидные, траншейные и др. По расположению планировочного уровня строительной площадки различают надземные (на опорах), наземные, полузаглубленные, подземные и подводные резервуары.

Резервуары могут быть постоянного и переменного объема. Тип резервуара выбирают в зависимости от свойств хранимой жидкости, режима эксплуатации и климатических особенностей района строительства. Широкое распространение имеют вертикальные и горизонтальные цилиндрические резервуары как наиболее простые при изготовлении и монтаже. Резервуары со стандартной крышей в большинстве своем являются сосудами низкого давления ($P = 0,07$ МПа), в которых хранятся нефтепродукты при малой их оборачиваемости (10—12 раз в год). В этих резервуарах при наполнении их жидкостью образуется избыточное давление в паровоздушной зоне (до 2 кПа), а при опорожнении — вакуум (до 0,25 кПа).

Для хранения нефти и легкоиспаряющихся нефтепродуктов при большой оборачиваемости применяются резервуары с плавающей крышей и понтоном. В них практически отсутствуют избыточное давление и вакуум.

Резервуары повышенного и высокого давления (до 30 кПа) применяются для длительного хранения нефтепродуктов при их оборачиваемости не более 10—12 раз в год.

Для хранения больших объемов сжиженных газов применяют шаровые резервуары, а для хранения бензина с высокой упругостью паров — каплевидные резервуары.

23.2. Вертикальные цилиндрические резервуары низкого давления

Для хранения нефти и нефтепродуктов с низкой упругостью паров применяются обычно вертикальные цилиндрические резервуары постоянного объема со стационарной крышей. Они просты в изготовлении и монтаже и

достаточно экономичны по расходу металла. Объем их колеблется в широких пределах — от 100 до 20 000 м³ для хранения легковоспламеняющихся жидкостей, например бензина, и до 50 000 м³ для хранения горючих жидкостей, например мазута. В дальнейшем по мере разработки противопожарных мероприятий верхние пределы объемов могут быть увеличены.

Резервуары этого типа выполняются, как правило, наземными. Обычно их устанавливают на специально подготовленной песчаной подушке, покрытой гидрофобным слоем.

Основными элементами такого резервуара являются стенка (корпус), днище и крыша (покрытие), выполняемые из листовой стали (рис. 23.1). Эксплуатационное оборудование резервуара состоит из арматуры (устройства для налива, замера и выпуска жидкости), предохранительных клапанов и приспособлений для очистки и осмотра (лестниц, светового и замерного люков, лазов).

По данным В.Г. Шухова, заложившего основы современного резервуаростроения, конструктивные решения основных элементов резервуара в значительной степени зависят от его объема. Им были установлены оптимальные размеры вертикальных цилиндрических резервуаров постоянного объема, при которых расход металла будет наименьшим. Резервуар со стенкой минимальной толщины имеет минимальную массу, если суммарная масса днища и покрытия вдвое меньше массы стенки, а значение оптимальной высоты резервуара определяется по формуле

$$h_{\text{опт}} = \sqrt[3]{(V/\pi)(\Delta/t_w)^2}, \quad (23.1)$$

где V — объем резервуара; Δ — сумма приведенных толщин днища и покрытия; t_w — толщина стенки корпуса резервуара.

В резервуарах вместимостью более 1000 м³ толщина стенки переменна по высоте. Масса такого резервуара получается минимальной, если суммарная масса днища и покрытия равна массе стенки. В этом случае

$$h_{\text{опт}} = \sqrt{\gamma_{\text{ж}} R_{\text{ж}} \Delta / \rho_{\text{ж}}};$$

$$\Delta = t_{\text{вдн}} + t_{\text{вкр}}^{\text{прив}}, \quad (23.2)$$

где $\gamma_{\text{ж}}$ — коэффициент надежности по нагрузке для гидростатического давления жидкости; $\rho_{\text{ж}}$ — удельный вес жидкости, Н/м³.

В связи с тем, что в нашей стране все резервуары объемом до 30 000 м³ изготавливаются методом рулонирования, высоту резервуаров с учетом размеров стенов для изготовления рулонов принимают: $h = 12$ м при $h_{\text{опт}} \leq 14$ м; $h = h_{\text{опт}}$, но не более $h = 18$ м при $h_{\text{опт}} > 14$ м. При этом высота корпуса h принимается кратной ширине стандартного листа (1400, 1500, 2000 мм). Для резервуаров объемом до 1000 м³ оптимальное соотношение $h/D = 1/4$ —1, для резервуаров объемом до 10 000 м³ $h/D = 1/5$ —1/2.

* Стулов Т.Т., Поповский Б.В. и др. Сооружение газохранилищ и нефтебаз. — М.: Недра, 1973. — 368 с.

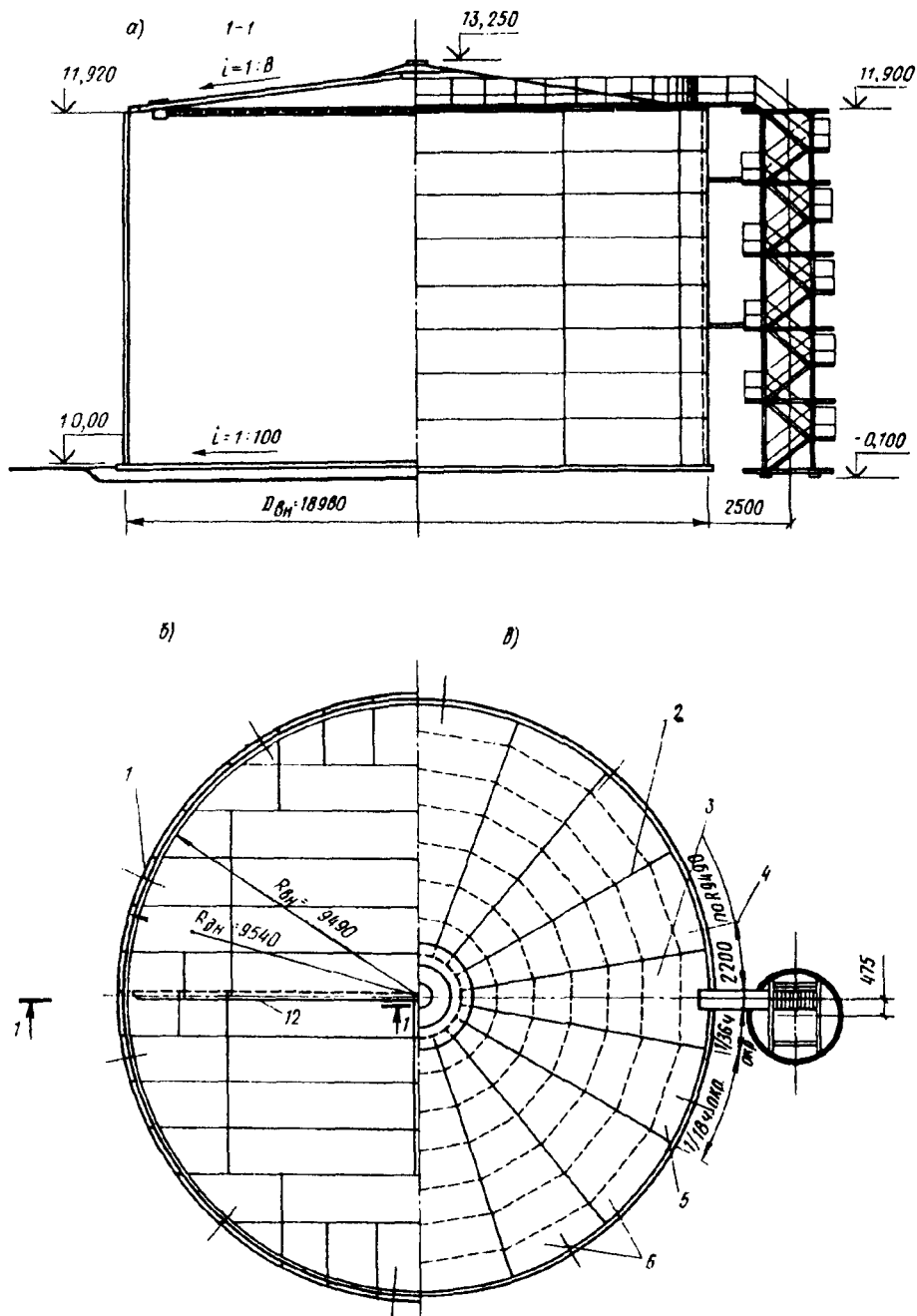


Рис. 23.1. Вертикальный цилиндрический резервуар вместимостью 3000 м³
 а — фасад; б — план днища; в — план покрытия ограждения и площади не показаны; 1 — заводские вертикальные стыки стенки; 2 — монтажные стыки щитов покрытия; 3 — замыкающий щит; 4 — ось монтажного стыка стенки; 5 — начальный щит; 6 — промежуточные щиты

23.2.1. Конструктивные особенности днищ. Так как днище резервуара, опертое на основание, испытывает незначительные напряжения от давления жидкости, его не рассчитывают и толщину листов принимают по конструктивным соображениям с учетом удобства и надежности выполнения сварных соединений и сопротивляемости коррозии.

Большая часть днища состоит из двух и более рулонизируемых полотнищ с шириной, не превышающей размеров стана (обычно 12 м). Полотнища собирают из листов 1500x6000 мм. Размер нахлестки составляет 50—60 мм. При объеме резервуаров до 3000 м³ толщина листов днища $t_{\text{дн}} = 4$ мм, при объеме резервуаров более 3000 м³ $t_{\text{дн}} = 5—6$ мм.

Крайние листы, располагаемые по периферии днища, называют окрайками. Окрайки расположены в зоне действия краевого эффекта. Для резервуаров объемом до 5000 м³ окрайки входят в состав полотнищ, причем толщина их на 2—3 мм больше толщины листов основной части днища. Для резервуаров объемом более 5000 м³ окрайки выполняются в виде отдельных сегментов.

Монтажные соединения полотнищ с окрайками выполняют внахлестку, а монтажные соединения окраек — встык на подкладке. Это достигается фигурной вырезкой листов в монтажных стыках полотнищ. Выпуск окраек за корпус резервуара делается на расстояние около 50 мм.

Стыки окрайков днища и вертикальные стыки листов корпуса следует располагать вразбежку, причем расстояние между стыками должно быть не менее 200 мм.

23.2.2. Конструирование стенок. В нашей стране резервуары объемом более 30 000 м³ монтируют листовым методом, а до 30 000 м³ изготавливают по индустриальной технологии методом рулонирования. Стенка резервуара (корпус) изготавливается на автоматизированных станах (шириной 12 и 18 м) в виде свернутых в рулоны сварных полотнищ из стандартных листов размером 1500x6000 мм (после строжки кромок 1490x5980 мм). Для резервуаров объемом 20 000 м³ и более используются листы размером 2000x8000 мм (1990x7980 мм). Минимальная толщина листов встык — 4 мм, максимальная с учетом возможности разворачивания рулона без остаточных деформаций — 17 мм.

Стенки массой до 60 т (при перевозке на железнодорожных платформах) поставляются в виде одного рулона, более тяжелые — в виде двух и более рулонов. Рулоны образуются путем наворачивания полотнищ на каркас шахтной лестницы или на специально изготовленный каркас. В соответствии с ограничениями габаритных грузов, перевозимых железнодорожным транспортом, диаметр рулонов не должен превышать 3250 мм.

Ширина рулона (обычно от 9 до 18 м) должна быть кратной ширине исходного листа. В настоящее время во всех типовых проектах резервуаров объемом 10 000 м³ и более принята унифицированная высота стенки, равная 18 м, а для резервуаров объемом до 5000 м³ — 12 м. Все вертикальные (меридиональные) и горизонтальные (кольцевые) соединения между листами выполняют встык. В резервуарах объемом до 1000 м³ толщина листов стенки не изменяется по высоте корпуса. Длина развертки полотнища должна быть кратной длине листов. При необходимости к целому числу листов допускается добавлять вставку, равную 1/2, 1/3 или 1/4 длины листа для лучшего приближения фактического объема резервуара к заданному.

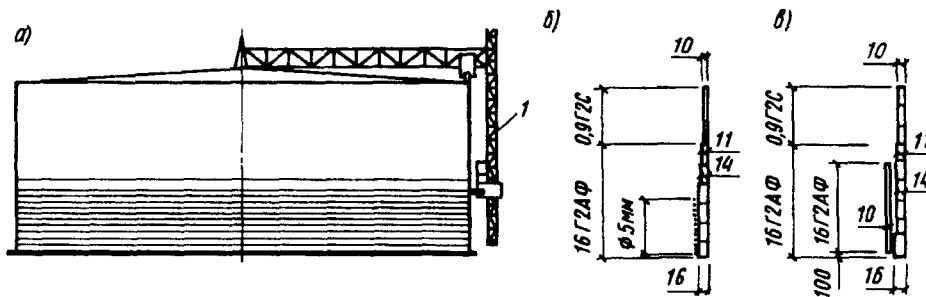


Рис. 23.2. Усиление корпуса резервуара

а — схема предварительно напряженного резервуара; *б* — предварительно напряженная стенка резервуара объемом 100 тыс. м³; *в* — двухслойная стенка резервуара объемом 100 тыс. м³; 1 — навивочная машина

В зависимости от длины развертки полотнищ при соединении их между собой образуется один или несколько монтажных стыков. Края рулонов должны выступать на 100 мм в каждую сторону от оси стыка. Перед выполнением монтажного стыкового шва эта нахлестка полотнищ отрезается.

Для того чтобы обеспечить строительство крупных резервуаров объемом 50 000 м³ и более с использованием метода рулонирования, стенки нижней части корпуса можно усилить бандажами или предварительным напряжением, создаваемым путем обмотки стенок высокопрочной проволокой или лентами, а также устраивать двухслойную рулонизируемую стенку¹ (рис. 23.2).

23.3. Расчет стенки корпуса резервуара

23.3.1. Общие положения. Стенка корпуса является несущим элементом резервуара и рассчитывается по методу предельных состояний в соответствии с требованиями СН [7]. Нормативные нагрузки, действующие на стенку резервуара, а также коэффициенты перегрузки принимают в соответствии со СНиП 2.01.07—85. Кроме того, принимаются следующие дополнительные содержащиеся в СНиП 2.09.03—85 коэффициенты надежности по нагрузкам и коэффициенты условий работы: для избыточного давления и вакуума $\gamma_p = 1,2$; при расчете нижнего пояса стенки резервуара на прочность $\gamma_c = 0,7$, при расчете остальных поясов стенки резервуара на прочность $\gamma_c = 0,8$; при расчете стенки на устойчивость $\gamma_c = 1$; при расчете узла сопряжения стенки с днищем $\gamma_c^{kp} = 1,2$; при расчете на устойчивость вертикальных стенок от действия ветровой нагрузки $\gamma_w = 0,5$; при расчете сферических крыш резервуаров на снеговую нагрузку $\gamma_s = 0,7$.

23.3.2. Расчет на прочность. Стенку резервуара рассчитывают на прочность по безмоментной теории как цилиндрическую оболочку, работающую на растяжение от действия гидростатического давления жидкости и избыточного давления газа в паровоздушной среде между свободной поверхностью жидкости и крышей резервуара.

¹Беленя Е.И., Астряб С.М., Рамазанов Э.Б. Предварительно напряженные металлические листовые конструкции. — М.: Стройиздат, 1979.

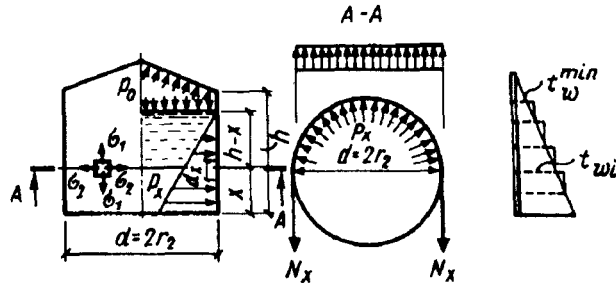


Рис. 23.3. Расчетная схема вертикального цилиндрического резервуара

Условие прочности оболочки в кольцевом направлении (по вертикальным стыковым швам) представляется в виде

$$\sigma_2 = p_x r / t_w \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (23.3)$$

где p_x — расчетное давление на расстоянии x от дна резервуара (рис. 23.3), $p_x = \rho_{ж} [(h - x - 30 \text{ см}) \gamma_{ж} + p_{и} \gamma_p]$; $\rho_{ж}$ — удельный вес жидкости, кН/м^3 ; $\gamma_{ж} = 1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке для гидростатического давления жидкости; $p_{и}$ — нормативное значение избыточного давления в паровоздушной среде; $\gamma_p = 1,2$ — коэффициент надежности по нагрузке для избыточного давления паровоздушной смеси; $\gamma_c = 0,7$ — для нижнего пояса (для остальных поясов $\gamma_c = 0,8$).

Требуемую толщину нижнего пояса стенки резервуара можно определить по формуле

$$t_{w1}^{\text{треб}} = p r / R_{wy} \gamma_c, \quad (23.4)$$

$$p = \rho_{ж} (h - 30) \gamma_{ж} + p_{и} \gamma_p.$$

Толщину листов вышележащих поясов стенки резервуара обычно определяют графически. Для этого толщину нижнего пояса откладывают на уровне дна и соединяют прямой линией с точкой на уровне верха корпуса (см. рис. 23.3). Полученная треугольная эпюра характеризует закон распределения материала по высоте корпуса, по которому устанавливают толщину всех поясов с учетом толщины проката, причем $t_w^{\text{min}} = 4 \text{ мм}$.

23.3.3. Расчет на устойчивость. Верхние пояса стенки корпуса в результате расчета на прочность получают сравнительно небольшой толщины, поэтому их необходимо проверить на устойчивость по формуле (22.16).

Меридиональные продольные сжимающие напряжения в стенке определяются по формуле

$$\sigma_1 = [P_{кр} + (P_s + P_{рвак} - P_w) \psi] (r / 2 t_w^{\text{min}}) + \sigma_w, \quad (23.5)$$

где $P_{кр}$ — нагрузка от собственного веса крыши и установленного на ней оборудования, кН/м^2 ; P_s — нагрузка от снега на крышу, кН/м^2 ; $P_{рвак}$ — нагрузка от вакуума, кН/м^2 ; P_w — ветровая нагрузка на крышу (отсос), кН/м^2 ; $\psi = 0,9$ — коэффициент сочетания нагрузок; σ_w — напряжения от собственного веса вышерасположенного участка стенки толщиной t_w^{min} .

Снеговая нагрузка вычисляется по формуле

$$P_s = \gamma_s S_0 c, \quad (23.6)$$

где $\gamma_s = 1,4$ — коэффициент надежности для снеговой нагрузки; S_0 — нормативное значение нагрузки от снегового покрова для рассматриваемого места строительства, принимаемое по СНиП 2.01.07—85; c — коэффициент, учитывающий характер распределения снега на крыше резервуара.

Нагрузка от вакуума

$$P_{рвак} = \gamma_{рвак} P_{вак}, \quad (23.7)$$

где $\gamma_{рвак} = 1,2$; $P_{вак}$ — нормативное значение нагрузки от вакуума, кН/м^2 .

Ветровая нагрузка, создающая эффект отсоса для крыши и вызывающая меридиональные растягивающие напряжения в стенке резервуара, определяется по формуле

$$P_w = W_0 c_{e2} \gamma_w, \quad (23.8)$$

где W_0 — нормативный скоростной напор, кН/м^2 , принимаемый в зависимости от района строительства по СНиП 2.01.07—85; $c_{e2} = 0,8$ — аэродинамический коэффициент для крыши; $\gamma_w = 0,8$ — коэффициент надежности по нагрузке (для ветровой нагрузки — отсоса).

Напряжения от собственного веса участка стенки толщиной t_w^{\min} определяются по формуле

$$\sigma_w = \rho_w i h_n \gamma_w, \quad (23.9)$$

где ρ_w — удельный вес стали; i — число поясов выше рассматриваемого уровня; h_n — ширина листа одного пояса, м; $\gamma_w = 1,05$ — коэффициент надежности по нагрузке (для собственного веса стенки).

Кольцевые напряжения в стенке от действующих нагрузок

$$\sigma_2 = (P_w + P_{рвак}) \psi^c (r/t_w^{\min}), \quad (23.10)$$

где $\psi^c = 0,9$.

Ветровая нагрузка условно принимается равномерно распределенной по окружности корпуса:

$$P_w = c_i W_0 \gamma_w K, \quad (23.11)$$

где $c_i = 0,8$ (при $h/2r \approx 1$); $\gamma_w = 0,5$; K — коэффициент, учитывающий изменения скоростного напора по высоте и принимаемый по СНиП 2.01.07—85 (при $h \leq 12$ м принимается $K = 1$) [7].

Нагрузка от вакуума вычисляется по формуле (23.7).

Меридиональное критическое напряжение в стенке определяется по формуле

$$\sigma_{cr1} = c E t_w^{\min} / r \quad (23.12)$$

или

$$\sigma_{cr1} = \psi^c R_y, \quad (23.12a)$$

где ψ^c — определяется по формуле (22.12).

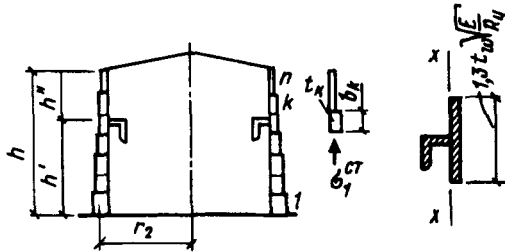


Рис. 23.4. Схема усиления стенки резервуара кольцами жесткости

Кольцевое критическое напряжение в стенке определяется по формуле

$$\sigma_{cr2} = (0,55 t_w^{cp} / h) \sqrt{t_w^{cp} / r}, \quad (23.13)$$

где t_w^{cp} — средняя толщина стенки; h — высота корпуса.

Если в результате расчета по формулам (22.16) и (23.5—23.13) устойчивость стенки оказалась не обеспеченной, то целесообразно не увеличивать ее толщину, а установить одно или несколько промежуточных колец жесткости, что позволит повысить критическое кольцевое напряжение за счет замены в расчете всей высоты корпуса на высоту участков между кольцами жесткости h' и h'' (рис. 23.4).

В этом случае зоны стенки h' и h'' проверяют по формуле (22.16) отдельно при своих значениях t_w^{\min} и t_w , вычисляя σ_{cr2} при $h = h'$ и $h = h''$.

Критическая сила в кольце жесткости должна быть больше действующего в нем усилия от нагрузки, определяемой по формуле

$$P_2 = (\gamma_{рвак} P_D + c_1 W_0 \gamma_{wK}) \gamma_r, \quad (23.14)$$

$$\text{т.е. } N_{cr} \geq P_2 a r, \quad (23.15)$$

где

$$a = (h' + h'') / 2$$

$$\text{(см. рис. 23.4). Тогда } 3EI_x / r^2 \geq P_2 a r. \quad (23.16)$$

Из условия (23.16) определяют требуемое значение I_x и подбирают соответствующий профиль промежуточного кольца жесткости.

23.3.4. Расчет сопряжения стенки с днищем. В зоне сопряжения стенки корпуса резервуара с днищем за счет стесненности радиальных деформаций стенки с днищем возрастает быстро затухающий изгибаемый момент (см. рис. 22.1, д). Если принять это днище абсолютно жестким на растяжение и недеформируемым, то в этом случае можно считать, что меридиональное напряжение в нижней части стенки определяется с учетом местного изгибающего момента:

$$\sigma_1^* = g / t_w + 6M / t_w^2 \leq \gamma_c^{kp} R_{wy}, \quad (23.17)$$

где M — определяется по приближенной формуле:

$$M \approx 0,1 P r t_{w1}, \text{ кН} \cdot \text{см/ем};$$

$$P = \gamma_j \rho_j (h - 30 \text{ см}) + \gamma_{pPi};$$

$\gamma_c^{kp} = 1,2$; t_{w1} — толщина стенок нижнего пояса корпуса СВЦР.

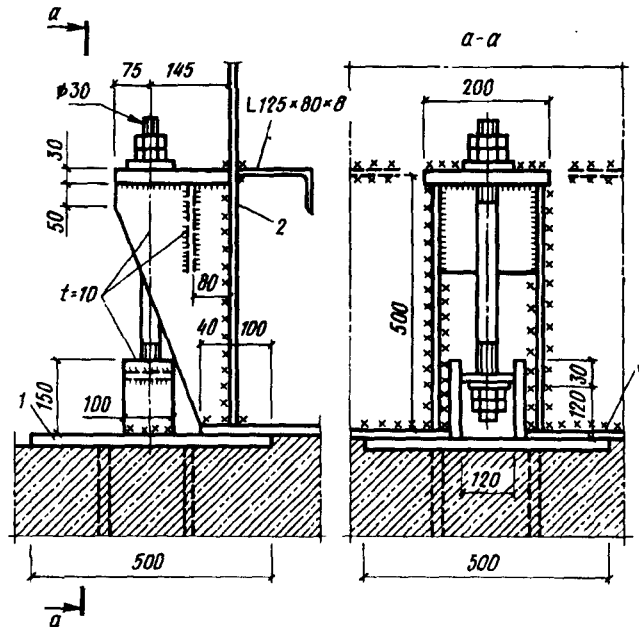


Рис. 23.5. Узел сопряжения стенки корпуса резервуара с дном
1 — закладная плита; 2 — стенка резервуара; 3 — дно резервуара

Расчет сварных швов узла сопряжения стенки с дном производится на действие осевых сил и местного изгибающего момента (рис. 23.5):

$$T = g \cdot l \text{ см} + M/t_{w1} \leq \beta f k_f R_{wf}. \quad (23.18)$$

Тогда

$$k_f = (g \cdot l \text{ см} + M/t_{w1}) / \beta f R_{wf}. \quad (23.19)$$

23.4. Расчет анкерного крепления корпуса резервуара

Анкерные крепления препятствуют отрыву дна корпуса пустого резервуара от основания при действии внутреннего избыточного давления $p_{и}$ и размещаются на расстоянии не более 2—2,5 м друг от друга. Подъемная сила вычисляется по формуле

$$N_{п} = \gamma_p P_{и} \pi r^2. \quad (23.20)$$

Удерживающая сила

$$N_y = \gamma_G(G_W + G_{кр} + G_{окр}), \quad (23.21)$$

где $\gamma_G = 0,9$ — коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса конструкций резервуара; $G_W = 2 \pi r \rho_w \sum_{i=1}^n t_i h_i$, кН, — вес стенки; $G_{кр}$ — вес крыши; $G_{окр} = 0,2 \pi r^2 \rho_w t_{окр.дн}$, кН — вес ок-райков днища.

Если $N_y < N_{п}$, то необходима установка анкерных устройств. Условия прочности анкерных болтов записывается в виде

$$N_{п} - N_y \leq n_{анк} A_{bn} R_{ba} \gamma_b, \quad (23.22)$$

где $n_{анк}$ — число анкерных болтов; A_{bn} — площадь сечения болта нетто; R_{ba} — расчетное сопротивление растяжению анкерных болтов; $\gamma_b = 1$ — коэффициент условий работы соединения.

Пользуясь формулой (23.22), обычно определяют сечение анкерного болта A_{bn} .

23.5. Конструирование и основные положения расчета крыши

Стационарная крыша вертикальных цилиндрических резервуаров низкого давления выполняется из транспортабельных щитов заводского изготовления и представляет собой самонесущий купол в виде одной из следующих схем:

- а) ребристый конический для резервуаров объемом до 5000 м³ (см. рис. 23.1);
- б) ребристый, сферический для резервуаров объемом 6000 м³ и более (рис. 23.6);
- в) сетчатый сферический для резервуаров объемом от 1000 до 50 000 м³ (рис. 23.7).

Крыши, выполняемые по схеме "а", состоят из начального, промежуточного и замыкающего плоских щитов, которые отличаются друг от друга только типом радиальных ребер. Крыши по схеме "б" выполняются из предварительно укрупненных секторных блоков, состоящих из щитов с гнутыми радиальными ребрами. В состав каждого щита входит стальной настил толщиной 2,5—4 мм, прикрепленный дополнительно вспомогательными кольцевыми ребрами.

При монтаже крыши щиты (блоки) одним концом опираются на центральное кольцо, поддерживаемое в период монтажа временной стойкой, а другим — на опорное кольцо, расположенное по периметру стенки резервуара (схема "б"), или непосредственно на верхнюю кромку стенки (схема "а"). При этом для схемы "а" функцию опорного кольца выполняет конструкция, в состав которой входят настил толщиной в опорной части щита увеличенной до 6 мм, и окаймляющий щит уголок, приваренный к верхней кромке стенки резервуара (рис. 23.8). Для удобства монтажа щитов крыши и обеспечения плотности их прилегания к стенке применяют специальные конструктивные элементы — "ловители".

Крыши по схеме "в" представляют собой сферический купол, который собирают из унифицированных щитов. Щит образуется из плоского стального

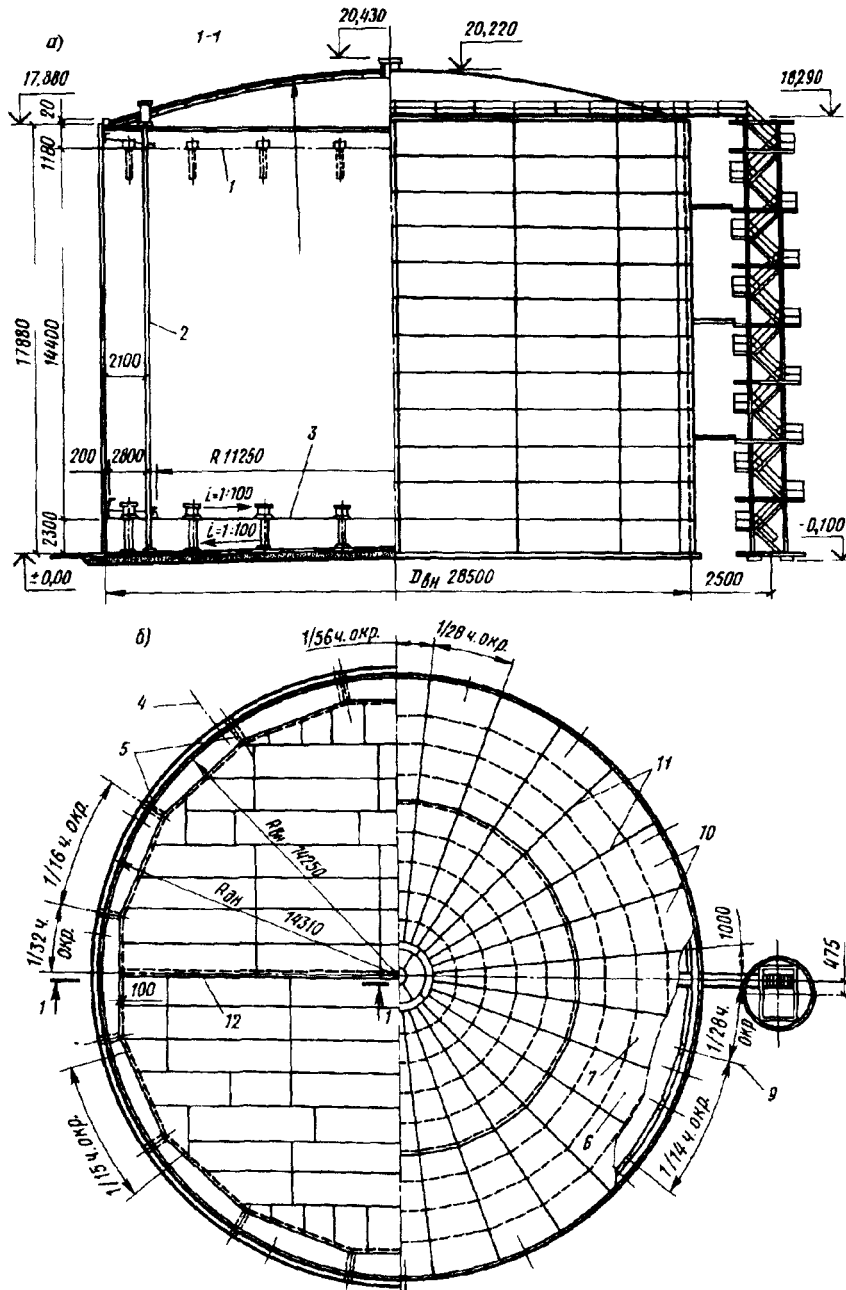
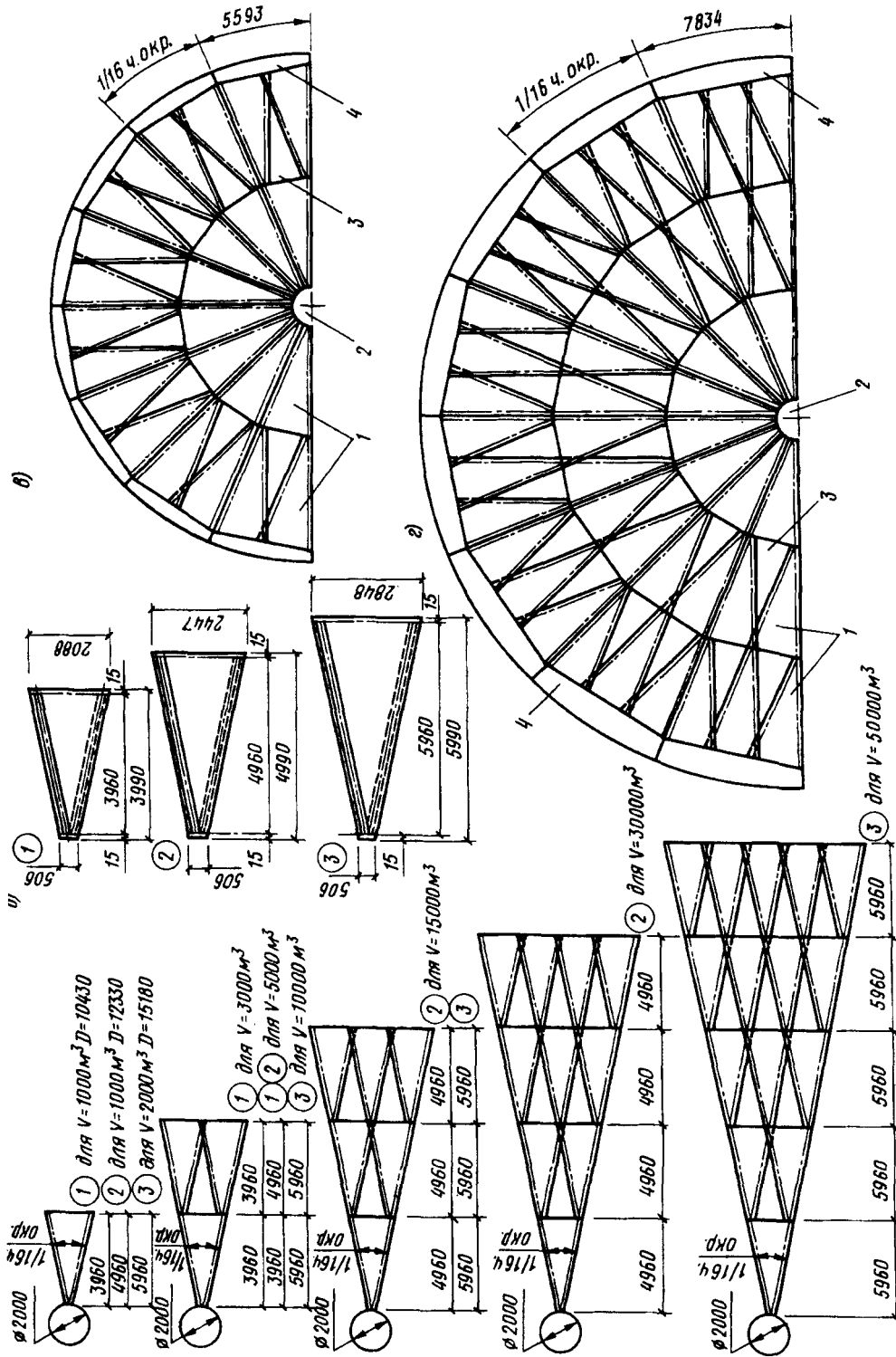


Рис. 23.6. Вертикальный цилиндрический резервуар вместимостью 10 тыс. м³

а — фасад; б — план днища; в — план покрытия; 1 — высшее положение понтона; 2 — направляющая труба $\varnothing 325 \times 8$; 3 — положение понтона на опорах; 4 — ось монтажного стыка стенки; 5 — монтажные стыки окраек; 6 — укрупненный начальный щит; 7 — укрупненный замыкающий щит; 8 — опорное кольцо; 9 — ось стыка опорного кольца; 10 — укрупненные промежуточные щиты; 11 — оси ребер щитов; 12 — монтажный стык днища



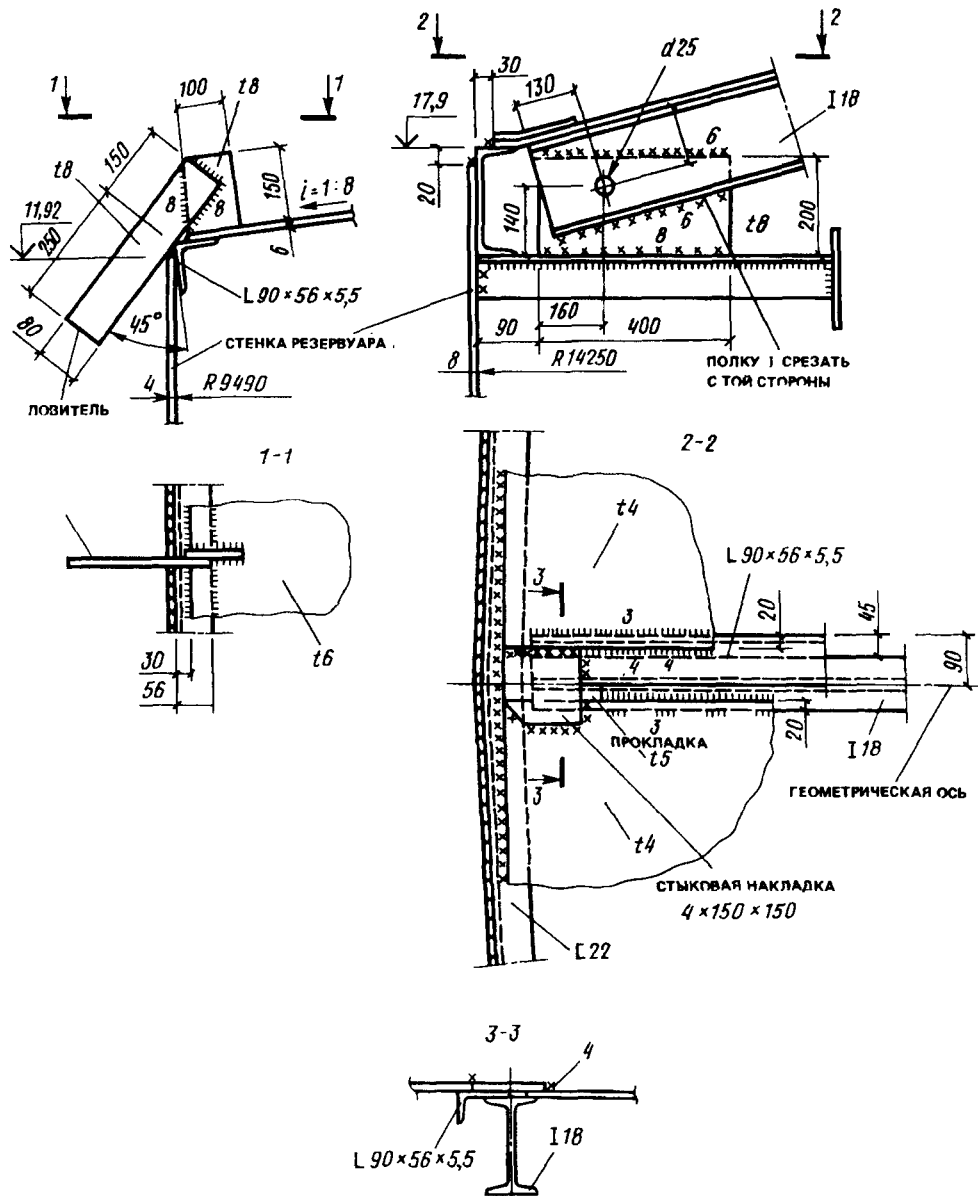


Рис. 23.8. Узел сопряжения конической крыши и стенки резервуара

Рис. 23.7. Покрытие из унифицированных элементов резервуаров вместимостью от 1 до 50 тыс. м³
 а — схемы укрупненных секторных монтажных щитов покрытия; б — унифицированные щиты покрытия; в — схема покрытия резервуара $V = 10\,000\text{ м}^3$; г — то же, $V = 20\,000\text{ м}^3$; 1 — щиты покрытия; 2 — центральное кольцо; 3 — вставка; 4 — опорное кольцо

листа толщиной 3—4 мм, подкрепленного по двум радиальным кромкам ребрами из гнутого швеллера с разных сторон листа. При укрупнении в секторные блоки щиты между собой соединяются внахлестку, а просветы между ними заполняются листовыми вставками.

Сетчатая структура каркаса с большой повторяемостью ячеек одинаковой формы позволяет применять всего пять типоразмеров щитов (см. рис. 23.7) для крыш резервуаров в широком диапазоне объемов — от 1000 до 50 000 м³, что создает хорошие условия для их поточного изготовления.

Расход металла на унифицированные крыши снижается на 12%, стоимость — на 13%, а трудоемкость изготовления (на поточной линии) — в 1,5—2 раза по сравнению с аналогичными показателями крыш резервуаров, выполненных по типовым проектам.

При расчете крыши резервуара низкого давления необходимо учитывать две комбинации нагрузок:

1) нагрузки, действующие на крышу сверху вниз: вес конструкций крыши и теплоизоляции, снег, вакуум:

$$P_{\downarrow} = P_{\text{кр}} + P_{\text{изол}} + (P_s + P_{\text{рвак}})\psi, \quad (23.23)$$

где $\psi = 0,9$; $P_{\text{кр}} = g_{\text{кр}} \gamma_{\text{кр}}$; $P_{\text{изол}} = g_{\text{изол}} \gamma_{\text{изол}}$; $P_s = \gamma_s S_0 c$; $P_{\text{рвак}} = \gamma_{\text{рвак}} P_{\text{рвак}}$;

2) нагрузки, действующие на крышу снизу вверх: внутреннее избыточное давление в паровоздушной среде, ветровой отсос, собственный вес крыши:

$$P_{\uparrow} = [(\gamma_p p_{\text{и}} + \gamma W W_0 c)\psi - g_{\text{кр}} \gamma_{\text{кр}}], \quad (23.24)$$

где $\gamma_p = 1,2$; $\gamma W = 1,4$; $c = 0,8$; $\psi = 0,9$; $\gamma_{\text{кр}} = 0,9$.

При расчете на вторую комбинацию вес теплоизоляции и снеговая нагрузка не учитываются, а вес самой крыши вычитается из расчетной нагрузки, действующей снизу вверх.

Если $P_{\uparrow} < 0$, то рассматривается только первая комбинация нагрузок.

В щитовых конических или сферических крышах основными несущими элементами являются радиальные ребра в виде прокатных двутавров или швеллеров, которые рассчитываются по схеме трехшарнирной арки, состоящей из двух ребер одного диаметра корпуса резервуара (рис. 23.9).

Для первой комбинации нагрузок P_{\downarrow} опорные реакции и усилия в ребрах определяются по формулам:

$$V_1 = P_{\downarrow} br/2 \text{ кН}; \quad (23.25)$$

$$H_1 = P_{\downarrow} br^2/6f \text{ кН}; \quad (23.26)$$

$$M_{1\text{max}} = P_{\downarrow} br^2/9\sqrt{3} \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (23.27)$$

$$N_1 = H_1 \sqrt{1 + (f/r)^2} \text{ кН}. \quad (23.28)$$

Высота ребра ориентировочно назначается из условия $h_p \approx r/40$. Так как при этой комбинации нагрузок ребро оказывается сжато-изогнутым, то его необходимо проверить на устойчивость

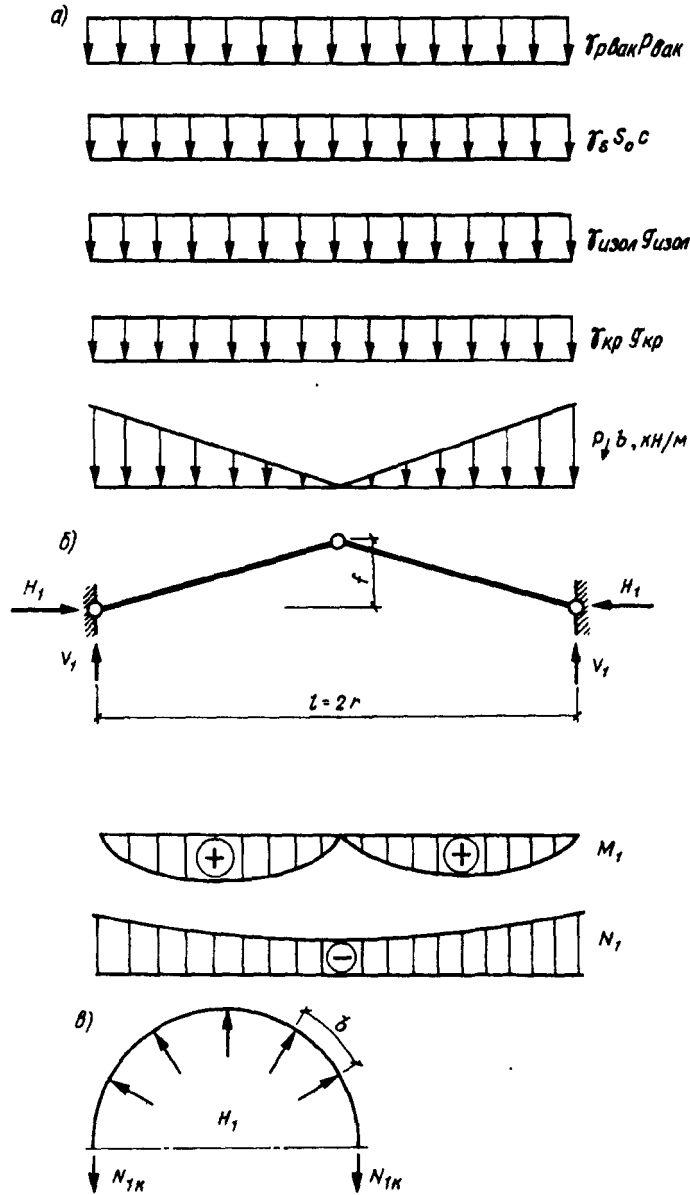


Рис. 23.9. Схема нагружения крыши "сверху-вниз"
 а — схема нагрузок; б — расчетная схема радиальных ребер; в — схема нагружения опорного кольца

$$\sigma = N_{1\max} / \varphi_e A \leq R_y \gamma_c,$$

где A — площадь сечения ребра, принятого с учетом его ориентировочной высоты h_p ; φ_e — коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии.

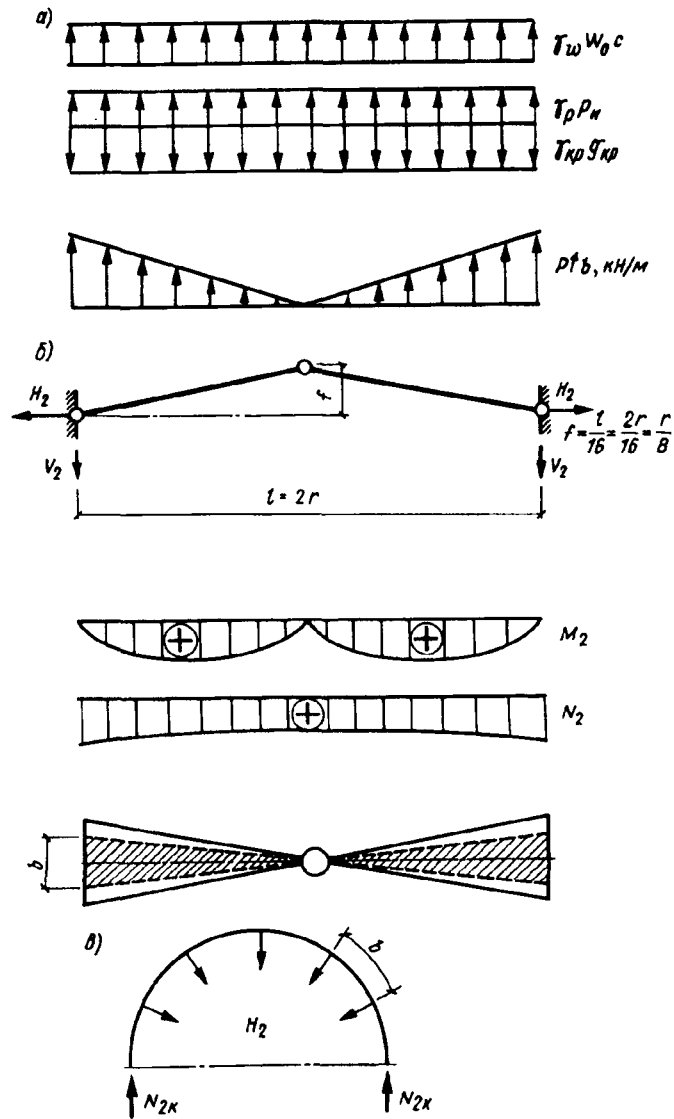


Рис. 23.10. Схема нагружения крыши "снизу-вверх"
a — схема нагрузок; *б* — расчетная схема радиальных ребер; *в* — схема нагружения опорного кольца

Опорное кольцо в этом случае растянуто и рассчитывается на прочность

$$\sigma = N_{1к} / A_k \leq R_y \gamma_c,$$

где $N_{1к} = H_1 r / b$; A_k — площадь сечения кольца, включающая площадь сечения швеллера (уголка) и площадь сечения участка стенок шириной, равной $1,3 t_w \sqrt{E / R_y}$.

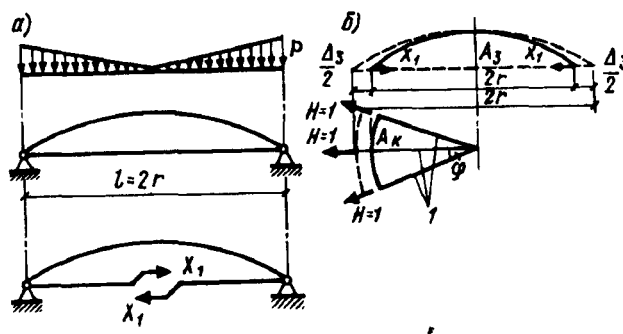


Рис. 23.11. Расчетные схемы

a — двухшарнирная арка с затяжкой (расчетная схема и основная система);
б — арка для определения сечения условной затяжки; 1 — ребра

Если $P_k > 0$, то необходимо рассматривать и вторую комбинацию нагрузок (23.24). В этом случае опорные реакции и расчетные усилия в ребрах и опорном кольце $V_2, H_2, M_2, N_2, N_{2k}$ имеют обратные знаки (рис. 23.10) и определяются умножением величины $V_1, H_1, M_1, N_1, N_{1k}$ на значение параметра $k = P_k / P_d$.

Радиальное ребро оказывается растянуто-изогнутым и рассчитывается на прочность

$$\sigma = N_2/A + M_2/W \leq R_y \gamma_c.$$

При этой комбинации нагрузок опорное кольцо сжато и проверяется на устойчивость аналогично кольцу жесткости, расположенному на стенке корпуса резервуара, на усилие N_{2k} .

Эффективными крышами являются сферические щитовые покрытия с радиальными ребрами жесткости и кольцом жесткости, расположенным по наружному контуру сферы. При расчете на равномерно распределенную вертикальную нагрузку покрытие расчленяют на отдельные плоские арки, состоящие из двух диаметрально расположенных криволинейных щитов. Каждую такую арку рассчитывают как плоскую двухшарнирную арку с условной затяжкой. Расчетные схемы двухшарнирной арки представлены на рис. 23.11.

Площадь сечения условной затяжки A_3 определяется из условия равенства ее деформаций Δ_3 деформациям опорного кольца сечением A_k в радиальном направлении Δ_k по формуле $A_3 = 2\pi A_k/n$, где n — число ребер в куполе.

Задача является однажды статически неопределимой с одним неизвестным $X_1 = H$, где H — распор. За основную систему принимается арка с разрезанной затяжкой, к которой приложена единичная сила $X_1 = 1$ (см. рис. 23.11, *a*). От воздействия силы $X_1 = 1$ в арке возникает изгибающий момент $M_1 = -y$, продольная сила $N_1 = -\cos \varphi$ и поперечная сила $Q_1 = \sin \varphi$, а в затяжке — сила $H_1 = 1$. Неизвестное $X_1 = H$ определяется из решения канонического уравнения

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

где Δ_{1p} — грузовой член от всех нагрузок; $\mathcal{E}_{11} = (1/EI) \int M^2 dx$ — сумма единичных перемещений от всех нагрузок; здесь $M = \sum M_i$; M_i — балочные изгибающие моменты от всех перечисленных нагрузок.

Суммарные значения M_x и Q_x в сечении x определяют по формулам:

$$M_x = M_x^0 + M_H = -\frac{pl_x}{4} \left(1 - \frac{x}{l} - \frac{4}{3} \frac{x^2}{l^2}\right) - yH;$$

$$Q_x = Q_x^0 + Q_H = -\frac{pl_x}{4} \left(1 - \frac{x}{l}\right)^2 + H \sin \varphi,$$

где l — пролет арки; M_x^0 , Q_x^0 — соответственно балочный изгибающий момент и поперечная сила; M_H , Q_H — соответственно изгибающий момент и поперечная сила от распора $\chi = H$.

23.6. Конструкция резервуаров с понтоном

Одной из разновидностей вертикальных цилиндрических резервуаров со стационарной крышей является резервуар с понтоном, который применяют для сокращения потерь на испарение нефти и нефтепродуктов. Понтон состоит из понтонного кольца, обеспечивающего плавучесть всего понтона, и центральной части из плоских стальных листов толщиной 4 мм, изготовляемых методом рулонирования. Понтонное кольцо выполняется из замкнутых коробов или открытых отсеков, разделенных радиальными стенками. Между стенкой резервуара и наружной стенкой понтона имеется зазор шириной 200—275 мм. Для герметизации этого пространства устанавливают уплотняющие затворы жесткого или мягкого типа. Понтонное кольцо в нижнем положении опирается на стойки, расположенные по концентрическим окружностям, число которых зависит от объема резервуара.

23.7. Конструкция резервуаров с плавающей крышей

При кратковременном хранении больших объемов нефтепродуктов (от 10 тыс. до 100 тыс. м³) значительное сокращение потерь от испарения достигается в резервуарах с плавающей крышей (рис. 23.12). Подобные конструкции целесообразны для строительства в южных и средних широтах.

Плавающая крыша выполняется в виде кольцевого понтона с одностенчатым диском в средней части или в виде пустотелого двухстенчатого диска. На нижней стороне крыши крепятся опорные стойки высотой 1,5—2 м, которые служат для осмотра и ремонта крыши и днища резервуара. Крыша имеет уклон к центру для сбора дождевой воды, удаляемой с помощью гибкого шланга и насоса. На крыше размещаются люки, замерные устройства, предохранительные и вакуумные клапаны. Для обслуживания резервуара предусматривается внутренняя катучая лестница, нижней конец которой пе-

ремещается по специальной опорной ферме, закрепленной на крыше. Верхний конец лестницы шарнирно прикреплен к стенке резервуара.

Крыша сопрягается с корпусом резервуара с помощью специальных затворов различной конструкции для обеспечения герметизации пространства под крышей. Для придания открытой сверху стенке резервуара необходимой жесткости и устойчивости в пределах верхнего пояса устанавливаются кольца жесткости, которое одновременно является и ходовой площадкой.

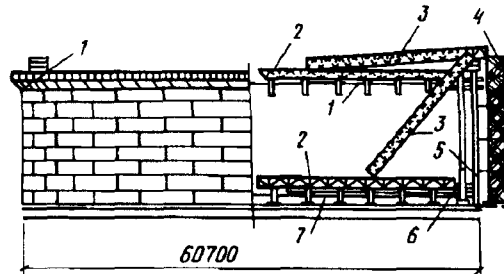


Рис. 23.12. Вертикальный цилиндрический резервуар объемом 50 тыс. м³ с плавающей крышей

1 — кольцо жесткости; 2 — рельсовый путь; 3 — катушечная лестница; 4 — шахтная лестница; 5 — зазор между стенкой резервуара и понтоном; 6 — закрытые отсеки понтона; 7 — плавающая крыша

23.8. Вертикальные цилиндрические резервуары повышенного давления

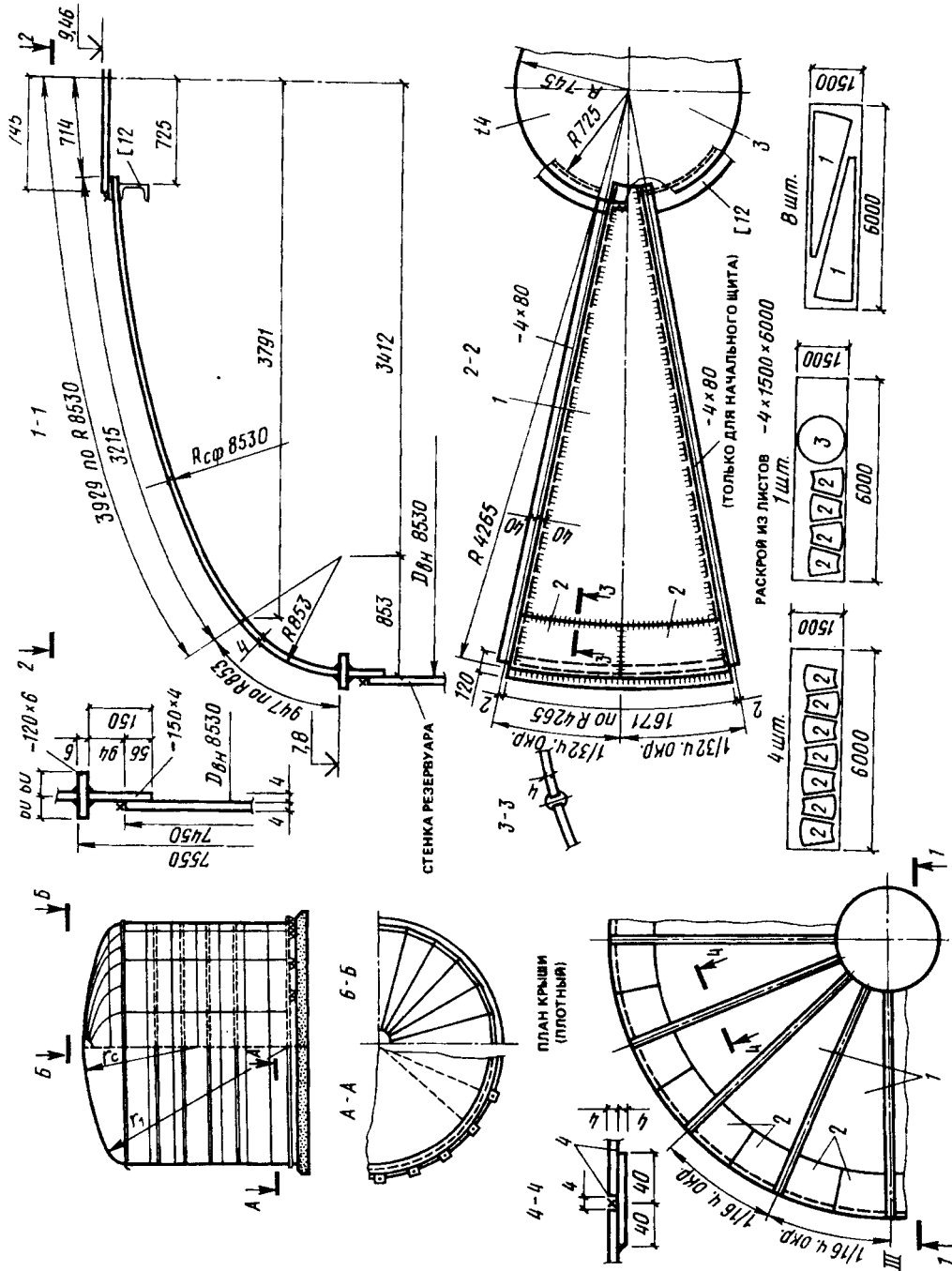
Резервуары повышенного давления применяются для хранения легкоиспаряющихся нефтепродуктов, например бензина. Для эффективной борьбы с потерями бензина в паровоздушной среде создается избыточное повышенное давление 10—70 кПа. В связи с этим необходимо специальное конструктивное оформление, прежде всего крыши резервуара, которая выполняется торосферической или сфероцилиндрической. Наиболее часто применяется сфероцилиндрическая крыша (рис. 23.13).

Особенностью такой крыши является то, что она состоит из цилиндрических лепестков, образующих поверхность, близкую к поверхности вращения. Лепестки вальцуются только в меридиональном направлении. Между сфероцилиндрической поверхностью и стенкой имеется торцовая вставка, также имеющая кривизну только в меридиональном направлении.

Радиус кривизны сферической крыши равен диаметру корпуса резервуара ($r_{сф} = 2r_2$), а радиус кривизны торцевой вставки принимается равным $0,1D$. Такое решение значительно проще и дешевле сферической крыши, требующей вальцовки листов в двух направлениях. Так как нижняя кромка крыши в плане образует многоугольник, то сопряжение стенки с крышей выполняется с помощью свальцованного швеллера, служащего одновременно верхним кольцом жесткости.

Плоское днище и стенка рулонятся так же, как для резервуаров низкого давления.

Еще одна особенность таких резервуаров связана с возможностью подъема стенки от избыточного давления в паровоздушной среде при незначительном количестве жидкости в резервуаре. Для устранения открыва краев днища от песчаного основания нижняя часть корпуса снабжена грунтовым противовесом в виде анкеров с железобетонной плитой снизу (см. рис. 23.13). Анкерные болты через специальные столики прикрепляются к стенке резервуара, а другим концом заделываются в железобетонные плиты, размещаемые



по периметру резервуара. На плиты укладывают с уплотнением грунт, который вместе с плитами служит противовесом, уравнивающим усилие, отрывающее резервуар от основания.

Усилия в анкерных болтах определяются по формуле

$$N_{\alpha}^{\text{анк}} \geq (\gamma_p \rho_{\text{при}} \pi r^2 - \gamma G G) / n, \quad (23.29)$$

где G — вес крыши стенки и части днища (шириной примерно 0,5—1 м), препятствующий подъему резервуара, кН; $\gamma G = 0,9$ — коэффициент недогрузки; n — число болтов.

В зависимости от значения $N_{\alpha}^{\text{анк}}$ определяют сечение болта и размеры железобетонных плит и грунтовых противовесов.

К резервуарам повышенного давления относятся также изотермические резервуары для хранения при постоянной отрицательной температуре сжиженных газов, например жидкого аммиака (рис. 23.14). Стенки и крыша двойные. Крыша внутреннего резервуара тороидальная, а наружного — сферическая. В промежутке между корпусами резервуара находится теплоизоляция — плиты из стекловаты между днищами и крышами, изоляционные плиты на стенках, а остальное пространство между вертикальными стенками заполняется перлитом плотностью около 200 кг/м^3 . Для изотермических резервуаров эффективно применение никельсодержащих или нержавеющей сталей, а также алюминиевых сплавов. Такие резервуары опираются на искусственное основание, например свайное с ростверком наверху.

23.9. Развитие конструктивных форм вертикальных цилиндрических резервуаров

Основными критериями выбора конструктивных форм резервуаров являются снижение удельного расхода металла на единицу объема; технологичность изготовления и монтажа; оптимальный режим работы конструкций с максимальной унификацией элементов; необходимость создания резервуаров большой вместимости.

Прямоугольный в плане резервуар с гибкой стенкой (ПРГС) состоит из каркаса, тонколистового корпуса и системы стабилизации¹. Каркас ПРГС

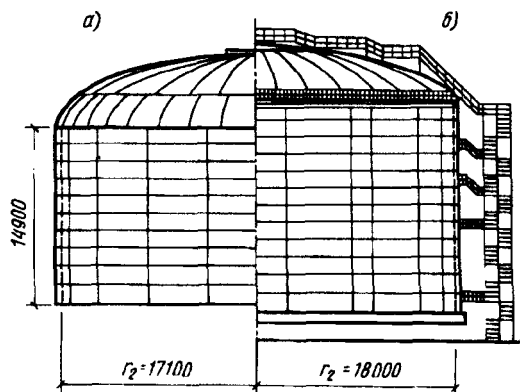


Рис. 23.14. Изотермический резервуар объемом 20 тыс. м³ с двойной стенкой

а, б — фасады соответственно внутреннего и наружного резервуара

¹Пуховский А.Б., Гордин В.А. Развитие конструктивных форм стальных резервуаров. — Изв. вузов. Стр-во и архитектура. 1979. № 8. С. 3—9.

Рис. 23.13. Вертикальный цилиндрический резервуар повышенного давления со сфероцилиндрической крышей

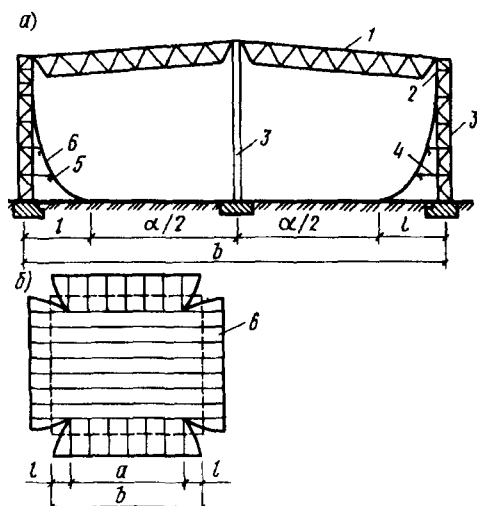


Рис. 23.15. Прямоугольный в плане резервуар с гибкой стенкой

a — конструктивная схема; *б* — схема раскроя листов стенки-днища; 1 — ферма покрытия крыши; 2 — обвязочные балки; 3 — колонны; 4 — элементы стабилизации; 5 — элементы жесткости; 6 — гибкая стенка-днище

представляет собой систему поперечных рам, включающих колонны и ригели в виде стропильных ферм (рис. 23.15). Колонны, расположенные по торцевым сторонам каркаса, можно рассматривать как наружные стойки продольных рам с ригелями в виде обвязочных балок, щитов, покрытия и подстропильных ферм. Каркас воспринимает нагрузки от веса продукта, хранящегося в резервуаре, а также веса конструкций, оборудования, снега и теплоизоляции.

Главным несущим элементом резервуара является стенка-днище, которая выполняется из тонких стальных полотнищ постоянной толщины. Полотнища укладываются на основание и образуют плоское днище, а их свободные участки крепятся по периметру к обвязочным балкам и формируют цилиндрические поверхности продольных и торцевых стенок. При этом образуется гибкая ви-сячая система, работающая в основ-

ном на растяжение. Форма поверхности стенки соответствует очертанию гибкой нити под действием гидростатической нагрузки.

Стенка-днище может доставляться на монтажную площадку в виде рулонов вместе с обвязочными балками. Раскрой листов предполагает всего три типоразмера (рис. 23.15, б). Расчетная толщина стенки составляет 2—3 мм для резервуаров объемом до 200 тыс.м³, если высота их не превышает 10 м.

Система стабилизации ПРГС состоит из продольных балок (стрингеров), размещаемых вдоль образующих поверхности стенки, и поперечных тяжей, шарнирно прикрепленных к балкам и наружным колоннам каркаса. Система стабилизации предназначена для уменьшения перемещений стенки-днища во время наполнения или слива резервуара. ПРГС является резервуаром низкого давления и предназначен для хранения нефти, нефтепродуктов и других жидкостей. Расчеты резервуаров этого типа объемом 5000—150 000 м³ показали, что удельный расход металла на единицу объема составляет всего 10—12 кг.

Эффективное использование метода рулонирования для резервуаров низкого давления большого объема (до 200 тыс.м³) может быть достигнуто при строительстве цилиндрических резервуаров с плавающей крышей¹ (рис. 23.16).

¹ Оболев Ю.В., Астряб С.М. К расчету мультицилиндрического резервуара. — Изв. вузов. Стр-во и архитектура. 1981. № 11, С. 8—13.

Стенки такого резервуара состоят из отдельных цилиндрических панелей небольшого радиуса ($r_2 = 15-20$ м), поэтому толщина листа может быть принята в пределах допустимой (до 16—18 мм) для рулонирования. Стык рулонов выполняется через промежуточный жесткий элемент — контрфорс, который передает внутреннее боковое давление на фундамент, а сверху — на кольцевую обвязку.

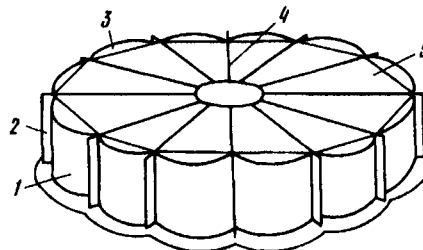


Рис. 23.16. Мультицилиндрический резервуар

1 — стенка; 2 — контрфорс; 3 — обвязочные балки; 4 — плавающая крыша; 5 — щиты покрытия

23.10. Пример расчета ВЦР объемом 2000 м³

Исходные данные. Тип резервуара — со стационарной конической крышей, без понтона. Жидкость — керосин, $\rho_{ж} = 8 \cdot 10^{-6}$ кН/см³. Внутреннее избыточное давление $p_{и} = 2$ кПа = $2 \cdot 10^{-4}$ кН/см². Вакуум $p_{вак} = 0,25 \cdot 10^{-4}$ кН/см². Материал конструкций — сталь С245 ($R_y = 24$ кН/см²). Место строительства — Москва.

Определение размеров резервуара. Оптимальная высота корпуса резервуара определяется по формуле 24.2

$$h_{\text{опт}} = \sqrt[3]{\gamma_c R_{ny} \Delta / \rho_{ж} \gamma_{ж}} = \sqrt[3]{0,8 \cdot 24 \cdot 0,8 / 1,1 \cdot 8 \cdot 10^{-6}} = 1321 \text{ см,}$$

где $\Delta = 0,8$ см — сумма приведенных толщин днища и крыши; $R_{ny} = R_y = 24$ кН/см² с учетом того, что сварные соединения осуществляются с контролем качества швов.

Так как $h_{\text{опт}} < 14$ м, высота корпуса принимается равной $h = 12$ м. Эта высота должна быть кратной ширине стандартного листа с учетом строжки кромок. Принимаем листы размером 1500х6000 мм (с учетом строжки — 1490х5980 мм), стенку корпуса komponуем из 8 листов общей высотой 1490х8 = 11 920 мм.

Требуемая длина развертки вычисляется по формуле

$$L = 2\pi \sqrt{V / \pi h_1} = 2 \cdot 3,14 \sqrt{2000 / 3,14 \cdot 11,62} = 46,49 \text{ м,}$$

где $h_1 = h - 0,3 = 11,92 - 0,3 = 11,62$ м — высота залива резервуара продуктом.

Компонуем стенку по длине окружности из 8 листов 5980х8 = 47 840 мм.

С учетом нахлестки в одном монтажном стыке (масса стенки меньше 60 т) фактическая длина окружности корпуса равна 47 840 — 200 = 47 640 мм.

Радиус оболочки корпуса

$$r = (L - n_{\text{рул}} \delta) / 2\pi = (47 840 - 1 \cdot 200) / 2 \cdot 3,14 = 7586 \text{ мм.}$$

Фактический объем резервуара $V_{\text{фак}} = \pi r^2 h_1 = 3,14 \cdot 7,586^2 \cdot 11,62 = 2099,7$ м³.

Расхождение с заданным объемом составляет

$$(V_{\text{фак}} - V) 100 / V = (2099,7 - 2000) 100 / 2000 = 4,98\%,$$

что является допустимым.

Подбор толщины стенки корпуса. Требуемую толщину нижнего пояса стенки находим по формуле (23.4):

$$t_w^{\text{треб}} = Pr/R_{wy} \gamma_c = [\rho_{ж}(h_1 - 30) \gamma_{ж} + p_{и} \gamma_p] r/R_{wy} \gamma_c = \\ = (8 \cdot 10^{-6} \cdot 1,1 \cdot 11,32 + 1,2 \cdot 2 \cdot 10^{-4}) 758,6/24 \cdot 0,7 = 0,46 \text{ см.}$$

Принимаем толщину нижнего пояса равной 6 мм, а толщину всех остальных поясов стенки — 4 мм.

Проверка устойчивости стенки корпуса пустого резервуара. Проверяем устойчивость стенки корпуса пустого резервуара по формуле (22.16)

$$\sigma_1 / \sigma_{cr1} + \sigma_2 / \sigma_{cr2} \leq \gamma_c.$$

Для вычисления значений напряжений производим сбор нагрузок:

$$\text{от крыши } P_{кр} = \gamma_{кр} g_{кр} = 1,1 \cdot 0,35 \cdot 10^{-4} = 0,39 \cdot 10^{-4} \text{ кН/см}^2;$$

$$\text{от снега } P_s = \gamma_s S_{ос} = 1,4 \cdot 1 \cdot 10^{-4} = 1,4 \cdot 10^{-4} \text{ кН/см}^2;$$

$$\text{от вакуума } P_{вак} = \gamma_{рвак} P_{вак} = 1,2 \cdot 0,25 \cdot 10^{-4} = 0,3 \cdot 10^{-4} \text{ кН/см}^2;$$

$$\text{от ветра } P_w = \gamma_w W_{оск} = 1,4 \cdot 0,23 \cdot 10^{-4} \cdot 0,8 = 0,25 \cdot 10^{-4} \text{ кН/см}^2;$$

$$\text{от стенки } \sigma_w = \gamma_w p_{вн} h_1 = 1,05 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} \cdot 7 \cdot 150 = 903 \cdot 10^{-4} \text{ кН/см}^2.$$

Тогда меридиональные напряжения в стенке

$$\sigma_1 = [P_{кр} + (P_s + P_{рвак} - P_w) \psi] (r/t_w^{\text{min}}) + \sigma_w = [0,39 \cdot 10^{-4} + (1,4 \cdot 10^{-4} + 0,3 \cdot 10^{-4} - \\ - 0,25 \cdot 10^{-4}) 0,9] (758,6/2 \cdot 0,4) + 0,09 = 0,26 \text{ кН/см}^2.$$

При гибкости стенки $r/t_w = 758,6/0,4 = 1897$ значение коэффициента $c = 0,065$ (см. табл. 22.1). Меридиональное критическое напряжение в стенке вычисляем по формуле (23.12):

$$\sigma_{cr1} = cEt_w/r = 0,065 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 0,4/758,6 = 0,7 \text{ кН/см}^2.$$

Кольцевые напряжения в стенке вычисляем по формуле (23.10)

$$\sigma_2 = (P_w + P_{рвак}) (\psi r/t_w^{\text{min}}) = (\gamma_w W_{оск} + \gamma_{рвак} P_{рвак}) (\psi r/t_w^{\text{min}}) = (0,5 \cdot 0,23 \cdot 10^{-4} \cdot 0,8 + \\ + 1,2 \cdot 0,25 \cdot 10^{-4}) 0,9 (758,6/0,4) = 0,066 \text{ кН/см}^2.$$

Кольцевые критические напряжения в стенке определяются по формуле (23.13)

$$\sigma_{cr2} = 0,55E(t_w^{\text{ср}}/h) \sqrt{t_w^{\text{ср}}/r} = 0,55 \cdot 2,06 \cdot 10^4 (0,4/1192) \sqrt{0,4/758,6} = 0,087 \text{ кН/см}^2.$$

Тогда

$$\sigma_1 / \sigma_{cr1} + \sigma_2 / \sigma_{cr2} = 0,26/0,7 + 0,066/0,087 = 0,371 + 0,76 = 1,14 > 1.$$

Устойчивость стенки не обеспечена. Для повышения значения критического напряжения σ_{cr2} установим промежуточное кольцо жесткости ($h' = h'' = h/2 = 596$ см).

Тогда $\sigma_{cr2} = 0,55 \cdot 2,06 \cdot 10^4 (0,4/596) \sqrt{0,4/758,6} = 0,174 \text{ кН/см}^2$;

$$\sigma_1 / \sigma_{cr1} + \sigma_2 / \sigma_{cr2} = 0,371 + 0,38 = 0,75 < 1.$$

Таким образом, устойчивость стенки корпуса обеспечена.

Расчет узла сопряжения стенки с днищем. Проверим прочность стенки от действия местного изгибающего момента в зоне краевого эффекта по формуле (23.17)

$$\sigma_1^* = \frac{g}{t_w} + \frac{M}{W_w} = \frac{g}{t_w} + \frac{6M}{t_w^2} \leq \gamma_c^{\text{кр}} R_{wy};$$

$$M \approx 0,1 Prt_{w1} = 0,1 (\gamma_{ж} \rho_{ж} h_1 + \gamma_{ppn}) r t_{w1} =$$

$$= 0,1 (1,1 \cdot 8 \cdot 10^{-6} \cdot 1162 + 1,2 \cdot 2 \cdot 10^{-4}) 758,6 \cdot 0,6 = 0,455 \text{ кНсм/см};$$

$$\sigma_1^* = \sigma_1 + 6M/t_w^2 = 0,23 + 7,58 = 7,81 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_1^* = 7,81 < 1,2 \cdot 24 = 28,8 \text{ кН/см}^2.$$

Таким образом, условие обеспечения прочности узла сопряжения корпуса с днищем удовлетворяется.

Проверка прочности сварного шва, соединяющего стенку с днищем, производится по формуле (23.18)

$$T = g \cdot l \text{ см} + M/t_{w1} \leq \beta_f k_f R_{wf},$$

откуда

$$k_f = \frac{g \cdot l \text{ см} + M/t_{w1}}{\beta_f R_{wf}} = \frac{0,23 + 0,455/0,6}{1,1 \cdot 24} = 0,03 \text{ см}.$$

По конструктивным соображениям принимаем катет шва равным 4 мм.

Расчет анкерного крепления корпуса резервуара. Подъемная сила, отрывающая днище от основания при действии внутреннего избыточного давления, вычисляется по формуле (23.20)

$$N_{\text{п}} = \gamma_{ppn} \pi r^2 = 1,2 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 3,14 (758,6)^2 = 433,3 \text{ кН}.$$

Удерживающая сила определяется по формуле (23.21):

$$\begin{aligned} N_y &= \gamma_G (G_w + G_{\text{кр}} + G_{\text{окр}}) = \gamma_G (2\pi r \rho_w \sum_{i=1}^i t_w^i h_{in} + \gamma_{\text{кр}g_{\text{кр}}} \pi r^2 + \\ &+ 0,2 \pi r^2 \rho_{\text{wf}_{\text{вокр,дн}}}) = 0,9 (2 \cdot 3,14 \cdot 758,6 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} \cdot 0,4 \cdot 1162 + 1,1 \cdot 0,35 \cdot 10^{-4} \cdot 3,14 \cdot 758,6^2 + \\ &+ 0,2 \cdot 3,14 \cdot 758,6 \cdot 758,6 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} \cdot 0,5) = 229,8 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Так как $N_{\text{п}} > N_y$, то анкерные болты необходимы.

Периметр резервуара $2\pi r = 2 \cdot 3,14 \cdot 758,6 = 4764 \text{ см}$. Анкерные болты расставляем через 198,5 см. Всего потребуется 24 болта.

Усилие, приходящееся на один анкерный болт,

$$N_{\text{анк}} = (N_{\text{п}} - N_y) / n = (433,3 - 229,8) / 24 = 8,5 \text{ кН}.$$

Сечение анкерного болта, выполненного из стали С235, определяется по его площади нетто (23.22)

$$A_{bn} = N_{\text{анк}} / \gamma_b R_{ba} = 8,5 / 1 \cdot 14,5 = 0,58 \text{ см}^2.$$

Тогда $d_{\text{анк}}^{\text{треб}} = 0,85 \text{ см}$. Принимаем диаметр анкерного болта равным 12 мм.

Крепление столика, сквозь который проходит анкерный болт, проверяется по формуле

$$\tau_{\text{ш}} = \sqrt{\tau_N^2 + \tau_M^2} \leq R_{wf} \gamma_c;$$

$$\begin{aligned} \tau_{\text{ш}} &= \frac{N_{\text{анк}}}{4\beta_f k_f h_w} \sqrt{1 + \left(\frac{6e}{h_w}\right)^2} = \\ &= \frac{8,5}{4 \cdot 1,1 \cdot 0,4 \cdot 30} \sqrt{1 + \left(\frac{6 \cdot 7,2}{30}\right)^2} = 0,28 \text{ кН/см}^2 < \end{aligned}$$

$$< R_{wf} \gamma_c = 18 \cdot 1 = 18 \text{ кН/см}^2 \quad (e = d_{\text{анк}} + 60 = 12 + 60 = 72 \text{ мм}).$$

Расчет крыши резервуара. Принимается щитовая крыша, которая рассчитывается как ребристый купол. Учитываются две комбинации нагрузок:

а) нагрузки, действующие на крышу сверху вниз [см. формулу (23.23)]

$$P_{\downarrow} = P_{\text{кр}} + (P_s + P_{\text{рвак}}) \gamma_c = 0,39 \cdot 10^{-4} + (1,4 \cdot 10^{-4} + 0,3 \cdot 10^{-4}) 0,9 = 1,92 \cdot 10^{-4} \text{ кН/см}^2;$$

б) нагрузки, действующие на крышу снизу вверх [см. формулу (23.24)]

$$\begin{aligned} P_{\uparrow} &= [(\gamma_{\text{рпн}} + \gamma_w W_{0c}) \gamma_c - g_{\text{кр}} \gamma_{\text{кр}}] = \\ &= [(1,22 \cdot 10^{-4} + 1,40,23 \cdot 10^{-4} \cdot 0,8) 0,9 - 0,39 \cdot 10^{-4}] = 2 \cdot 10^{-4} \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Так как $P_{\uparrow} > 0$, то рассматриваются обе комбинации нагрузок.

Усилия в радиальных ребрах щитов крыши и опорные реакции в трехшарнирной арке, состоящей из двух ребер одного диаметра, для первой комбинации (P_{\downarrow}) определяются по формулам (23.25) — (23.28)

$$V_1 = P_{\downarrow} b r / 2 = 1,92 \cdot 10^{-4} \cdot 298 \cdot 758,6 / 2 = 21,7 \text{ кН},$$

где $b = 298 \text{ см}$ — ширина щита (при числе щитов 16);

$$H_1 = \frac{P_{\downarrow} b r^2}{6f} = \frac{1,92 \cdot 10^{-4} \cdot 298 \cdot 758,6 \cdot 758,6}{6 \cdot 94,8} =$$

$$= 57,9 \text{ кН (при уклоне } i = 1:8 \text{ } f = 94,8 \text{ см)};$$

$$M_{1\max} = \frac{P_{\downarrow} b r^2}{9\sqrt{3}} = \frac{1,92 \cdot 10^{-4} \cdot 298 \cdot 758,6^2}{9\sqrt{3}} = 2110,7 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$N_{1\max} = H_1 \sqrt{1 + (f/r)^2} = 57,9 \sqrt{1 + (94,8/758,6)^2} = 58,35 \text{ кН}$$

Высота ребра назначается из условия $h_p \approx r/40 = 758,6/40 = 18,96$ см.

Принимаем ребро в виде швеллера [20 (имеющего $A = 23,4 \text{ см}^2$; $W_x = 152 \text{ см}^3$; $i_x = 8,07$ см). По этой комбинации нагрузок ребро сжатоизогнутое, поэтому проверяется на устойчивость по формуле

$$\varrho = N_{1\max} / \varphi_e A \leq R_y \gamma_c;$$

$$\varphi_e = f(\bar{\lambda}, m_{ef}); \quad \bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}; \quad \lambda = l_0/i_x; \quad l_0 = 764 \text{ см};$$

$$l_0 = \mu l_x = 1 \cdot 764 = 764 \text{ см}; \quad \lambda = 764/8,07 = 94,6;$$

$$\bar{\lambda} = 94,6 \sqrt{24/2,06 \cdot 10^4} = 3,22; \quad m_{ef} = \eta \bar{m};$$

$$\bar{m} = \frac{eA}{W_x} = \frac{M_{1\max} A}{N_{1\max} W_x} = \frac{2110,7 \cdot 23,4}{58,35 \cdot 152} = 5,57.$$

При $\bar{m} = 5,57$, $\bar{\lambda} = 3,22$ и $A_f/A_w \approx 0,5$ имеем $\eta = (1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m) \bar{\lambda} = (1,75 - 0,56) - 0,02(5 - 5,57)3,22 = 1,19 + 0,036 = 1,23$;

$$m_{ef} = 1,23 \cdot 5,57 = 6,83; \quad \varphi_e = 0,148.$$

Тогда $\varrho = 58,35/0,148 \cdot 23,4 = 16,8 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2$.

Опорное кольцо, на которое опираются щиты крыши, растянуто, и его сечение подбирается из расчета на прочность:

$$A_{\text{к}}^{\text{треб}} = \frac{N_{1\text{к}}}{R_y \gamma_c} = \frac{H_1 r}{b R_y \gamma_c} = \frac{57,9 \cdot 758,6}{298 \cdot 24 \cdot 1} = 6,14 \text{ см}^2.$$

Принимаем опорное кольцо в виде швеллера [16 ($A = 18,1 \text{ см}^2$, $I = 747 \text{ см}^4$). Учитываем, что в работе опорного кольца принимает участие участок стенки корпуса площадью

$$A_w = t_w (1,3 f_w \sqrt{E/R_y} + b) = 0,4 (1,3 \cdot 0,4 \sqrt{2,06 \cdot 10^4/24} + 6,4) = 8,64 \text{ см}^2.$$

Тогда $A_w = 8,64 + 18,1 = 26,74 \text{ см}^2 > 6,14 \text{ см}^2$, требуемых из условия растяжения кольца. Для второй комбинации нагрузок (P_{\uparrow}) имеем

$$k = P_{\uparrow} / P_{\downarrow} = 2 \cdot 10^{-4} / 1,92 \cdot 10^{-4} = 1,04.$$

Тогда

$$V_2 = -V_1 k = -21,71,04 = -22,6 \text{ кН};$$

$$H_2 = -H_1 k = -57,91,04 = -60,2 \text{ кН};$$

$$M_{2\max} = -M_{1\max} k = -2110,71,04 = -2195 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$N_{2\max} = -N_{1\max k} = -58,351,04 = -60,7 \text{ кН};$$

$$N_{2к} = -N_{1к k} = -Hr/b = -60,2758,6/298 = -153,2 \text{ кН}.$$

Радиальное ребро щита — растянуто-изогнутое, оно рассчитывается на прочность по формуле

$$\begin{aligned} \sigma &= \left| \frac{N_{2\max}}{A} \right| + \left| \frac{M_{2\max}}{W_x} \right| = \\ &= \frac{60,7}{23,4} + \frac{2195}{152} = 2,6 + 14,4 = 17 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Опорное кольцо сжато и проверяется на устойчивость в своей плоскости по формуле

$$\sigma = \frac{N_{2к}}{\varphi (A_c + A_w)} \leq R_y \gamma_c.$$

Момент инерции кольца жесткости относительно вертикальной оси, совпадающей с внутренней поверхностью стенки

$$\begin{aligned} I_k &= \frac{(1,3 t_w \sqrt{E/R_y} + b) t_w^3}{3} + I + A (h/2)^2 = \\ &= \frac{(1,3 \cdot 0,4 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} + 6,4) 0,4^3}{3} + 747 + 18,1 (16/2)^2 = 1905 \text{ см}^4; \end{aligned}$$

$$i_k = \sqrt{I_k / A_k} = \sqrt{1905 / 26,74} = 8,44 \text{ см};$$

$$\lambda_k = 1,8r / i_k = 1,8 \cdot 758,6 / 8,44 = 162;$$

по табл. из [8] при $R_y = 24 \text{ Н/см}^2$ и $\lambda = 162$ $\varphi = 0,24$.

Тогда

$$\sigma = \frac{N_{2к}}{\varphi A_k} = \frac{153}{0,24 \cdot 26,74} = 23,84 \text{ кН/см}^2 < R_y.$$

Проверяем предельную гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = 161 \sqrt{24 / 2,06 \cdot 10^4} = 5,5 < 6,5 \text{ (предельное значение)}.$$

23.11. Горизонтальные цилиндрические резервуары

23.11.1. Особенности конструктивной формы. Горизонтальные цилиндрические резервуары предназначены для хранения нефтепродуктов под избыточным давлением (до 0,2 МПа) и сжиженных газов (под давлением до 1,8 МПа и более). В таких резервуарах при понижении температуры возможен вакуум (до 0,1 МПа).

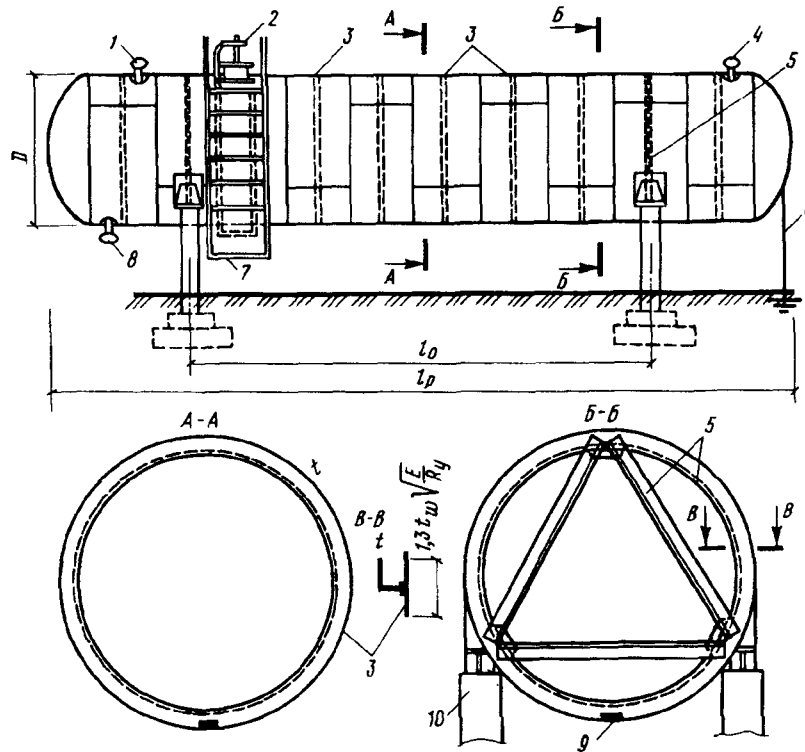


Рис. 23.17. Горизонтальный цилиндрический резервуар

1 — штуцер для загрузки; 2 — лаз для осмотра; 3 — кольца жесткости; 4 — штуцер для вентиляции; 5 — опорная диафрагма; 6 — заземление; 7 — лестница; 8 — штуцер для забора; 9 — щель в уголке; 10 — стойка

Объем габаритных резервуаров составляет до 100 м^3 для нефтепродуктов и до 300 м^3 для сжиженных газов; толщина стенки 3—36 мм, диаметр 1,4—3,25 м, длина 2—30 м.

Достоинствами габаритных горизонтальных резервуаров являются простота конструктивной формы, поточное изготовление на заводах, перевозка в готовом виде, удобство надземной и подземной установок. К недостаткам относятся необходимость устройства специальных опор и сравнительная сложность замера продукта.

Корпус горизонтального резервуара состоит из нескольких листовых обечайек. Каждая обечайка выполнена из одного или нескольких листов, свальцованных на цилиндрических валках, или из ленты горячекатаной рулонированной стали. Ширину листов принимают в пределах 1500—2000 мм. Швы, соединяющие листы в обечайках и обечайки друг с другом, делают встык. Для обеспечения жесткости при транспортировании и монтаже или при наличии вакуума (если $r_2/t_w > 200$) в каждой обечайке располагают кольцо жесткости из уголка, приваренного пером к листу (рис. 23.17). При $r_2/t_w < 200$ промежуточные кольца жесткости можно не ставить.

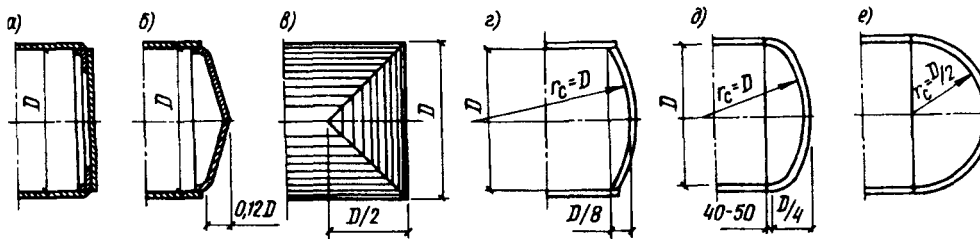


Рис. 23.18. Типы дниц горизонтальных цилиндрических резервуаров

a — плоское; *b* — коническое; *в* — цилиндрическое; *г* — сферическое; *д* — эллипсоидальное; *е* — полусферическое

Днища горизонтальных цилиндрических резервуаров, предназначенных для хранения жидкостей, в зависимости от давления и диаметра резервуара принимаются плоскими, коническими, цилиндрическими, сферическими или эллипсоидальными (рис. 23.18). Плоские днища просты в изготовлении, но весьма деформативны и требуют усиления ребрами, поэтому их применение целесообразно для резервуаров небольших объемов (до 100 м^3) и с избыточным давлением до 40 кПа.

Для резервуаров такого же объема при избыточном давлении до 50 кПа применяют конические пологие днища. В резервуарах объемом $75\text{—}150 \text{ м}^3$ при избыточном давлении в пределах $70\text{—}150 \text{ кПа}$ применяют цилиндрические днища, образуемые вальцовкой на цилиндрических валках ромбической заготовки. При давлении до 200 кПа днища делают сферического или эллипсоидального очертания путем горячей штамповки листов на специальных прессах. Эллипсоидальные днища имеют более плавный переход от днища к стенке, поэтому они более надежны в эксплуатации (местные напряжения по линии сопряжения их с корпусом сглажены).

Наземные резервуары опираются на две седловидные опоры, расположенные на расстоянии $0,586l_{\text{расч}}$ друг от друга, или на две опоры стоечного типа (см. рис. 23.17). Угол охвата седловидной опоры изменяется от 60° до 120° . Подземные резервуары опираются на сплошную седловидную опору. Внутри корпуса и в плоскости опирания устраивают опорную диафрагму в виде кольца жесткости из уголкового профиля, приваренного к корпусу и усиленного треугольной решеткой. Кроме того, корпус резервуара усиливают промежуточными кольцами жесткости (см. рис. 23.17). Корпус резервуара оборудуется штуцерами для загрузки, забора и вентиляции, горловиной с лазом и крышкой для осмотра, очистки и ремонта резервуара, а также наружной лестницей и заземлением.

23.11.2. Расчет стенки корпуса на прочность. Расчетной схемой горизонтального цилиндрического резервуара является двухконсольная балка (оболочка) кольцевого сечения. Несущая способность резервуаров при $p \leq 70 \text{ кПа}$ определяется по первой группе предельных состояний в соответствии с рекомендациями норм, а при $p > 70 \text{ кПа}$ — по методике допускаемых напряжений (ГОСТ 14249—80).

Однако нормы проектирования сооружений промышленных предприятий (СНиП 2.09.03—85) допускают осуществлять расчет на прочность и устойчивость стенки корпуса ГЦР по СН [7], т.е. по методике предельных

состояний. Получающаяся при этом разница в расчетах прочности и устойчивости компенсируется введением коэффициента условий работы $\gamma_c = 0,6$.

Толщина стенки корпуса ГЦР определяется из условия обеспечения прочности продольных сварных швов, образующих обечайки, из которых состоит корпус, и работающих на растяжение от кольцевых усилий, вызывающих в швах напряжения \mathcal{E}_2 .

$$t_w = \frac{(\gamma_{ж} \rho_{ж} 2r + \gamma_p p_{и}) r}{\gamma_c R_{wy}} + c_1, \quad (23.30)$$

где $\gamma_{ж} = 1,1$; $\gamma_p = 1,2$; $\gamma_c = 0,6$; $c_1 = 0,8$ мм — учет вытяжки металла при вальцовке листов стенки; R_{wy} — расчетное сопротивление сварного шва растяжению при контроле качества.

Прочность стенки корпуса от действия продольных \mathcal{E}_1 и кольцевых \mathcal{E}_2 напряжений, возникающих от давления жидкости и газа на днища, а также напряжений от изгиба корпуса, расчетная схема которого может быть представлена в виде двухопорной балки кольцевого сечения с консолями, проверяется по формуле

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2 + 3\tau^2} \leq \gamma_c R_{wy}, \quad (23.31)$$

где $\mathcal{E}_1 = \mathcal{E}'_1 + \mathcal{E}''_1$; при этом \mathcal{E}_1 или \mathcal{E}_2 не могут быть $\geq \gamma_c R_{wy}$;

$$\sigma'_1 = \frac{(\gamma_{ж} \rho_{ж} 2r + \gamma_p p_{и}) r}{2(t_w - c_1)}$$

— напряжения от давления жидкости и газа на днище; $\mathcal{E}''_1 = M_q/W$ — напряжения от изгиба корпуса как балки;

$$M_q = \frac{(q_{рез} + q_{ж}) l_p^2}{47};$$

здесь $l_p = V/\pi r^2$ — расчетная длина оболочки корпуса (длина условной балки); $W = \pi r^2(t_w - c_1)$ — момент сопротивления кольцевого сечения стенки ГЦР;

$$q_{рез} = \frac{G_{рез}}{l_p} = \frac{\gamma_G k \rho_w S t_w}{l_p};$$

$\gamma_G = 1,05$; $k = 1,1$ — конструктивный коэффициент, учитывающий наличие обстройки ГЦР и кольцевых ребер жесткости; $S = 2\pi r l + k_2 r^2$ — поверхность оболочки; l — длина цилиндрической части корпуса; $k_2 = 4\pi = 12,56$ — коэффициент при полусферических днищах; $k_2 = 8,69$ — коэффициент при эллипсоидальных днищах.

В формуле для расчета M_q принято, что расстояние между опорами равно $0,586 l_p$. В этом случае пролетный и опорный моменты, изгибающие оболочку-балку, оказываются одинаковыми по значению.

Кольцевые напряжения в стенке определяются по формуле

$$\sigma_2 = \frac{(\gamma_{\text{ж}} \rho_{\text{ж}} 2r + \gamma_{\text{п}} \rho_{\text{п}}) r}{t_w - c_1} \leq \gamma_c R_{wy}.$$

Касательные напряжения τ в точках, где действуют максимальные изгибающие моменты (на опорах и посередине между пролетами), принимаются равными нулю.

Днища резервуара принимают толщиной в пределах $(0,6-1,2)t_w^{\text{ст}} \geq 8$ мм.

Прочность полусферических днищ ($r_{\text{дн}}^{\text{дн}} = r$) от действия внутреннего давления проверяют при $t_w^{\text{дн}} = 0,6t_w$, а прочность эллипсоидальных днищ ($r_{\text{дн}}^{\text{дн}} = 2r$) — при $t_w^{\text{дн}} \leq 1,2t_w$.

Проверка прочности днищ производится по формуле

$$\sigma = \frac{(\gamma_{\text{ж}} \rho_{\text{ж}} 2r + \gamma_{\text{п}} \rho_{\text{п}}) r_{\text{дн}}^{\text{дн}}}{2(t_w^{\text{дн}} - c_2)} \leq \gamma_c R_{wy},$$

где $c_2 = 2$ мм — учет вытяжки металла при штамповке днища.

23.11.3. Расчет стенки корпуса на устойчивость. При вакууме, который возникает в ГЦР при его опорожнении или понижении наружной температуры, стенки резервуара проверяются на устойчивость по формуле

$$\sigma_1/\sigma_{cr1} + \sigma_2/\sigma_{cr2} \leq \gamma_c, \quad (23.32)$$

где $\sigma_1 = \sigma_1^{\text{III}} + \sigma_1^{\text{IV}}$; $\sigma_1^{\text{III}} = \gamma_{\text{п}} \rho_{\text{вак}} r / 2t_w$ — меридиональные напряжения от вакуума; $\sigma_1^{\text{IV}} = \pm M_{\text{рез}} / W = -q_{\text{рез}} r^2 / 47W$ — напряжения в среднем между опорами сечений корпуса от веса пустого резервуара; $\sigma_2 = \gamma_{\text{п}} \rho_{\text{вак}} r / t_w$ — кольцевые напряжения от вакуума.

Продольное критическое напряжение принимается по меньшему из значений

$$\sigma'_{cr1} = \xi \psi R_y \quad \text{или} \quad \sigma''_{cr1} = \xi c E t_w / r.$$

где $\xi = 1,1 - 0,1 \sigma_{1\text{min}} / \sigma_{2\text{min}}$ — коэффициент, учитывающий неравномерность сжатия оболочки по сечению вследствие ее изгиба от собственного веса; $\sigma_{1\text{max}} = \sigma_1^{\text{III}} + \sigma_1^{\text{IV}}$ — напряжения в точке Б (см. рис. 23.17); $\sigma_{2\text{min}} = \sigma_2^{\text{III}} - \sigma_2^{\text{IV}}$ — напряжения в точке А (см. рис. 23.17);

$$\psi = 0,97 - [0,00025 + 0,95(R_y/E)](r/t_w);$$

$$\sigma_{cr2} = 0,55E(t_w/S) \sqrt{t_w/r} \quad \text{при} \quad 0,5 < S/r \leq 10;$$

$$\sigma_{cr2} = 0,17(t_w/r)^2 \quad \text{при} \quad S/r \geq 20;$$

S — расстояние между кольцевыми ребрами жесткости.

При невыполнении неравенства (23.32) устойчивость стенки можно улучшить более частой постановкой ребер жесткости, увеличивающих значение \mathcal{E}_{cr2} .

Устойчивость дна горизонтального цилиндрического резервуара при действии вакуума проверяется по формуле

$$\sigma_{\text{дн}} / \sigma_{cr \text{ дн}} \leq \gamma_c,$$

где

$$\sigma_{\text{дн}} = \frac{\gamma_{p_{\text{вак}}} p_{\text{вак}} r_{\text{дн}}}{2t_w^{\text{дн}}};$$

$$\mathcal{E}_{cr \text{ дн}} = 0,1(E t_w^{\text{дн}} / r_{\text{дн}}); \quad \gamma_c = 0,6.$$

23.11.4. Пример расчета горизонтального резервуара. Исходные данные: вместимость резервуара $V = 175 \text{ м}^3$; хранимый продукт — сжиженный аммиак ($\rho_{\text{ж}} = 5 \cdot 10^{-6} \text{ кН/см}^3$); внутреннее избыточное давление $p_{\text{и}} = 0,125 \text{ кН/см}^2$; вакуум $p_{\text{вак}} = 0,005 \text{ кН/см}^2$; материал — сталь С375 ($R_y = 34,5 \text{ кН/см}^2$ при толщине листа 11—20 мм и $R_y = 36,5 \text{ кН/см}^2$ при $t_w < 10 \text{ мм}$).

Определяем диаметр резервуара по формуле $D_{\text{опт}} = 0,6 \sqrt[3]{V} = 0,6 \sqrt[3]{175} = 3,37 \text{ м}$.

По условию перевозки резервуара в готовом виде по железной дороге диаметр корпуса резервуара не должен превышать провозной габарит, т.е. $D < 3,25 \text{ м}$. Принимаем $D = 3,2 \text{ м}$. Днища ГЦР имеют полусферическую форму. Длина цилиндрического корпуса

$$L = \frac{V - 4/3 \pi r^3}{\pi r^2} = \frac{175 - 4,2 \cdot 1,6^3}{3,14 \cdot 1,6^2} = 19,63 \text{ м}.$$

Выбираем листы, из которых образуется корпус, размером 2000x8000 мм с учетом строжки кромок — 1990x7980 мм. Для образования одной обечайки принимаем 1,25 листа. Тогда $r = 7980 \cdot 1,25 / 23,14 = 1587,5 \text{ мм} \approx 1,59 \text{ м}$; $l = 10 \cdot 1990 = 19\,900 \text{ мм} = 19,9 \text{ м}$.

Толщина стенки определяется по формуле (23.30):

$$t_w = \frac{(1,1 \cdot 5 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 159 + 1,2 \cdot 0,125) 159}{0,6 \cdot 34,5} + 0,08 = 11,4 \text{ см}.$$

Принимаем $t_w = 12 \text{ мм}$.

Для проверки прочности стенки корпуса по формуле (23.31) определяем

$$\sigma_1^I = \frac{(1,1 \cdot 5 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 159 + 1,2 \cdot 0,125) 159}{2(1,2 - 0,08)} = 10,77 \text{ кН/см}^2;$$

$$l_p = \frac{V}{\pi r^2} = \frac{175}{3,14 \cdot 159^2} = 21,76 \text{ м};$$

$$S = 2\pi r l + k r^2 = 2 \cdot 3,14 \cdot 1,59 \cdot 19,9 + 12,56 \cdot 159^2 = 230,55 \text{ м}^2;$$

$$G = \gamma_{Gk} \rho_w S t_w = 1,05 \cdot 1,1 \cdot 78,5 \cdot 230,55 \cdot 0,012 = 249,6 \text{ кН};$$

$$q_{\text{рез}} = G_{\text{рез}}/l_p = 249,6/2176 = 0,11 \text{ кН/см};$$

$$G_{\text{ж}} = \gamma_{\text{ж}} \rho_{\text{ж}} V = 1,1 \cdot 5 \cdot 175 = 962,5 \text{ кН};$$

$$q_{\text{ж}} = G_{\text{ж}}/l_p = 962,5/2176 = 0,442 \text{ кН/см}.$$

Момент сопротивления оболочки $W = \pi r^2 (t_w - c_1) = 3,14 \cdot 159^2 (1,2 - 0,08) = 90\,075 \text{ см}^3$;

$$\sigma_1^{\text{II}} = \frac{(q_{\text{рез}} + q_{\text{ж}}) l_p^2}{47W} = \frac{(0,11 + 0,44) \cdot 2176 \cdot 2176}{47 \cdot 90075} = 0,65 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_1 = \sigma_1^{\text{I}} + \sigma_1^{\text{II}} = 10,77 + 0,63 = 11,4 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{(1,1 \cdot 5 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 159 + 1,2 \cdot 0,125) \cdot 159}{(1,2 - 0,08)} = 21,68 \text{ кН/см}^2.$$

Тогда

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2} = \sqrt{11,4^2 - 11,4 \cdot 21,68 + 21,68^2} = 18,8 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_y = \\ = 0,634 \cdot 5 = 20,6 \text{ кН/см}^2.$$

Следовательно, прочность стенки обеспечена.

Проверяем устойчивость стенки по формуле (23.32):

$$\sigma_4^{\text{III}} = 1,2 \cdot 0,005 \cdot 159 / 2 \cdot 1,2 = 0,4 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_4^{\text{IV}} = +0,11 \cdot 2176 \cdot 2176 / 47 \cdot 90\,075 = 0,128 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{1\text{max}} = \sigma_4^{\text{III}} + \sigma_4^{\text{IV}} = 0,4 + 0,128 = 0,528 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{1\text{min}} = \sigma_4^{\text{III}} - \sigma_4^{\text{IV}} = 0,4 - 0,128 = 0,272 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_2 = \gamma_p \rho_{\text{вак}} r / t_w = 1,2 \cdot 0,005 \cdot 159 / 1,2 = 0,8 \text{ кН/см}^2.$$

Критические напряжения при продольной потере устойчивости

$$\sigma_{\text{кр1}} = \xi \psi R_y = 1,048 \cdot 0,693 \cdot 34,5 = 25 \text{ кН/см}^2,$$

где $\xi = 1,1 - 0,1 (\sigma_{1\text{min}} / \sigma_{1\text{max}}) = 1,1 - 0,1 (0,272 / 0,528) = 1,048$;

$$\psi = 0,97 - [0,00025 + 0,95 (43 / 2,06 \cdot 10^4)] (159 / 1,2) = 0,693;$$

$$\sigma_{\text{кр1}}^{\text{II}} = \xi c E (t_w / r) = 1,048 \cdot 0,2 \cdot 2,06 \cdot 10^4 (1,2 / 159) = 32,58 \text{ кН/см}^2 > \sigma_{\text{кр1}}^{\text{I}} = 25 \text{ кН/см}^2.$$

Здесь $c = 0,2$ при $r/t_w = 159/1,2 = 132,5$.

Установим два промежуточных кольца жесткости в середине пролета корпуса с расстоянием между ними $S = 4,7$ м. Тогда

$$S/r = 4,7/1,59 = 2,95 < 10;$$

$$\sigma_{cr2} = 0,55E(t_w/S) \sqrt{t_w/r} = 0,55 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot \frac{1,2}{470} \sqrt{\frac{1,2}{159}} = 2,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_1/\sigma_{cr1} + \sigma_2/\sigma_{cr2} = \frac{0,528}{25} + \frac{0,8}{2,5} = 0,34 < \gamma_c = 0,6.$$

Таким образом, устойчивость стенки корпуса обеспечена.

Днища назначаем минимальной толщины: $t_w^{дн} = 0,8$ см, так как $R_y = 36,5$ кН/см²; $r^{дн} = r$.
Проверяем их прочность по формуле

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{(\gamma_{ж} \rho_{ж} 2r + \gamma_p P_{н}) r^{дн}}{2(t_w^{дн} - c_2)} = \\ &= \frac{(1,1 \cdot 5 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 159 + 1,2 \cdot 0,125) \cdot 159}{2(0,8 - 0,2)} = \\ &= 20,23 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_y = 0,6 \cdot 36,5 = 21,9 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Проверяем устойчивость днища при действии вакуума

$$\sigma_{дн} = \frac{\gamma_{p \text{ вак}} P_{\text{вак}} r^{дн}}{2t_w^{дн}} = \frac{1,2 \cdot 0,005 \cdot 159}{2 \cdot 0,8} = 0,6 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{ср дн} = 0,1(E t_w^{дн}/r^{дн}) = 0,1 \cdot 2,06 \cdot 10^4 (0,8/159) = 10,36 \text{ кН/см}^2.$$

Тогда $\sigma_{дн}/\sigma_{ср дн} = 0,6/10,36 = 0,0579 < 0,6$, т.е. днище устойчиво.

Промежуточные кольца жесткости выполняем из одиночных уголков 125x80x7 из стали С255 ($R_y = 24$ кН/см²).

Определяем геометрические характеристики сечения кольца жесткости $A_{уг} = 14,1$ см²; $I_{уг} = 227$ см⁴; $y_0 = 4,01$ см.

Площадь сечения кольца с учетом примыкающего к нему участка стенки корпуса резервуара

$$A_k = 1,3 t_w^2 \sqrt{E/R_y} + A_{уг} = 1,3(1,2)^2 \sqrt{2,06 \cdot 10^4/34,5} + 14,1 = 45,74 + 14,1 = 59,84 \text{ см}^2.$$

Момент инерции кольца жесткости

$$\begin{aligned} I_k &= 1,3 \frac{t_w^4}{3} \sqrt{\frac{E}{R_y}} + I_{уг} + A_{уг} (B - y_0)^2 = \\ &= 1,3 \frac{(1,2)^4}{3} \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{34,5}} + 227 + 14,1 (12,5 - 4,01)^2 = 1235 \text{ см}^4; \end{aligned}$$

$$i_k = \sqrt{\frac{I_k}{A_k}} = \sqrt{\frac{1235}{59,84}} = 4,54 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}} = \frac{1,8r}{4,54} = \frac{1,8 \cdot 159}{4,54} = 63 \approx 60.$$

По табл. 72 СНиП [8] для кольца из стали С255 при $\lambda = 60$ определяем $\varphi = 0,805$.
Для проверки устойчивости кольца предварительно определяем усилие в кольце при вакууме

$$P = \gamma_{\text{вак}} P_{\text{вак}} = 1,2 \cdot 0,005 = 0,006 \text{ кН/см}^2;$$

$$N_k = PrS = 0,006 \cdot 159 \cdot 470 = 448 \text{ кН}.$$

Тогда $\sigma_k = N_k / \varphi A_k = 448 / 0,805 \cdot 59,84 = 9,3 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_y = 1 \cdot 24 = 24 \text{ кН/см}^2$.

Кольца опорных диафрагм принимаем того же сечения, что и промежуточные кольца жесткости, но подкрепляем их треугольником из одиночных уголков из стали С255.

23.12. Сферические резервуары

23.12.1. Назначение и устройство сферических резервуаров. Сферические резервуары (СР) предназначены для хранения под избыточным внутренним давлением (до 250 кПа) легковоспламеняющихся жидкостей, сжиженных и сжатых газов и других продуктов. Они используются в нефтеперерабатывающей, химической и других отраслях промышленности.

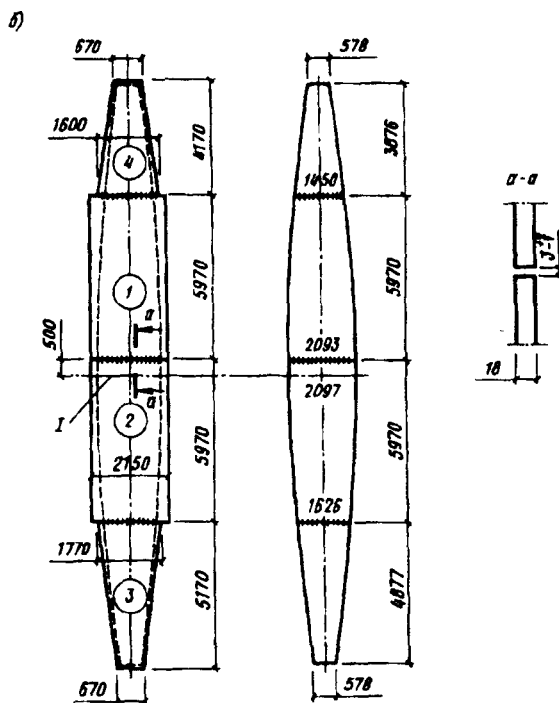
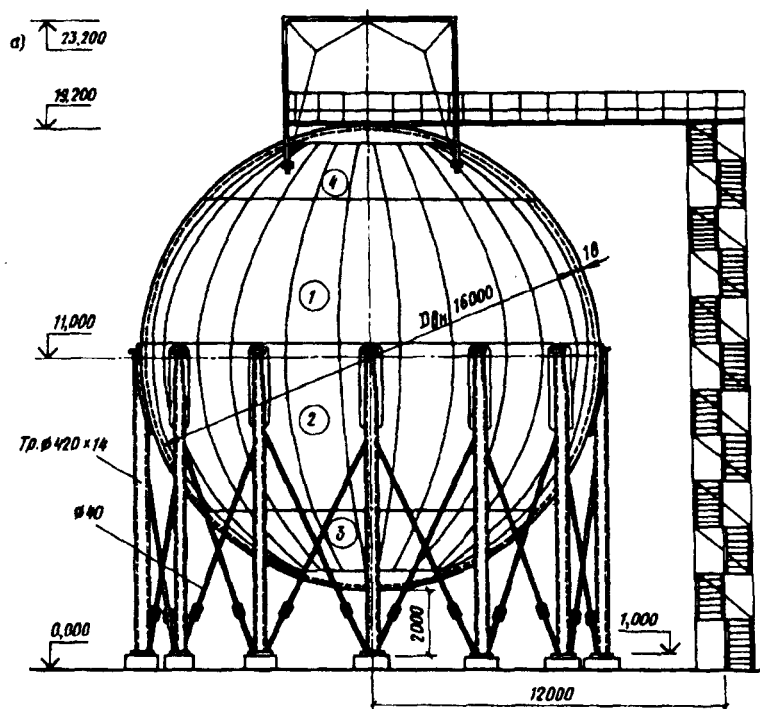
Сферический резервуар представляет собой стальную сферическую оболочку, опирающуюся на стальные опоры (рис. 23.19). Резервуары оборудуют предохранительными клапанами и приборами для замера уровня и давления продукта. Для присоединения оборудования и трубопроводов, а также для проведения работ внутри резервуара в сферическую оболочку врезают патрубки и люки. Вверху и внизу резервуара размещают по одному люку с внутренним диаметром 500 мм. Люки закрывают крышками, в которые вваривают пробки для пропарки резервуара. В местах установки люков и патрубков диаметром более 200 мм сферическую оболочку усиливают с помощью специальных воротников.

Если СР предназначены для хранения продукта при постоянной отрицательной температуре (изотермические резервуары), то корпус с наружной стороны покрывают теплоизоляционными материалами.

Обслуживание оборудования и наружный осмотр осуществляют с площадки, для прохода на которую с уровня земли устраивают стационарную или поворотную лестницу. Объем СР колеблется от 300 до 4000 м³. В нашей стране наибольшее распространение получили резервуары объемом

Рис. 23.19. Общий вид сферического резервуара вместимостью 200 м³ (а) и развертка лепестка в сборе (б)

1 — ось резервуара; 2—4 — элементы лепестка



600 и 2000 м³. Габариты СР не позволяют целиком изготавливать их на заводе, поэтому они собираются на строительной площадке из отдельных деталей.

23.12.2. Конструктивные особенности сферических резервуаров. Корпус резервуаров собирают из отдельных элементов (лепестков), которые изготавливают на заводе. При толщине стенки менее 36 мм лепестки образуются способом холодной вальцовки предварительно сваренных заготовок, при большей толщине — способом горячей штамповки. Для изготовления корпусов применяют марки стали С375, С390, С440.

На строительной площадке лепестки собирают в шар и сваривают между собой. Форма и число лепестков зависят от принятой схемы раскроя и размеров лепестков. Схема раскроя влияет на протяженность сварных швов, число монтажных элементов и потери металла на отходы.

Наиболее распространенные схемы раскроя сферической оболочки корпуса СР показаны на рис. 23.20. Оболочки с параллельно-меридиональным раскроем состоят из трех или двух поясов. Первую схему применяют для СР объемом более 600 м³, вторую, иногда называемую экваториально-меридиональной, — для СР объемом до 600 м³. Меридиональную схему раскроя (рис. 23.20, в) применяют для СР объемом 600 и 2000 м³. Ширина лепестков увязывается с шириной стандартных листов, а их длина — с длиной окружности оболочки с учетом припусков на обработку кромок листов. Число лепестков в экваториальном сечении обычно кратно 4.

Принимают следующие исходные размеры листов: при $t_w \leq 12$ мм — 1500х(5000—8000) мм с шагом через 500 мм; при $t_w > 12$ мм — (1800; 1900; 2000; 2100)х(5000—8000) мм с шагом через 500 мм.

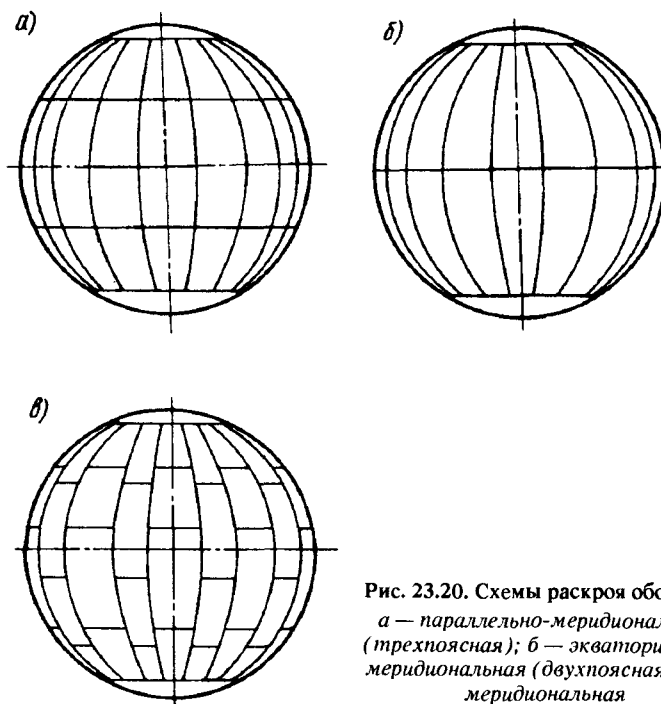


Рис. 23.20. Схемы раскроя оболочки
 а — параллельно-меридиональная (трехпоясная); б — экваториально-меридиональная (двухпоясная); в — меридиональная

Контуры лепестков вырезают из плоских заготовок, при необходимости предварительно состыкованных, с учетом вытяжки при вальцовке или штамповке.

В зависимости от толщины стенки корпуса, способа сварки и положения свариваемого соединения в пространстве (при сварке без вращения сферы) выбирается определенная форма разделки кромки листов.

В процессе монтажа СР лепестки соединяют между собой на прихватках для образования сферы и затем сваривают с помощью сварочных автоматов и специальных манипуляторов, позволяющих выполнять сварные швы в нижнем положении.

Корпуса СР устанавливают на специальные опоры. Применяют различные типы опорных конструкций: опоры в виде отдельно стоящих стоек, расположенных по периметру сферы; опорное кольцо, диаметр которого несколько меньше диаметра сферы; опора в виде вертикальной колонны, проходящей через сферическую оболочку.

Наибольшее распространение получил способ опирания корпуса СР на отдельные стойки, устанавливаемые вертикально и примыкающие к сфере по экватору (рис. 23.21, а). Такая схема опирания применяется для корпусов с трехполюсной и меридиональной схемами раскроя (рис. 23.20, а, в).

При двухполюсной схеме раскроя сферы (рис. 23.20, б) корпус СР устанавливается на наклонные стойки, которые касаются поверхности сферы в зоне ниже экватора (рис. 23.21, б). Угол наклона стоек α обычно принимается равным 7° . Между вертикальными или наклонными стойками устанавливают диагональные связи.

Стойки могут быть наклонены в тангенциальной плоскости, причем две или три стойки могут опираться на один общий фундаментный блок (рис. 23.21, в—д). В этом случае связи между стойками не устанавливают, а число фундаментных блоков уменьшается.

Для всех схем опирания корпуса СР число опорных стоек принимают кратным двум.

23.12.3. Расчет стенки корпуса резервуара на прочность. Такой расчет производится на действие внутреннего избыточного давления и гидростати-

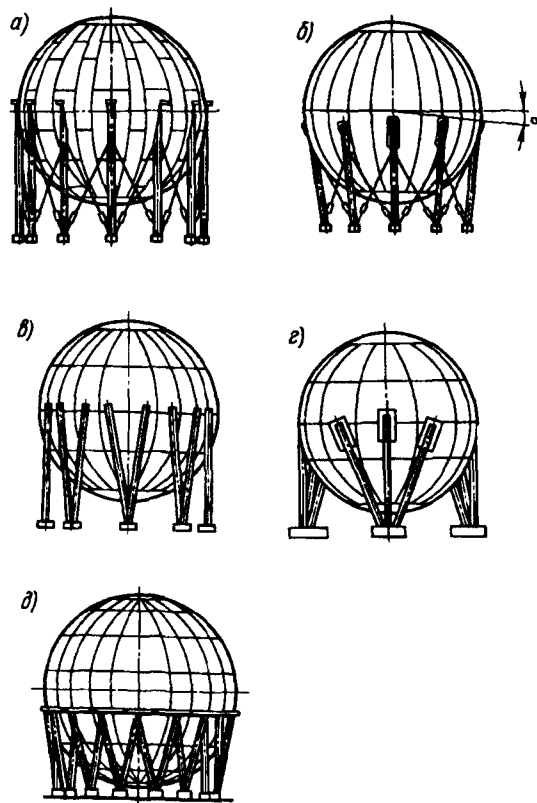


Рис. 23.21. Схема расположения опорных стоек

ческого давления жидкости. Значениями ветровой и снеговой нагрузок, а также собственным весом корпуса из-за их незначительного влияния обычно пренебрегают.

Требуемая толщина стенки в самой нижней точке корпуса определяется по формуле

$$t_w = \frac{(\gamma_p p_{и} + \rho_{ж} 2r \gamma_{ж}) r}{2\gamma_c \gamma_n R_{wy}} + C, \quad (23.33)$$

где $\gamma_p = 1,2$; $\gamma_{ж} = 1,1$; $\gamma_c = 0,6$; $\gamma_n = 0,9$ — коэффициент надежности на взрывобезопасность; $C = 0,2$ см — добавка на вытяжку металла при вальцовке или штамповке лепестков.

Окончательно толщина стенки назначается в соответствии с ГОСТ на толстолистовую сталь.

23.12.4. Расчет стенки резервуара на устойчивость. При понижении температуры в СР возможно образование вакуума, поэтому стенка корпуса должна быть проверена на устойчивость по формуле

$$\sigma \leq \gamma_c \sigma_{cr},$$

где σ — расчетное напряжение в оболочке, определяемое по формуле

$$\sigma = \frac{P_{рвак} \gamma_{рвак} r}{2(t_w - C)} ;$$

$$\gamma_{рвак} = 1,2; \quad \gamma_c = 0,6;$$

$$\sigma_{cr} = cE(t_w - C)/r;$$

при $r/t_w \leq 750$, что характерно для СР, принимается $C = 0,1$.

23.12.5. Расчет опорных стоек и диагональных связей. Опорные стойки, поддерживающие корпус СР, рассчитывают на нагрузку от собственного веса резервуара, размещенного на нем оборудования и веса жидкости, а также на ветровые и снеговые нагрузки.

При расчете стоек учитывают три различных режима работы СР: режим нормальной эксплуатации, режим испытания водой в безветренную погоду и режим испытания водой в ветреную погоду.

Продольная сжимающая сила на одну стойку определяется по следующим формулам:

для режима нормальной эксплуатации

$$N' = N_{Грез} + N_{ж} + (N_S + N_W) \gamma_c; \quad (23.34)$$

при испытании водой летом (без ветра)

$$N'' = N_{Грез} + N_{ж} \rho_{вода} / \rho_{ж}; \quad (23.35)$$

при испытании водой зимой

$$N''' = N_{Gрез} + [N_{ж}(\rho_{вода}/\rho_{ж}) + N_S + N_W]\psi. \quad (23.36)$$

Здесь ψ — коэффициент сочетания нагрузок, равный 0,9.

Усилие в одной стойке от собственного веса резервуара определяется по формуле

$$N_{Gрез} = \frac{4\pi r^2 t_w \rho_w \gamma_f n_{стр}}{(n-1) \cos \alpha} \quad (23.37)$$

где ρ_w — удельный вес стали ($\rho_w = 78,5 \cdot 10^6$ кН/см³); γ_f — коэффициент надежности по нагрузке от собственного веса корпуса резервуара, равный 1,05; $n_{стр}$ — коэффициент, учитывающий вес обрешетки и стоек, равный 1,3; α — угол наклона стойки к вертикали в радиальном направлении.

Усилие в стойке от веса продукта

$$N_{ж} = \frac{V \rho_{ж} \gamma_{ж}}{(n-1) \cos \alpha}, \quad (23.38)$$

где $\gamma_{ж} = 1,1$.

Усилие в стойке от снеговой нагрузки

$$N_S = \frac{S_0 c \pi r_1^2 \gamma_s}{(n-1) \cos \alpha}, \quad (23.39)$$

где S_0 — нормативное значение веса снегового покрова для данного района строительства, кН/м²; c — коэффициент перехода от снегового покрова на земле к снеговой нагрузке на сферический корпус резервуара, равный 0,4; r_1 — радиус круга, по которому равномерно распределена снеговая нагрузка. Согласно нормам [7] $r_1 = r \sin 50^\circ = 0,766r$; $\gamma_s = 1,4$.

Усилие в стойке от ветровой нагрузки

$$N_W = \frac{2WH}{nr \cos \alpha}, \quad (23.40)$$

где W — сосредоточенная ветровая нагрузка, приложенная на уровне экватора корпуса СР;

$$W = W_0 c_w k \pi r^2 \gamma_w; \quad (23.41)$$

W_0 — нормативное значение ветрового давления для данного района строительства; c_w — аэродинамический коэффициент, равный 0,5; k — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления на высоте, значения которого принимаются по нормам [7]; $\gamma_w = 1,4$; H — расстояние от уровня земли до экватора сферы.

Расчетная продольная сила $N_{расч}$ на стойку назначается по большому из трех значений N' , N'' , N''' .

Стойки обычно выполняют из труб и рассчитывают на устойчивость как внецентренно сжатые элементы. Расчетная длина стойки принимается равной расстоянию между узлами связей.

В диагональных связях усилия возникают от ветровой нагрузки и от изменения радиуса оболочки при ее температурных деформациях.

Диагональные связи выполняют обычно в виде круглых стержней, которые работают только на растяжение. Для того чтобы исключить провисание связей, в них создается предварительное напряжение с помощью специальных устройств (фаркопов).

Условие прочности диагональной связи проверяется по формуле

$$\sigma = N_{д.с.}/A_{д.с.} \leq R_y \gamma_c,$$

где $N_{д.с.} = Q_{гр}^{top}/\sin \beta$ — продольная сила от действия ветровой нагрузки; $Q_{гр}^{top} = 2W/n$ — ветровая нагрузка в плоскости диагональных связей; β — угол наклона диагональной связи к вертикали; $\gamma_c = 0,9$.

Узлы прикрепления диагональных связей к опорным стойкам рассчитывают на усилие $N_{д.с.}$.

23.12.6. Пример расчета сферического резервуара. Исходные данные: объем СР — 600 м³; хранимый продукт — бутан ($\rho_{ж} = 5,2 \cdot 10^{-6}$ кН/см³); внутреннее избыточное давление $p_n = 0,06$ кН/см²; вакуум $p_{вак} = 0,008$ кН/см²; тип опор — вертикальные стойки; материал конструкции: корпус — сталь марки С375, опоры и диагональные связи — сталь марки С245; место строительства — Москва; схема раскроя — меридиональная.

Радиус сферической оболочки (корпуса) определяем исходя из заданного объема резервуара V по формуле

$$r = \sqrt[3]{3V/4\pi} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 600}{4 \cdot 3,14}} = 5,233 \text{ м.}$$

Принимаем с некоторым округлением $r = 5,25$ м.

Толщина стенки корпуса резервуара

$$t_w = \frac{(p_n \gamma_p + \rho_{ж} 2r \gamma_{ж})r}{2\gamma_c \gamma_n R_{wy}} + C =$$

$$= \frac{(0,06 \cdot 1,2 + 5,2 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 5,25 \cdot 1,1) 525}{2 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 34,5} + 0,2 = 1,34 \text{ см.}$$

здесь $R_{wy} = R_y = 34,5$ кН/см² (сталь марки С375 для листа = 11—20 мм).

Толщину листов из прокатной толстолистовой стали принимаем равной 14 мм.

Стенку корпуса проверяем на устойчивость по формуле (22.17):

$$\sigma = \frac{p_{вак} \gamma_{пвак} r}{2(t_w - C)} = \frac{0,008 \cdot 1,2 \cdot 525}{2(1,4 - 0,2)} = 2,1 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{cr} = cE(t_w - C)/r = 0,1 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 12/525 = 4,7 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma = 2,1 < \gamma_c \sigma_{cr} = 0,6 \cdot 4,7 = 2,82 \text{ кН/см}^2.$$

Таким образом, устойчивость стенки корпуса СР обеспечена.

Для меридиональной схемы раскроя сферической оболочки число опорных стоек, как правило, в 2 раза меньше числа лепестков. Для расчетного примера число стоек определяем по формулам (23.37)–(23.41):

$$N_{Gрез} = \frac{4 \pi r^2 t_w \rho_w \gamma_f n_{стр}}{n-1} =$$

$$= \frac{4 \cdot 3,14 (525)^2 \cdot 1,2 \cdot 78,5 \cdot 10^{-6} \cdot 1,05 \cdot 1,3}{7} = 63,6 \text{ кН};$$

$$N_{ж} = \frac{V \rho_{ж} \gamma_{ж}}{n-1} = \frac{600 \cdot 10^6 \cdot 5,2 \cdot 10^{-6} \cdot 1,1}{7} = 556,3 \text{ кН};$$

$$N_S = \frac{S_0 c \pi r_1^2 \gamma_s}{n-1} = \frac{1 \cdot 10^{-4} \cdot 0,4 \cdot 3,14 (0,766 \cdot 525)^2 \cdot 1,4}{7} = 4,1 \text{ кН};$$

$$N_W = 2WH/nr = 2 \cdot 13,9820/8 \cdot 525 = 5,4 \text{ кН},$$

где $W = W_0 C_{шк} \pi r^2 \gamma_w = 0,23 \cdot 10^{-4} \cdot 0,5 \cdot 1,3 \cdot 1,4 (525)^2 \cdot 1,4 = 13,9 \text{ кН}$.

$H = 820$ (принятый размер).

Тогда $N' = N_{Gрез} + N_{ж} + (N_S + N_W) \psi = 63,6 + 556,3 + (4,1 + 5,4) \cdot 0,9 = 628 \text{ кН}$;

$$N = N_{Gрез} + N_{ж} \rho_{вода} / \rho_{ж} = 63,6 + 556,3 (10/5,2) = 1006 \text{ кН};$$

$$N'' = N_{Gрез} + (N_{ж} \frac{\rho_{вода}}{\rho_{ж}} + N_S + N_W) \psi =$$

$$= 63,6 + (556,3 \frac{10}{5,2} + 4,1 + 5,4) \cdot 0,9 = 921 \text{ кН}.$$

Принимаем $N_{расч} = N'' = 1006 \text{ кН}$.

Требуемая площадь сечения опорной стойки (при $\varphi_e = 0,6$)

$$A_{стр}^{треб} + N_{расч} / \varphi_e R_y \gamma_c = 1006 / (0,6 \cdot 24 \cdot 0,95) = 73,5 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ (для фасонной стали марки С245 при $t_w = 4-10 \text{ мм}$).

Принимаем сечение стойки в виде трубы $\varnothing 325 \times 8 \text{ мм}$, $A = 79,6 \text{ см}^2$. Расстояние между узлами связей по конструктивным соображениям равно $l = H - 150 = 820 - 150 = 670 \text{ см}$.

Расчетная длина стойки при ее шарнирном сопряжении с корпусом резервуара и фундаментом

$$l_0 = l \mu = 670 \cdot 1 = 670 \text{ см}.$$

Геометрические характеристики принятого сечения стойки:

$$W = 612 \text{ см}^3; i = 11,2; \lambda = l_0 / i = 670 / 11,2 = 60;$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E} = 60(24/2,06 \cdot 10^4) = 2; \quad \rho = W/A = 612/79,6 = 7,69 \text{ см};$$

$$e^* = [(t_w - e)/2] + 2 = (1,4 - 0,2)/2 + 2 = 2,6 \text{ см}; \quad m = e^*/\rho = 2,6/7,69 = 0,338;$$

$$\eta = (1,35 - 0,05)m - 0,01(5 - m)\bar{\lambda} = 1,24; \quad m_1 = \eta m = 1,24 \cdot 0,338 = 0,42; \quad \varphi_e = 0,679.$$

Проверка устойчивости:

$$\sigma = 1006/0,679 \cdot 79,6 = 18,6 < 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Таким образом, устойчивость опорной стойки обеспечена.
Вычисляем расстояние между опорными стойками

$$b = 2\pi r/8 = 2 \cdot 3,14 \cdot 525/8 = 412 \text{ см}.$$

Длина диагональной связи $l_{д.с} = \sqrt{l_0^2 + b^2} = \sqrt{(6,7)^2 + (4,12)^2} = 7,87 \text{ м}$.
Синус угла наклона диагональной связи $\sin \beta = 412/787 = 0,52$.
Усилие в диагональной связи

$$N_{д.с} = Q_{гран}^{top} / \sin \beta = 2W/n \sin \beta = 2 \cdot 13,9 / (8 \cdot 0,52) = 6,7 \text{ кН}.$$

Требуемая площадь сечения связи

$$A_{д.с}^{треб} = N_{д.с} / \gamma_c R_y = 6,7 / 0,9 \cdot 24 = 0,31 \text{ см}^2;$$

$$d_{д.с}^{треб} = \sqrt{4 \cdot 0,31/3} = 0,64 \text{ см}^2.$$

По конструктивным соображениям принимаем диаметр диагональной связи равным 25 мм.

ГЛАВА 23. АЗГОЛЬДЕРЫ

24.1. Назначение и классификация газгольдеров

Газгольдерами называются сосуды, предназначенные для хранения и смешивания газов. Их включают в газовую сеть между источниками получения газов и их потребителями в качестве своеобразных аккумуляторов, регулирующих потребление газа. Газгольдеры применяют на металлургических, коксохимических и газовых заводах, в химической и нефтеперерабатывающей промышленности, в городском хозяйстве для хранения природного или искусственного газа и т.д.

По конструкции и характеру эксплуатации газгольдеры делятся на две группы: переменного объема (мокрые и сухие) и постоянного объема. Газгольдеры переменного объема называют газгольдерами постоянного низкого давления, так как давление газа в них не превышает 4—5 кПа. Газгольдеры постоянного объема имеют внутреннее давление газа в пределах 250—2000 кПа и являются сосудами высокого давления.

24.2. Газгольдеры переменного объема

24.2.1. Мокрые газгольдеры. Конструктивные особенности. Типовые мокрые газгольдеры имеют вместимость 100—30000 м³ и состоят из вертикального цилиндрического резервуара, наполненного водой, одного или нескольких промежуточных звеньев (телескопов), колокола, представляющего собой открытую снизу цилиндрическую оболочку с пологой сферической кровлей, и направляющих (рис. 24.1). Через дно резервуара под колокол подводят газопроводы для подачи и расходования газа. Непроницаемость соединения соседних звеньев газгольдера обеспечивается гидравлическими затворами в виде двух кольцевых желобов, входящих один в другой. При наполнении газгольдера газом колокол поднимается, зачерпывает воду из резервуара своим желобом, захватывает им верхний желоб телескопа и т.д., после чего колокол с телескопами поднимается до своего верхнего положения.

Для уравнивания внутреннего давления газа масса подвижных звеньев бывает недостаточна, и тогда применяют бетонные грузы, расположенные по периметру крыши колокола, а также чугунные грузы, уложенные по периметру нижней части колокола. Газгольдеры должны иметь молниеотводы.

Плавность и бесперебойность движения колокола и телескопов обеспечиваются направляющими и роликами.

В газгольдерах с вертикальными направляющими верхние ролики закрепляются на консолях, прикрепленных вверху каждого подвижного звена, и перемещаются по наружным направляющим стойкам каркаса, а нижние

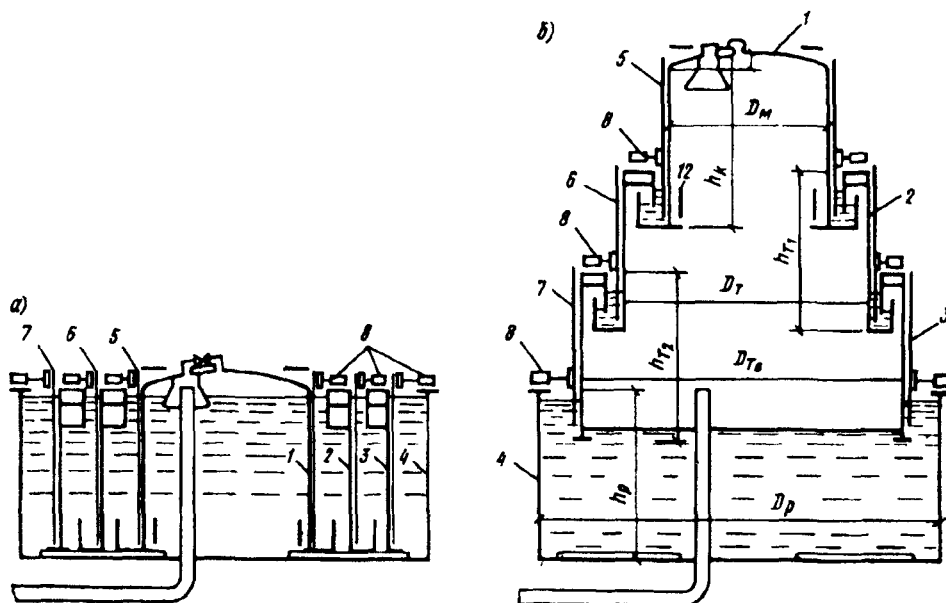


Рис. 24.1. Схема винтового мокрого газгольдера

а — нижнее положение звеньев; б — высшее положение звеньев; 1 — колокол; 2 — первый телескоп; 3 — второй телескоп; 4 — резервуар; 5 — винтовая направляющая на резервуаре; 6 — то же, на первом телескопе; 7 — то же, на втором телескопе; 8 — ролики

крепятся к нижнему кольцу подвижного звена и перемещаются по внутренним стойкам, приваренным к стенке нижерасположенного элемента.

Применяются следующие марки стали: для оболочки резервуара и подвижных звеньев с расчетной температурой ниже -30°C — С255, при температуре до -30°C — С245 (по ГОСТ 27772—88), при этом необходимы дополнительные гарантии загиба в холодном состоянии и ограничения по химическому составу; для прочих расчетных элементов — С235 по ГОСТ 27772—88 с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии.

Основные положения расчета. Газгольдеры переменного объема рассчитывают по методу предельных состояний в соответствии с указаниями специальных технических условий и норм [8]. В расчетах учитывают следующие коэффициенты надежности по нагрузке: для собственного веса конструкций $\gamma_{FG} = 1,1$; для давления газа под колоколом $\gamma_p = 1,2$; для давления воды в резервуаре $\gamma_{ж} = 1,1$; для полезной (временной) нагрузки (2 кН/м^2) на обслуживаемые площадки и лестницы $f = 1,2$; для снега на колоколе — на всей крыше или на половине поверхности крыши — интенсивностью, соответствующей данному району строительства согласно СНиПу [7], но не менее 1 кН/м^2 (III район), $\gamma_s = 1,4$, при этом нагрузка на всей крыше, несмотря на сферическую ее поверхность, не уменьшается; для ветровой нагрузки с аэродинамическим коэффициентом $k = 0,7$ $\gamma_w = 1,2$.

При проведении расчетов учитывают следующие сочетания нагрузок: основные (вес конструкций, давление газа и воды, снег на всей крыше или на половине ее поверхности, временные нагрузки на площадке); дополнительные (нагрузки основные с односторонней снеговой нагрузкой, ветер, температурные и монтажные воздействия; нагрузки основные без учета снеговой нагрузки, ветровая нагрузка; особые (нагрузки от собственного веса, воды и снега, сейсмические воздействия). Коэффициенты сочетания нагрузок принимают по СНиПу [7].

Коэффициент условий работы γ_c принимают равным 1, за исключением случаев, когда принимаются иные значения: для корпуса водяного резервуара газгольдера $\gamma_c = 0,8$; для внешних вертикальных направляющих $\gamma_c = 0,9$; для сжатых основных элементов купола колокола (ноги стропил, пояс жесткости) $\gamma_c = 0,9$.

При расчете на прочность и деформативность с учетом сейсмических сил принимается специальный коэффициент условий работы $\gamma_c^{KP} = 1,4$.

Максимальное давление газа под колоколом $p_{и}$ имеет место при высшем его положении и определяется в зависимости от собственного веса подвижных звеньев, уровня воды в затворах, пригрузки, а также от плотности воздуха и газа

$$p_{и \max} = \frac{4}{\pi D^2} \left[Q - \frac{Q'}{\rho_{ст}} - V(\rho_{в} - \rho_{г}) \right], \quad (24.1)$$

где $p_{и \max}$ — 10 кПа — наибольшее избыточное (заданное) давление газа в газгольдере; D — диаметр колокола в однозвеньеовом газгольдере; Q — общий вес колокола, телескопа, пригрузки, роликов, воды в затворах, оборудования на подвижных звеньях, кН; Q' — вес погружаемых в воду частей колокола и телескопа, кН; V — объем газа внутри газгольдера; $\rho_{ст}$, $\rho_{в}$, $\rho_{г}$ — удельный вес соответственно стали, воздуха и газа, кН/м³.

Стенки резервуара телескопов и колокола выполняются из рулонированных заготовок на заводе. Толщина стенки резервуара определяется по формуле

$$t_w = (\rho_{ст} \gamma_f G + p_{и} \gamma_p) r_2 / \gamma_c R_y, \quad (24.2)$$

а толщина стенок телескопов и колокола — по формуле

$$t_w = \gamma_p p_{и} r_2 / \gamma_c R_y. \quad (24.3)$$

Так как давление газа под колоколом $p_{и}$ мало, то расчетная толщина стенки получается незначительной, поэтому в этих случаях толщина стенки назначается конструктивно не менее 3—5 мм.

Кровля колокола состоит из тонколистовой оболочки и поддерживающих ее стропил в виде радиально расположенных в плане арок, которые соединены между собой кольцевыми стержнями и решеткой, образующими купольную систему. Наиболее часто применяется "дышащая" кровля, когда оболочка кровли свободно лежит на стропилах и не скрепляется с ними, а приваривается только к уторному уголку по опорному кольцу. Вследствие этого усилия от внутреннего избыточного давления $p_{и}$ воспринимаются оболочкой кровли как мембраной без включения в работу стропил. Поэтому толщина стенки кровли определяется как для сферической оболочки

$$t_w = \gamma_p p_{и}^* r_c / 2 \gamma_c R_y, \quad (24.4)$$

где $p_{и}^* = p_{и} - G_{об}$ — разность между внутренним избыточным давлением в газгольдере (обычно $p_{и} = 4$ кПа) и весом оболочки $G_{об}$; r_c — радиус сферической оболочки; $\gamma_c = 1$.

Стропила рассчитывают на нагрузку от кровли и снега на ней.

Наружные направляющие, связанные кольцевыми площадками и раскосами, можно представить в виде сквозного призматического стержня, нагруженного сосредоточенными силами от давления наружных роликов, передающих ветровую нагрузку, которая воспринимается телескопами и колоколом, а также одностороннюю снеговую нагрузку на кровлю колокола. Раскладывая эти сосредоточенные нагрузки по плоским фермам, составляющим грани призмы, и рассматривая их как консоли, определяют осевые усилия во всех элементах. Наибольшие усилия возникают в элементах граней, параллельных направлению ветра. Кроме продольных усилий наружные направляющие могут испытывать местный изгиб от сосредоточенного давления роликов, что также должно учитываться в расчете.

Горизонтальные кольца кроме осевого растягивающего усилия должны проверяться на изгиб в вертикальной плоскости от собственного веса и вертикальной нагрузки 2 кН/м^2 .

Пригрузку составляют бетонные плиты, располагаемые на крыше колокола по ее наружному краю на специальной кольцевой площадке, и чугунные грузы, которые размещают на нижнем кольце жесткости у гидрозатвора на специальном уширении. Вес пригрузки определяется по упрощенной формуле $Q_{гр}^* = p_{и} \pi D^2 / 4$.

24.2.2. Сухие газгольдеры. Конструктивные особенности. Сухие газгольдеры применяют в случае, когда хранимые газы имеют высокую концентрацию (до 99,9% и выше) и не допускают увлажнения (этилен, про-

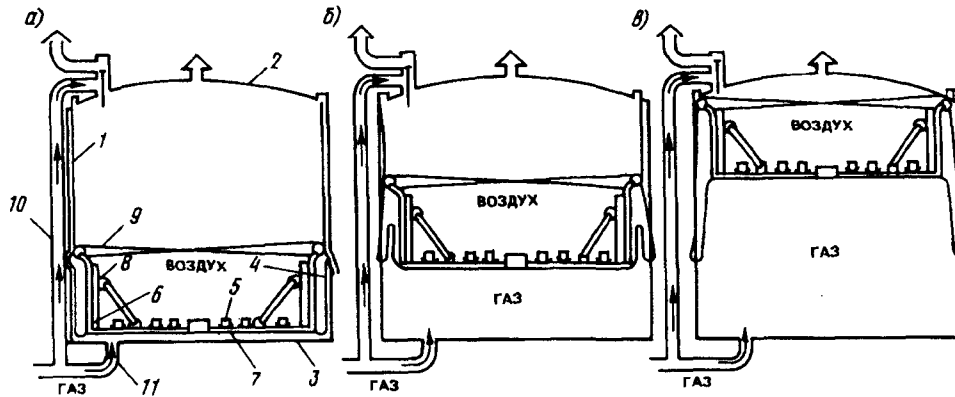


Рис. 24.2. Схема работы сухого газгольдера с кольцевым фартуком

а — порожний газгольдер; *б* — газгольдер, частично заполненный газом; 1 — корпус; 2 — кровля; 3 — днище; 4 — кольцевой фартук из прорезиненной ткани; 5 — бетонные грузы; 6 — каркас шайбы; 7 — днище шайбы; 8 — стенка шайбы; 9 — тяжи шайбы; 10 — стояк газосброса; 11 — газоход

пилен и т.д.). Объем газгольдеров колеблется от 10 до 600 тыс.м³. Конструкция их состоит из цилиндрической оболочки с плоским днищем, покоящимся на песчаной подушке, и сферической кровли из листов толщиной 3 мм, которые крепятся к каркасу из радиально расположенных гнутых швеллеров (рис. 24.2).

Внутри газгольдера размещается специальная конструкция в виде шайбы, перемещающейся под давлением газа наподобие поршня. Шайба имеет несущий каркас и наружную обшивку из листовой стали.

Между корпусом газгольдера и вертикальными стенками шайбы расположен сплошной кольцевой фартук из прорезиненной ткани, герметично соединенный с корпусом и шайбой и изолирующий газовое пространство. Шайба удерживается в горизонтальном положении с помощью системы роликов и встречных тросов, прикрепленных своими концами к стенке газгольдера и каркасу кровли. Для удерживания давления в газгольдере шайба пригружается бетонными блоками. Наполнение газгольдера и внутреннее избыточное давление регулируются автоматически: при переполнении газгольдера шайба выталкивает шток газосброса, и излишек газа уходит в атмосферу.

Стенки корпуса и днища сухих газгольдеров изготавливают из рулонных заготовок. Стенка корпуса снабжена каркасом из вертикальных стоек, заделанных в фундамент, и горизонтальных колец из прокатного профиля. Все соединения элементов в сухих газгольдерах выполняются сварными.

Основные положения расчета. Стенку корпуса сухого газгольдера рассчитывают как цилиндрическую оболочку от избыточного внутреннего давления газа, работающую на растяжение. Расчетная толщина стенки обычно оказывается незначительной, поэтому принимается конструктивно равной 5 мм. Так как конструкция корпуса получается тонкостенной, то его необходимо проверить на устойчивость при отсутствии газа и наличии вакуума.

В этом случае от действия веса корпуса и покрытия с оборудованием, веса снега на кровле, а также от полезной нагрузки в корпусе возникают продольные меридиональные напряжения

$$\sigma_1 = G/2\pi r_2 t_w \leq \gamma_c R_y,$$

где G — сумма всех перечисленных нагрузок.

Критические напряжения от этих нагрузок определяют по формуле (23.11).

24.3. Газгольдеры постоянного объема

Для хранения природного газа, выходящего при добыче из-под земли под большим давлением и подаваемого потребителям на большие расстояния, а также при значительном суточном обороте газа целесообразно применение газгольдеров постоянного объема. Давление в них колеблется от 70 до 2000 кПа, что дает возможность хранить во много раз большее количество газа при значительно меньших габаритах по сравнению с газгольдерами. Эти газгольдеры более экономичны по расходу металла на 1 м³ хранимого газа по сравнению с газгольдерами переменного объема.

Газгольдеры постоянного объема проектируются с учетом требований специальных правил устройства и безопасной эксплуатации сосудов, работающих под давлением. Объем газгольдера и предельное давление газа в нем регламентируются ГОСТ 5172—63.

По конструктивным признакам газгольдеры постоянного объема подразделяются на цилиндрические и сферические.

24.3.1. Цилиндрические газгольдеры. Конструктивные особенности. Цилиндрические газгольдеры состоят из цилиндрического корпуса и двух днищ, которые чаще всего выполняются в виде полусфер, хотя возможны и другие формы, например эллиптическая. Объем цилиндрических газгольдеров колеблется от 50 до 300 м³, что позволяет делать их габаритными для перевозки железнодорожным транспортом.

По положению в пространстве цилиндрические газгольдеры могут быть горизонтальными (рис. 24.3) и вертикальными. В цилиндрической оболочке корпуса на опорах устраивают кольца жесткости.

Основные положения расчета. Расчетные толщины стенок цилиндрического корпуса и сферических днищ определяют по формулам:

для цилиндрического корпуса

$$t_w = \gamma_p p_n D / 2 \gamma_c R_y; \quad (24.5)$$

для сферических днищ

$$t_w = \gamma_p p_n D / 4 \gamma_c R_y, \quad (24.6)$$

где $\gamma_c = 0,6$ — коэффициент условий работы газгольдера постоянного объема.

Кольца жесткости в местах опирания газгольдера выполняют из составного или прокатного тавра, приваренного к стенке.

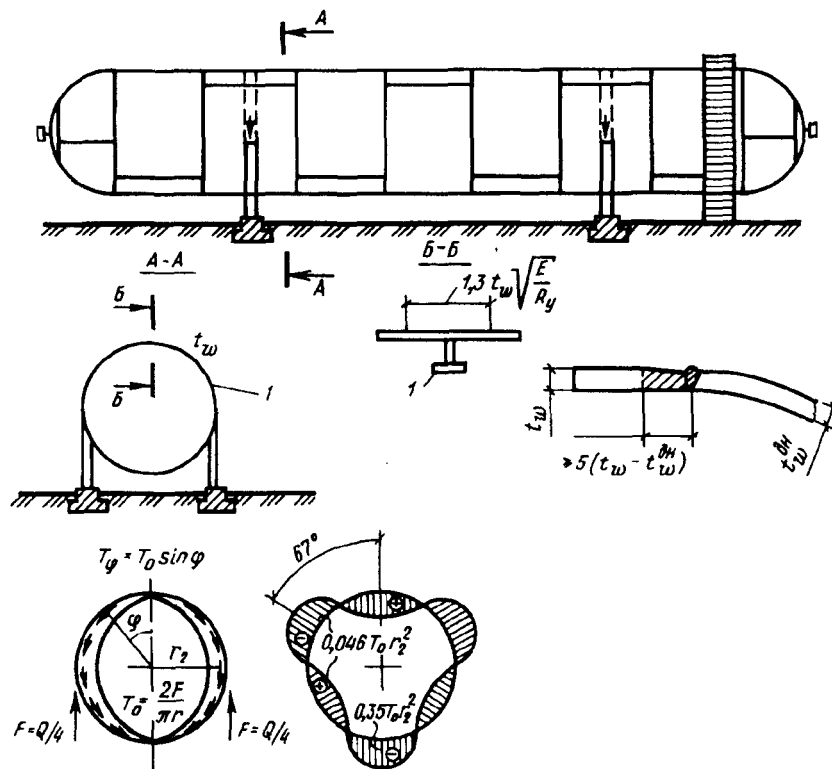


Рис. 24.3. Горизонтальный цилиндрический газгольдер на двух опорах
1 — опорное кольцо

Наибольшие усилия в кольцах жесткости возникают при гидравлическом испытании, когда газгольдер заполняют водой. Сдвигающее усилие между стенкой корпуса и кольцом, возникающее в этот момент, определяют по формуле

$$F_{\phi} = F_0 \sin \varphi = (G/2\pi r_2) \sin \varphi, \quad (24.7)$$

где $F_0 = G/2\pi r_2$ — максимальное значение сдвигающего усилия в месте сопряжения корпуса со стенкой (эпюра F указана на рис. 24.3); G — общий вес газгольдера с оборудованием и водой; φ — угловая координата.

При $0 \leq \varphi \leq \pi/2$ продольную силу определяют из выражения

$$N = \frac{G}{2\pi} \left(\frac{1}{4} \cos \varphi + \frac{\cos \varphi \cos 2\varphi}{4} + \frac{\sin \varphi \sin 2\varphi}{4} - \frac{\varphi \sin \varphi}{2} \right). \quad (24.8)$$

Кольцо жесткости проверяют на совместное действие момента (см. эпюру моментов на рис. 24.3) и продольной силы. В условную площадь поперечного сечения кольца жесткости необходимо включить часть стенки (на рис. 24.3 — разрез Б—Б, расчетная площадь заштрихована).

В газгольдерах с небольшим внутренним избыточным давлением кольцо жесткости выполняется из уголка, согнутого на перо и усиленного дополнительными стержнями (по типу опорных колец горизонтальных цилиндрических резервуаров).

24.3.2. Сферические газгольдеры. Их применяют негабаритными, объемом до 6000 м^3 и более. По расходу металла на 1 м^3 хранимого газа они более экономичны, чем цилиндрические газгольдеры, но сложнее в изготовлении и монтаже. Конструктивное оформление и методика расчета этих газгольдеров такие же, как сферических резервуаров для сжиженных газов (см. выше).

ГЛАВА 25. БУНКЕРЫ И СИЛОСЫ

25.1. Общие сведения

Бункерами и силосами называются емкости, предназначенные для хранения и перегрузки сыпучих материалов (рис. 25.1). Силосы, как правило, бывают круглыми в плане. Бункеры отличаются большим разнообразием конструктивных решений. Они подразделяются на пирамидально-призматические, лотково-призматические, гибкие (параболические), гибкие с жесткими разгрузочными воронками и конусно-цилиндрические.

Бункеры могут находиться как внутри здания, так и на открытом воздухе. Загружают бункеры механическим или пневматическим способом через отверстия в верхнем перекрытии. Разгрузка производится под действием массы сыпучего материала при открывании выпускных отверстий. Для улучшения условий разгрузки бункеры и силосы заканчиваются снизу суживающейся частью, называемой воронкой. Наименьший угол наклона стенки воронки к горизонту на $5\text{--}10^\circ$ превышает угол естественного откоса сыпучего материала.

В зависимости от вида разгрузочного устройства и механических характеристик сыпучего материала выпускные отверстия бункеров и силосов могут иметь круглую, квадратную, прямоугольную или вытянутую щелевую форму в плане. Размер выпускного отверстия

$$a_0 = k(b + 80) \operatorname{tg} \varphi, \quad (25.1)$$

где a_0 — сторона квадрата или диаметр D выпускного отверстия, мм; $k = 2,4\text{--}2,6$ — опытный коэффициент; b — максимальный размер кусков сыпучего материала, мм; φ — угол естественного откоса сыпучего материала, град.

Размеры выпускных отверстий a_0 изменяется от 300 (для сухого песка) до 1500 мм (для крупной руды, скрапа, угля-плитняка).

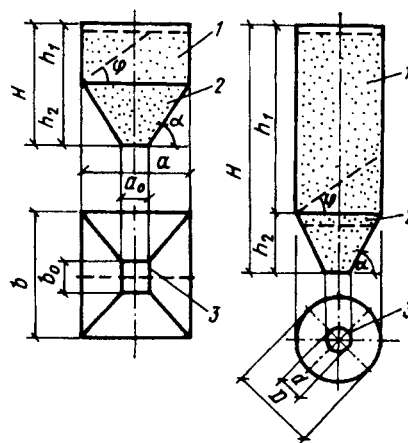


Рис. 25.1. Емкость для хранения и перегрузки сыпучих материалов

В бункерах, предназначенных для хранения твердых кусковых материалов, внутреннюю поверхность наклонных стенок футеруют, чтобы предохранить стенки от истирания и образования вмятин при ударах. Тип футеровки зависит от истирающих свойств сыпучего материала. Так, бункеры для руды и скрапа футеруют листовой марганцовистой сталью толщиной 6—10 мм. Иногда применяют деревянную футеровку.

Основные несущие конструкции бункеров с плоскими стенками и силосов изготавливают из углеродистой стали, а гибких бункеров — из низколегированной. Конструкции бункеров и силосов выполняют сварными с соединением элементов встык. Соединения внахлестку допускаются только как монтажные. В некоторых случаях монтажные соединения делают болтовыми.

25.2. Бункеры с плоскими стенками

25.2.1. Конструктивные особенности. Бункеры с плоскими стенками являются жесткими конструкциями, так как сохраняют постоянную геометрическую форму в процессе загрузки и разгрузки. По конструктивной форме они разделяются на пирамидально-призматические и лотково-призматические. Они состоят из верхней призматической части и нижней части (воронки), имеющей форму усеченной пирамиды или лотка большой протяженности.

Вертикальные стенки образуются, как правило, бункерными несущими балками и имеют горизонтальные и вертикальные ребра жесткости. Обшивка воронки укрепляется обычно только горизонтальными ребрами жесткости (рис. 25.2).

Бункеры опираются на колонны через бункерные балки. Последние с колоннами образуют поперечные рамы. Неизменяемость формы сооружения в продольном направлении бункерной эстакады обеспечивается продольными связями.

25.2.2. Основные положения расчета. Бункеры с плоскими стенками рассчитывают на воздействие следующих нагрузок: от веса конструкций (1—1,2 кН/м²), снеговой и ветровой нагрузок, временных нагрузок на перекрытие (до 4 кН²), а также от давления сыпучего материала, нагрузки от ветра и снега принимают по СНиП 2.01.07—85.

При расчете принимают следующие коэффициенты надежности по нагрузке: от веса конструкций $\gamma_G = 1,05$; от давления сыпучего материала $\gamma_p = 1,3$; от ветра $\gamma_W = 1,2$. Коэффициент условий работы γ_c для обшивки и бункерных балок принимается равным 0,8, для остальных конструкций $\gamma_c = 1$.

Расчет производится отдельно для призматической (коробки) и пирамидальной или лотковой (воронки) частей бункера. Плоские стенки бункеров рассчитывают как пластинки, которые под воздействием равномерно распределенного давления сыпучего материала находится в состоянии цилиндрического изгиба. Предполагается, что пластинки шарнирно прикреплены к ребрам жесткости. Изгибающий момент в середине пролета пластинки

$$M = M_6 - 4 \gamma_{p\alpha}^H l^2 N / \pi^3 (N + N_E), \quad (25.2)$$

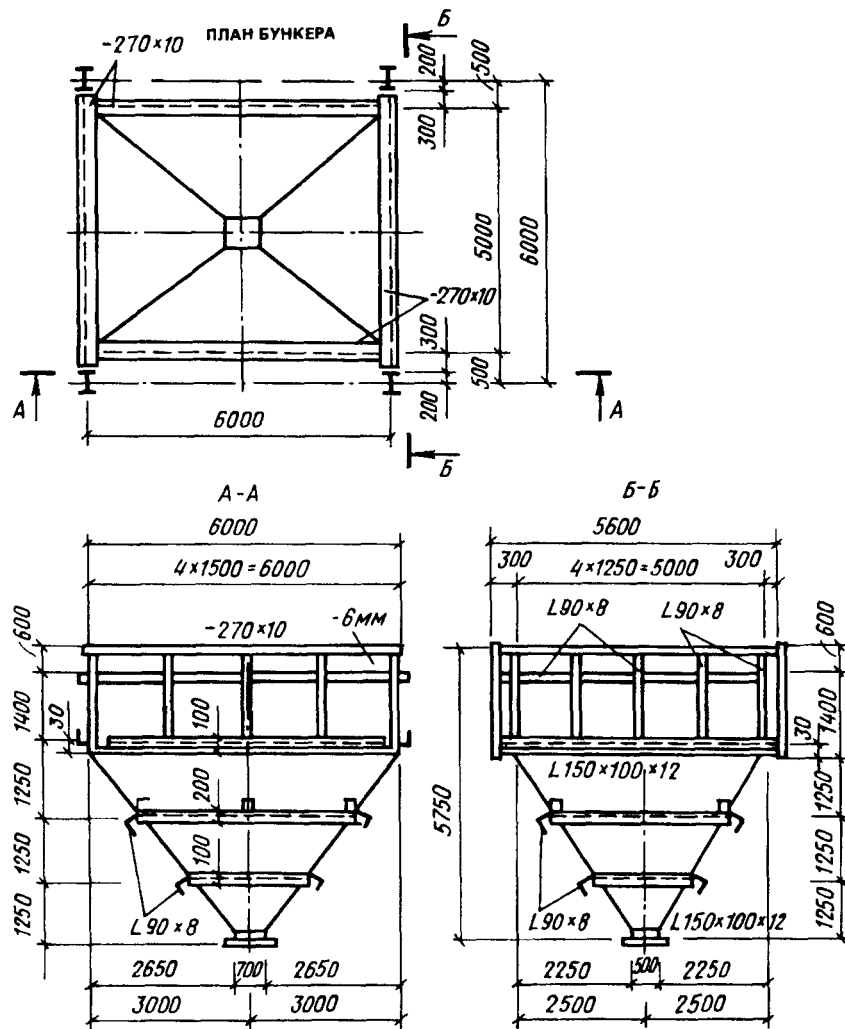


Рис. 25.2. Бункер с плоскими стенками

где M_6 — изгибающий момент для простой балки в середине пролета; N — продольное растягивающее (цепное) усилие в обшивке, определяемое по формуле

$$N = \sqrt[3]{\frac{Et_w (\gamma_p p^H)^2 l^2}{(1 - \nu^2) 24}}; \quad (25.3)$$

l — расстояние между ребрами жесткости;

$$N_E = \pi^2 Et_w^3 / 12 (1 - \nu^2) l^2.$$

Вертикальное q^H и горизонтальное p^H нормативные давления сыпучего материала в бункерах определяют по формулам:

$$q^H = \rho_{с.иу}; \quad p^H = k \rho_{с.м.у}. \quad (25.4)$$

Аналогично в силосах

$$q^H = z \gamma r / f_{тр} k; \quad p^H = z \gamma r / f_{тр}, \quad (25.5)$$

где ρ , $f_{тр}$ — удельный вес и коэффициент трения сыпучего материала; $k = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ — отношение горизонтального давления к вертикальному; φ — угол естественного откоса сыпучего материала; $r = A/u$ — гидравлический радиус; A, u — соответственно площадь и периметр поперечного сечения силоса; $z = 1 - e^{-k f_{тр} \gamma y/r}$ — коэффициент, который определяется по [1], табл. 23.3; y — расстояние от верха сыпучего материала до рассматриваемого сечения.

При расчете стенок воронки по формуле (25.3) вместо p^H подставляются значения нормативного давления сыпучего материала, направленного перпендикулярно наклонной поверхности воронки,

$$p_{\alpha}^H = (\cos^2 \alpha + k \sin \alpha) q^H, \quad (25.6)$$

где q^H берется по формуле (25.4).

Прочность обшивки проверяется по формуле

$$\sigma = N/t_w \pm M_{\max}/W = N/t_w \pm 6M_{\max}/t_w^2 \leq \gamma_c R_y, \quad (25.7)$$

где $W = t_w^3/6$ — момент сопротивления полосок в обшивке шириной 1 см; $\gamma_c = 0,8$.

Для участков в верхней части бункера необходимо учитывать напряжения в обшивке, развивающиеся от усилия N_{by} ,

$$\sigma = N/t_w + N_{by}/t_w \pm 6M_{\max}/t_w^2 \leq \gamma_c R_y, \quad (25.8)$$

где $N_{by} = N_2 \rho_{с.м} V_y [2(a_y + b_y)]$; a_y, b_y — размеры в плане бункерной воронки на уровне y , м;

$$V_y = (h_y/3) [a_y b_y + (a_y + a_0)(b_y + b_0) + a_0 b_0] + h_1 a b;$$

h_1, a, b — высота и размеры в плане призматической части бункера; h_y — высота воронки с материалом.

Максимальные значения прогиба пластинки определяют по формуле

$$f = \frac{4 \gamma p^H l^2}{\pi^3 (N + N_E)} \leq [f] = \frac{1}{50} l.$$

Горизонтальные ребра жесткости пирамидальной части бункера выполняют из уголков, приваренных пером к обшивке с наружной стороны. Полка уголка может располагаться горизонтально, однако предпочтительнее располагать ее перпендикулярно поверхности обшивки, так как в этом случае упрощается технология сварки и уменьшается крутящий момент ребра.

Ребра рассчитывают на поперечный изгиб и продольную силу. Прочность ребра как для сжато-изогнутого стержня проверяют по формуле

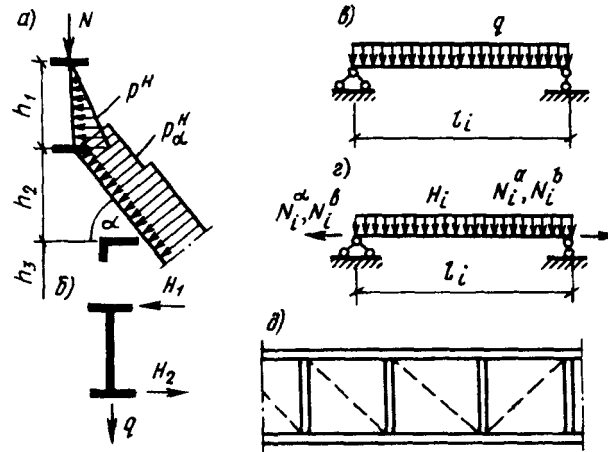


Рис. 25.3. Расчетная схема бункерной балки

a — действующие нагрузки; *б* — приложение вертикальных и горизонтальных нагрузок; *в* — расчетная схема балки при работе на вертикальные нагрузки; *г* — то же, на горизонтальные нагрузки; *д* — вариант расчетной схемы вертикальной стенки балки

$$\sigma = N/A_p + M/W_p \leq \gamma_c R_y, \quad (25.9)$$

где $M = q_p l_p^2 / 8$; $q_p = \gamma_p D \alpha^3 (h_i + h_{i+1}) / 2 \sin \alpha$; $\gamma_c = 1$; $N = q_p b y / 2$;

A_p , W_p — соответственно площадь и момент сопротивления ребра с прилегающей к нему частью обшивки шириной, равной $1,3 t_w \sqrt{E/R_y}$.

Прогиб проверяется по формуле прогиба балки с защемленными концами

$$f = \frac{1}{384} \frac{q_p^H l_p^4}{EI_p} \leq [f] = \frac{1}{250} l_p.$$

Бункерные балки рассчитывают как однопролетные шарнирно опертые на действие вертикальной и горизонтальной нагрузок от конструкций, давления сыпучих материалов и временных нагрузок на перекрытие (рис. 25.3). Принимается, что на вертикальные и горизонтальные нагрузки в основном работают только пояса балки. Стенка балки в заполненном бункере работает на распор от засыпки как пластинка, опертая на пояса балки, а также на горизонтальные и вертикальные ребра жесткости.

25.3. Гибкие бункеры

25.3.1. Конструктивные особенности. Гибкий или висячий бункер представляет собой открытую (незамкнутую) цилиндрическую оболочку нулевой гауссовой кривизны, подвешенную к двум продольным несущим балкам, опирающимся на колонны (рис. 25.4). По торцам бункеров устраивают жесткие вертикальные стенки-диафрагмы. Благодаря отсутствию ребер жест-

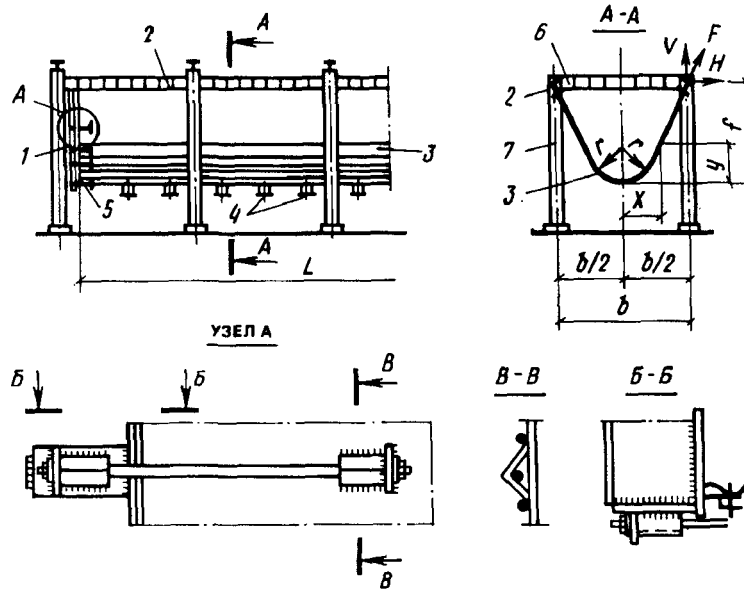


Рис. 25.4. Гибкий (параболический) бункер

1 — торцевая стенка; 2 — продольная балка; 3 — оболочка; 4 — выпускное отверстие; 5 — тяжи; 6 — поперечная балка-распорка; 7 — колонна

кости и работе стенок в основном на растяжение гибкие бункера являются наиболее экономичными по расходу стали сооружениями для хранения сыпучих материалов.

Для определения формы гибкого бункера используют следующие зависимости¹ (см. рис. 25.4):

$$y = 2f[3(x/b)^2 - 2(x/b)^3]; \quad (25.10)$$

$$y = 4f(x/b)^2. \quad (25.11)$$

Площадь поперечного сечения бункера и его объем определяют по формулам:

$$A = (5/8)fb; \quad V = (5/8)fbL, \quad (25.12)$$

где L — длина бункера (см. рис. 25.4).

Пролет гибкого бункера b определяют из выражения

$$b = (2/3) \sqrt{(R_y + R_\phi)(t_\phi / \rho_{с.м})} - (3/4)h_б, \quad (25.13)$$

где R_y, R_ϕ — соответственно расчетные сопротивления стали оболочки и футеровки, kH/cm^2 ; t_ϕ — толщина листов футеровки, cm ; $\rho_{с.м}$ — удельный вес сыпучего материала, kH/cm^3 ; $h_б$ — высота бункера, cm .

¹Ягофаров Х. Гибкие бункера. — М.: Стройиздат, 1980. — 168 с.

Оптимальное соотношение пролета бункера к высоте оболочки b/f обычно принимают равным 1,4.

25.3.2. Основные положения расчета. При расчете стенок гибких бункеров принимается, что они работают как гибкие нити только на растяжение. Максимальные цепные усилия в стенке F , кН/м, возникают в месте ее подвеса к продольным бункерным балкам и определяются по формуле

$$F = \frac{1}{12} \gamma_p \rho_{c.m} b^2 \sqrt{1 + 16(f/b)^2 [1 + (3/2)(h_6/f)]}. \quad (25.14)$$

При $b/f = 1,4$ получаем $F = (\gamma_p \rho_{c.m} b^2 / 4) [1 + (3/2)(h_6/f)]$, а минимальное расчетное цепное усилие в нижней точке днища

$$F_0 = F/D, \quad (25.15)$$

где $D = 1 + \varphi/50$; φ — угол естественного откоса сыпучего материала, град.

Подбор сечения гибкой стенки при заданных параметрах бункера и характеристиках сыпучего материала может произведен с учетом расчета стенки по плоской схеме (как растянутой нити) в любом сечении $i-i$ по формуле

$$t_w^{i-i} = F_i / \gamma_c R_y, \quad (25.16)$$

где $F_i = F - 4(F - F_0)(S/L)$, кН/см; $\gamma_c = 1$; S — расстояние от точки подвеса гибкого бункера до рассматриваемого сечения $i-i$, м; $L = b \left\{ \frac{2f}{b} + \frac{b}{16f} \right\} (1 + 4\sqrt{f/b})$ — длина криволинейного контура оболочки бункера, м (при $b/f = 1,4$ $L = 1,8b$).

Минимальная толщина стенки висячей оболочки бункера t_w принимается равной $t_w = 4$ мм, а стенки днища, к которому подвешиваются разгрузочные механизмы и площадки для обслуживания, — не менее 6 мм.

Бункерные балки проектируют высотой до 3—4 м. Стенка такой балки оказывается тонкой, поэтому на опоре она проверяется на срез и устойчивость от действия только касательных напряжений

$$\frac{3}{4} \frac{FB}{h_6 t_w} \leq \gamma_c R_s; \quad \frac{FB}{2h_p t_w} \leq \gamma_c \tau_{cr}, \quad (25.17)$$

где $\gamma_c = 0,8$; τ_{cr} — критические напряжения; R_s — расчетное сопротивление стали сдвигу.

Для восприятия нагрузок от распора оболочки и укрепления гибкой стенки устанавливают вертикальные ребра жесткости из одиночных уголков, приваренных пером к наружной поверхности стенки. В зоне подвеса оболочки стенку бункерной балки дополнительно укрепляют продольным ребром жесткости.

При расчете на прочность сечений ребер жесткости учитывают работу на изгиб составного сечения, состоящего из ребра и примыкающей к нему стенки шириной, равной $1,3t_w \sqrt{E/R_y}$.

25.4. Силосы

Современные силосы используют для хранения как продовольственных продуктов — зерна колосовых и зернобобовых культур, кукурузы и риса, сахара и муки, силосной и сенажной массы, так и многих видов сыпучих промышленных материалов.

В зависимости от применяемых схем разгрузки силосов — самотеком или с помощью шнеков — различают две конструктивные разновидности: на стойках с коническим дном и наземные с плоским дном.

Корпус силоса выполняется из тонколистовой стали или алюминиевых сплавов с толщиной листов 1,5—5 мм. Листы соединяются между собой на сварке, болтах, дюбелях или с помощью фланцев. В зависимости от способов монтажа силосов вертикальные швы между листами располагаются вразбежку или по одной линии. При сооружении силосов из сборных плоских элементов возможны квадратная, прямоугольная или полигональная в плане форма каждого силоса.

Для наиболее распространенных в плане круглых металлических силосов возможны следующие способы их возведения:

- сборка корпуса из гладких, волнистых или горизонтальных заготовок;
- сборка корпуса из тонколистовых мембранных панелей, прикрепляемых к каркасу;
- образование цилиндрического корпуса спиральной наливкой из стальной или алюминиевой полосы;
- разворачивание цилиндрической стенки из заводских рулонированных заготовок.

Корпуса силосов рассчитывают на прочность и устойчивость. К нагрузкам, действующим на вертикальные стенки, относятся: горизонтальное давление сыпучих материалов и дополнительное — от температурных воздействий; ветровое воздействие на корпус незаполненного силоса; вертикальное давление сыпучего материала, передающееся на стенки силоса силами трения; собственный вес стенки и кровли силоса; снеговая нагрузка на покрытие силоса.

В расчете на устойчивость следует учитывать, что при действии на тонкостенную оболочку корпуса реактивного отпора сыпучего материала в сочетании с осевым сжатием возможна как классическая форма потери устойчивости (прощелкивание) с выпучиванием внутрь, так и неупругое выпучивание складками наружу.

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 Победы на Поклонной горе ($H = 140$ м) "Покорителям космоса" ($H = 92$ м) в Москве, "Родина-мать" в Киеве ($H = 115$ м), "Брестская крепость — герой" ($H = 100$ 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 анкерровкой 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.

Б а ш н и 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 заполнением, необходимым для обеспечения требуемой по гибкости расчетной длины пояса. Существенную экономию стали можно получить при применении крестовой решетки с гибкими предварительно напряженными раскосами.

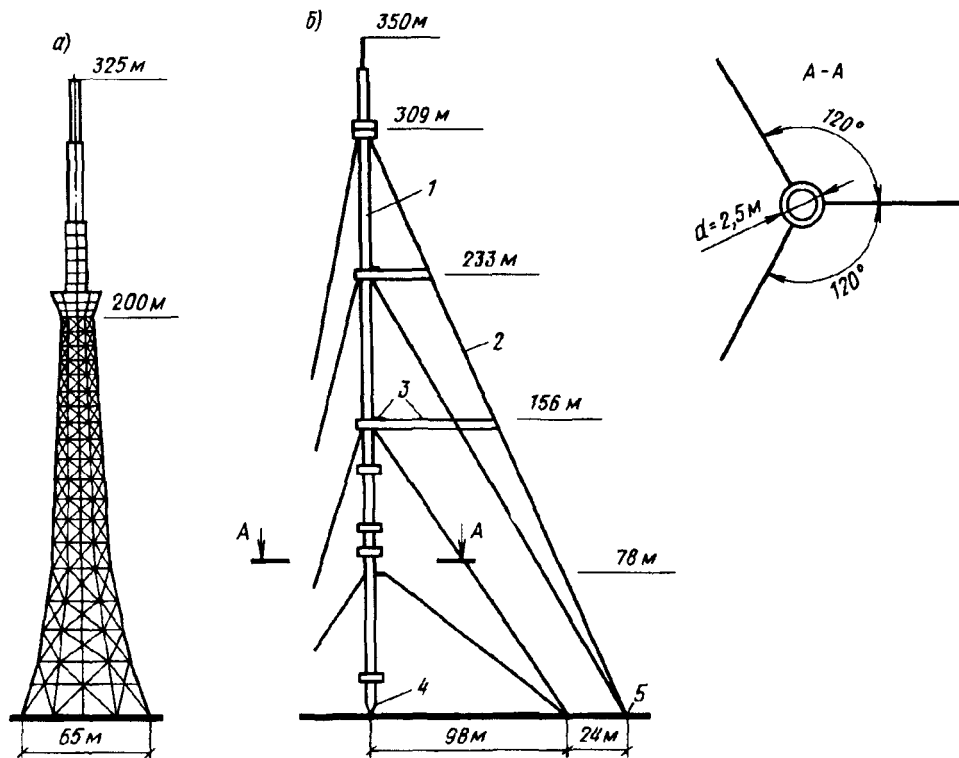


Рис. 26.1. Основные виды конструктивных схем высотных сооружений
 а — башня (С.-Петербург); б — мачта (г. Винница); 1 — ствол; 2 — оттяжка; 3 — рея;
 4 — центральная опора; 5 — анкерная опора

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).

М а ч т а 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 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.

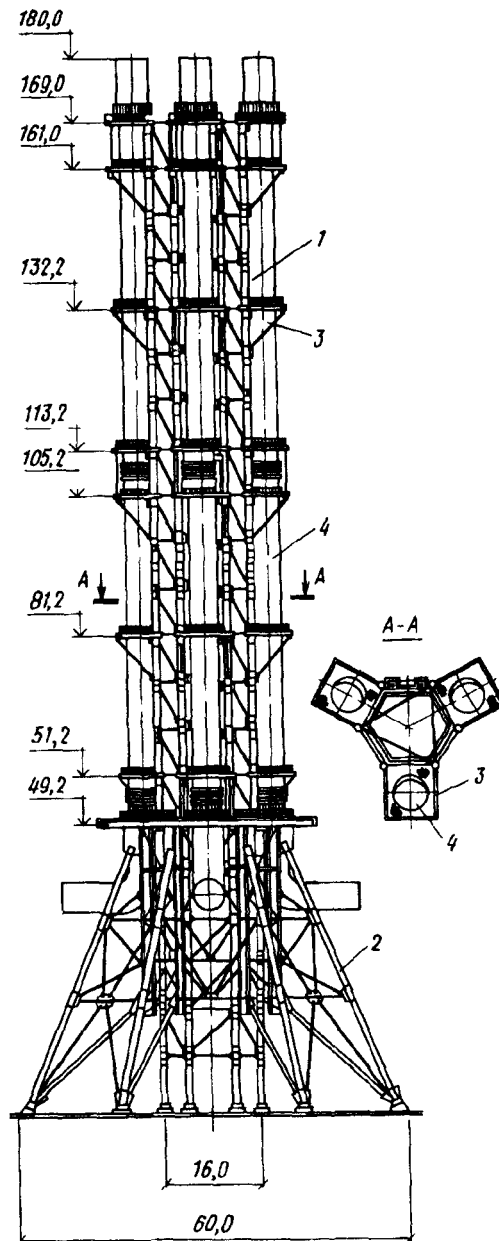


Рис. 26.2. Вытяжная башня Ново-Джамбульского фосфорного завода

- 1 — ствол шестигранной призматической формы;
 2 — подкрепляющий подкос; 3 — консольная площадка для укрепления газоотводящего ствола;
 4 — стальной газоотводящий ствол $d = 5,2$

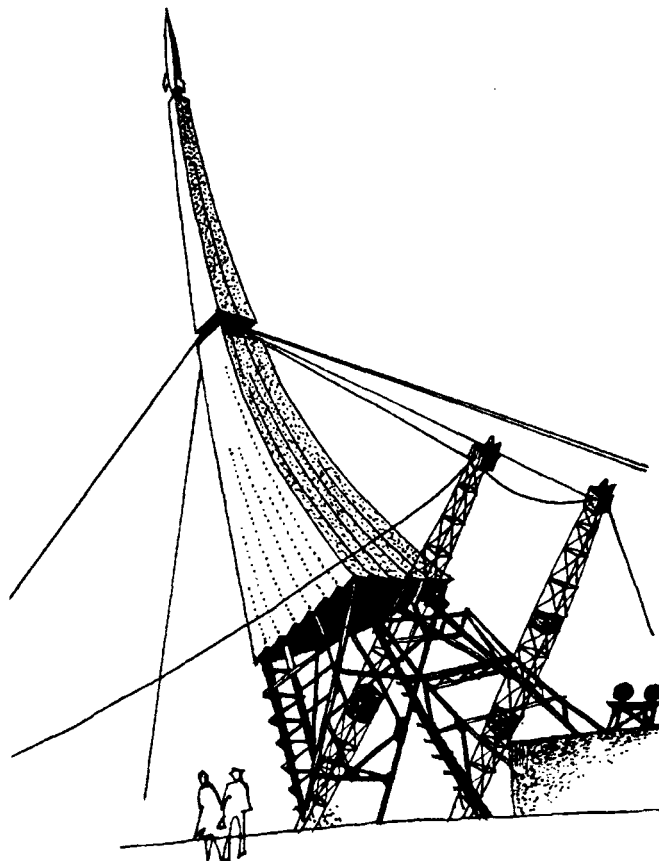


Рис. 26.3. Монумент "Покорителям космоса" в Москве (в процессе монтажа)

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}. В ближайшие годы намечается значительное увеличение объема строительства различного рода очистных сооружений, в том числе специальных вытяжных и вентиляционных труб и башен³.

Вытяжная башня представляет собой высотное сооружение (см. рис. 26.2), к несущему каркасу которого закреплены один или несколько газоотводящих стволов, выполненных из материалов, обладающих необхо-

¹Соколов А.Г. Металлические конструкции антенных устройств. — М., Стройиздат, 1971. — 240 с.

²Соколов А.Г. О моральном и физическом сроках службы инженерных конструкций антенных сооружений / Экспериментально-теоретические исследования антенных сооружений и глубоководных оснований. — Сб. науч. тр. ин-та ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова. — М., 1988.

³Солодарь М.Б., Кузнецова М.В., Плишкин Ю.С. Металлические конструкции вытяжных башен. — Л.: Стройиздат, 1975. — 182 с.

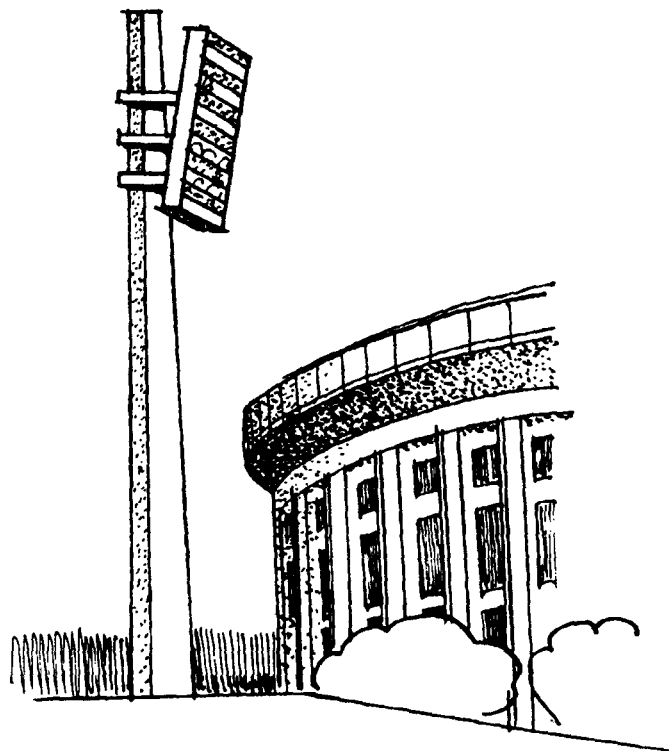


Рис. 26.4. Осветительная вышка Большой спортивной арены Центрального стадиона в Лужниках в Москве

димой 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 свободстоящих труб обычно не превышает 120 м. Трубы, предназначенные для отвода газов, имеющих температуру более 400°C , необходимо защищать от нагрева.

В целях обеспечения аэродинамической устойчивости трубы высотой более 60 м, не имеющих 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 сооружений¹. Для башен наиболее распространен монтаж методом наращивания конструкций с по-

¹Броверман Г.Б. Строительство мачтовых и башенных сооружений. — М., Стройиздат, 1984. — 256 с.

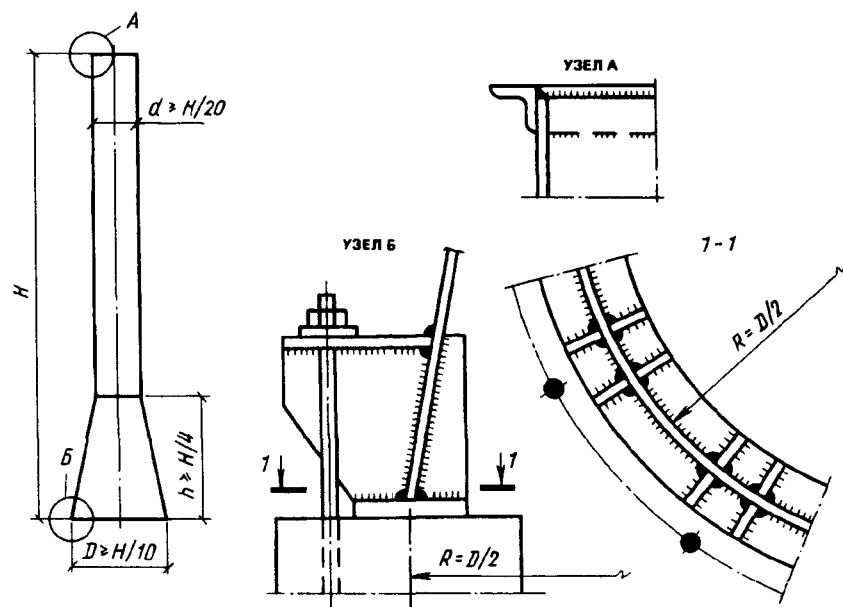


Рис. 26.5. Свободностоящая вытяжная труба

мошью специальных кранов (самоподъемного, подвесного, приставного и др.). Весьма эффективен способ монтажа методом подрачивания, который был с успехом использован при строительстве телевизионной башни в Киеве (см. рис. 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).

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. Собственный вес 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 [7]. Для высотных сооружений характерны такие нагрузки, как усилия вертикальных составляющих тяжения вант в конструкциях мач-

тового 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 [7] 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

$$w_{mi} = w_0 k_{zi} c_{\gamma f}, \quad (26.1)$$

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 конструкции над уровнем земной поверхности и типа местности (рис. 26.6); $c_{\gamma f}$ — 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. 6.3 норм [7]; для элементов сквозных конструкций имеющих в сечении форму двутавра, тавра, швеллера, уголка, $c_{\chi} = 1,4$; для проводов и тросов (в том числе покрытых гололедом) $c_{\chi} = 1,2$; 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

$$c_{\chi} = c_{\chi \infty} k, \quad (26.2)$$

где коэффициент $k = 0,6-1$ определяется по данным схемы 13 на с. 29 норм [7]; $c_{\chi \infty}$ — коэффициент, определяемый по рис. 26.7* в зависимости от числа Рейнольдса $Re = vd/\nu$ 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 $t = 15^\circ\text{C}$ и атмосферном давлении 0,1013 МПа), равная $145 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{с}$.

В нормах [7] число Рейнольдса предлагается определять исходя из расчетной величины давления ветра на высоте z над поверхностью земли по формуле

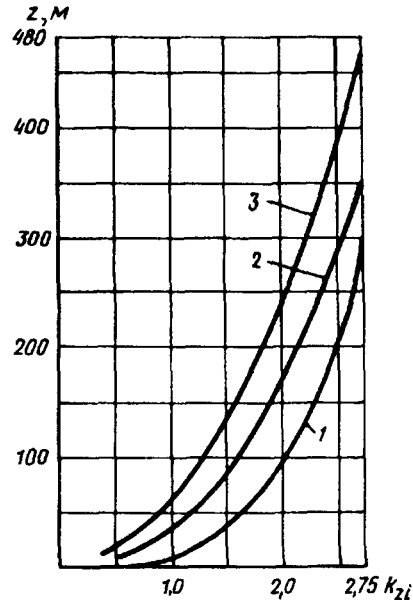


Рис. 26.6. Зависимость коэффициента изменения ветрового давления k_{zi} от высоты над уровнем земной поверхности z , для разных типов местности

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

*График построен на основе данных схемы 14 на с. 31 норм [7].

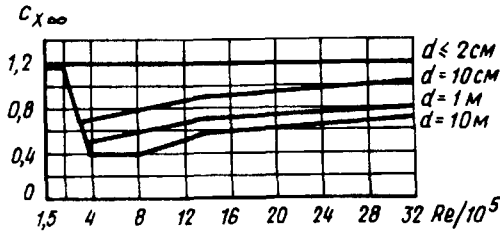


Рис. 26.7. Зависимость аэродинамического коэффициента c_{χ} от числа Рейнольдса $Re/10^5$ и диаметра d стальной конструкции (элемента) цилиндрической формы

$$Re = 0,88d\sqrt{w_0 k_z \gamma_f} 10^5, \quad (26.3)$$

где w_0 — нормативное значение ветрового давления, Па.

Использование круглых труб взамен прокатных профилей приводит к существенному снижению коэффициента $c_{\chi_{\infty}}$, 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 $\varphi = \sum_i A_i/A_k \leq 0,8$)

$$c_{\chi} = \sum c_{\chi i} A_i/A_k, \quad (26.4)$$

где A_i — площадь проекции i -го элемента на плоскость конструкции; A_k — площадь, ограниченная контуром конструкции; $c_{\chi i}$ — аэродинамический коэффициент i -го элемента конструкции, определяемый для труб по формуле (26.2), а для элементов из профилей (уголок, тавр, швеллер, двутавр и др.) равный 1,4.

Для решетчатых башен и пространственных ферм

$$c_t = c_{\chi} (1 + \eta) k_1, \quad (26.5)$$

где c_{χ} — 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)

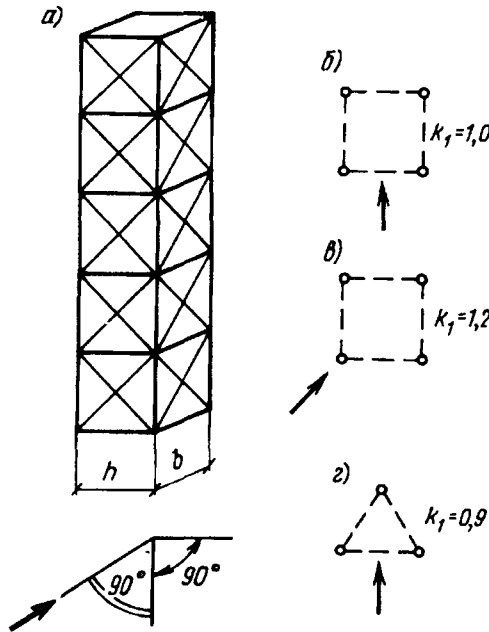


Рис. 26.8. К определению коэффициентов η и k_1 в формуле (26.6)

$$\eta = 1,158 - 1,68 \sum_i A_i/A_k. \quad (26.6)$$

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

$$c_{\chi\alpha} = c_{\chi} \sin^2 \alpha. \quad (26.7)$$

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p определяется в соответствии с п. 6.7 [7] 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 на-

пора, 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 мачт.

Гололедные нагрузки оказываются существенными при проектировании опор воздушных линий электропередачи, антенно-мачтовых устройств и подобных сооружений и определяются по указанию норм [7].

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, вес конструкций и оборудования, тяжение оттяжек, антенн и проводов; или ветер интенсивностью 25% ураганного, вес 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, грозозащитных 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 [8].

ГЛАВА 27. ОПОРЫ АНТЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ СВЯЗИ

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. 14 Норм [8] помещены дополнительные требования к проектированию конструкций антенных сооружений связи (АС) высотой до 500 м.

27.1. Башни

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. 10).

¹Савицкий Г.А. Расчет антенных сооружений. — М.: Связь, 1978. — 170 с.

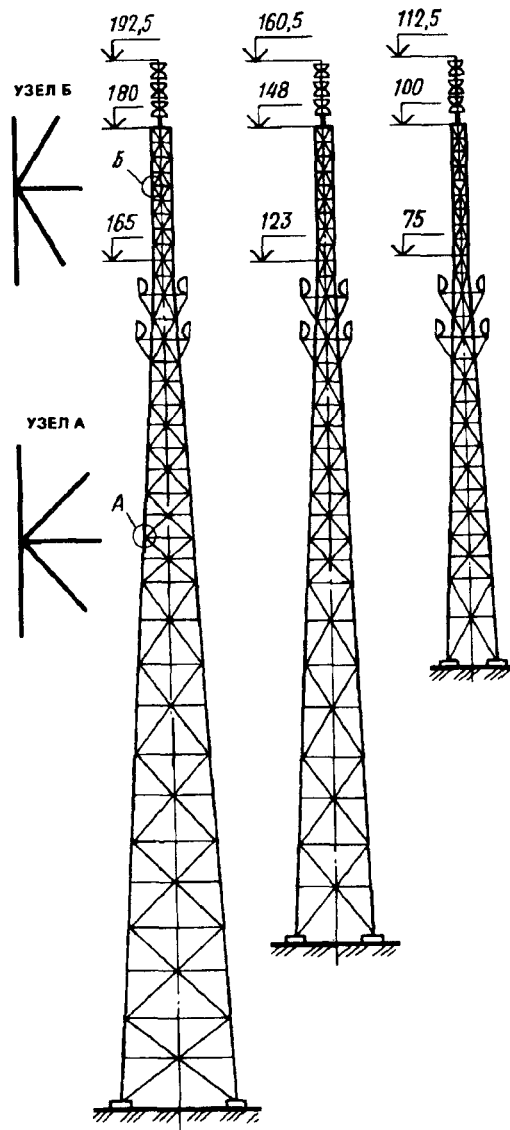


Рис. 27.1. Схемы типовых четырехгранных телевизионных башен

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 фаркопами для создания в них предварительного напряжения, — из круглой стали.

Все ее элементы выполнены из швеллеров (других, более подходящих для этой цели профилей, в то время не оказалось).

Началом массового строительства радиобашен можно считать 30-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 стержней позволило снизить расход стали по сравнению с ее расходом на четырехгранную башню из уголков более чем в 2 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

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 315 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.

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. 16). 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 подрачивания снизу, что позволило выполнять сварку и контроль качества швов внизу, на постоянных рабочих местах. Масса башни 2600 т.

Оригинальна конструкция цельносварной телевизионной башни высотой 275 м, построенной 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.

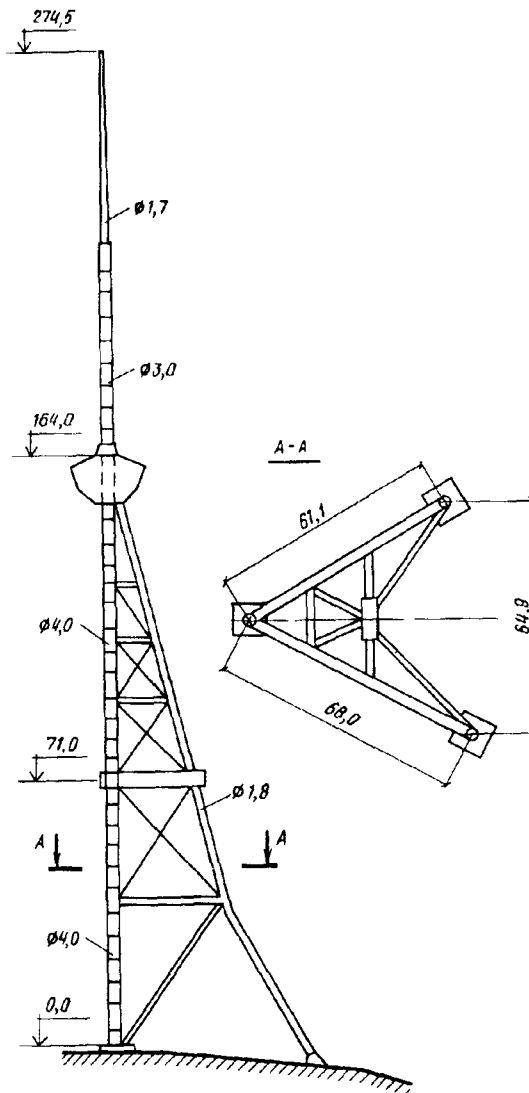


Рис. 27.2. Телевизионная башня высотой 275 м в Тбилиси

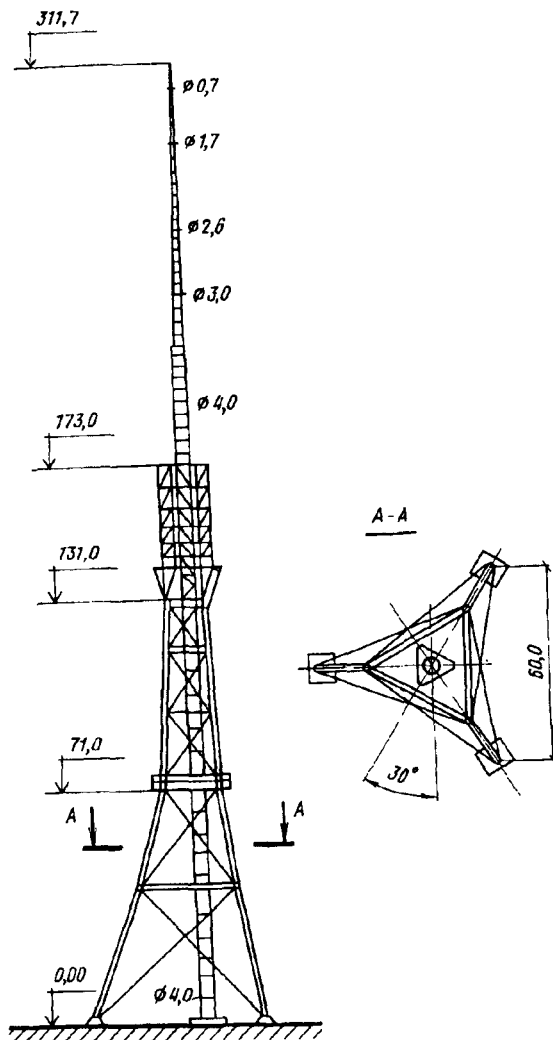


Рис. 27.3. Телевизионная башня высотой 312 м в Ереване

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.

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 выше 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 ромбическая 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.

Усилия в башне определяются как в пространственной статически определимой системе. Внутренне статически неопределимыми являются системы с крестовой решеткой, при расчете которых необходимо учитывать силы предварительного натяжения раскосов.

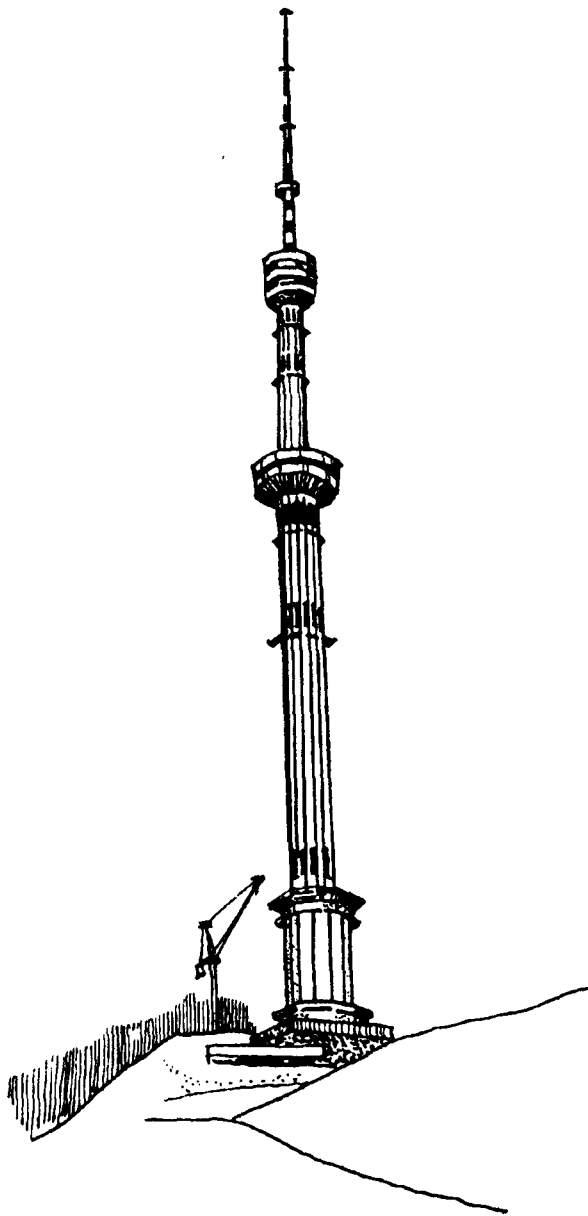


Рис. 27.4. Телевизионная башня высотой 360 м в Алма-Ате

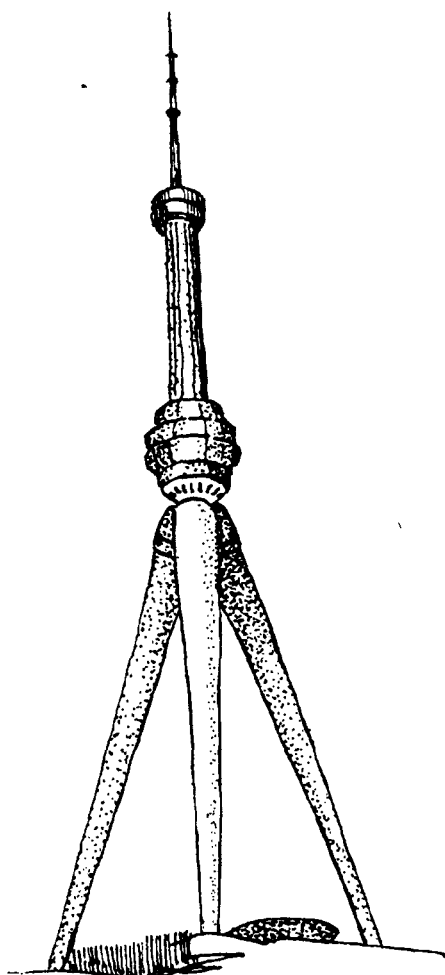


Рис. 27.5. Телевизионная башня высотой 350 м в Ташкенте

тикали; φ — угол между направлением действия ветра и прямой, соединяющей центр тяжести сечения башни с поясом, в котором определяется усилие (рис. 27.7,а).

При определении момента от ветровой нагрузки расчетным случаем для башен с четным числом граней является направление ветра на ребро, противоположащее наиболее сжатому поясу, для башен с нечетным числом граней — направление ветра на грань, противоположащую 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

$$N_c = \left[-\frac{2M_i}{a\sqrt{3}} - \frac{N_i}{3} \right] \frac{1}{\cos \alpha_i}, \quad (27.2)$$

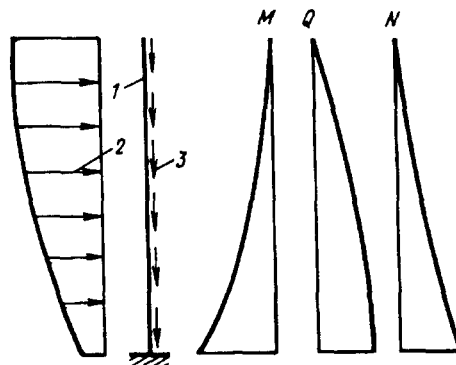


Рис. 27.6. К определению усилий в стволе башни (расчетная схема и эпюры)

1 — ствол башни; 2 — ветровая нагрузка; 3 — вертикальная нагрузка

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

$$N_c = \left[\frac{2M_i \cos \varphi}{nr_i} - \frac{N_i}{n} \right] \frac{1}{\cos \alpha_i}, \quad (27.1)$$

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 вер-

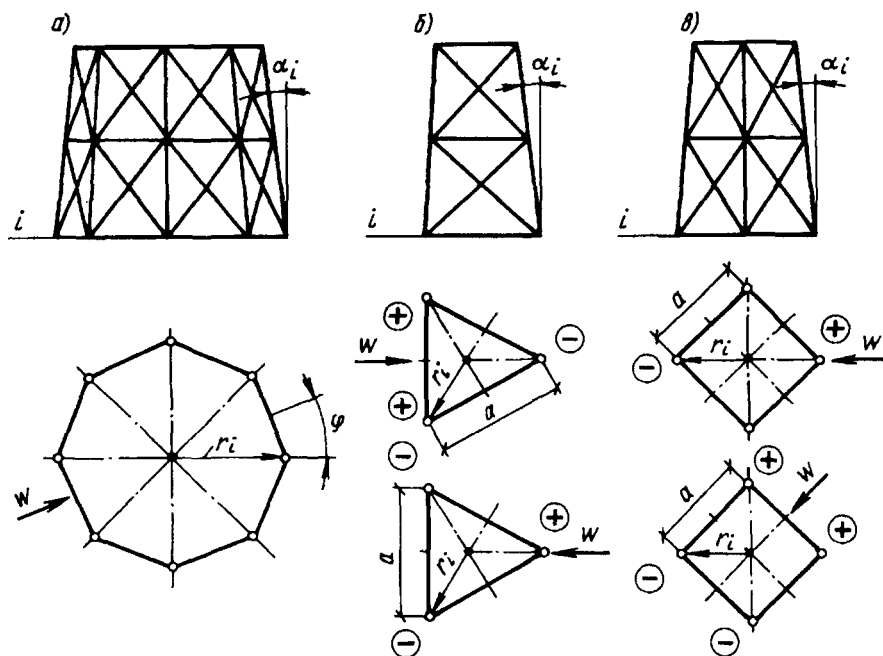


Рис. 27.7. К определению усилий в поясах многогранной (а), трехгранной (б) и четырехгранной (в) башен

при четырехгранном очертании (рис. 27.7, в)

$$N_c = \left[-\frac{M_i}{a\sqrt{2}} - \frac{N_i}{4} \right] \frac{1}{\cos \alpha_i} \quad (27.3)$$

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

$$Q_{гр} = (2Q_i/n) \sin(\varphi - \pi/n). \quad (27.4)$$

Наибольшего значения поперечная сила в грани достигает при совпадении направления действия ветра с плоскостью грани. Для 3-, 4-, 6- и 8-гранной башен $Q_{гр}$ будет соответственно равна 2/3, 1/2, 1/3, 1/4.

При наличии крутящего момента M_{tor} в каждой грани возникает дополнительная поперечная сила

$$Q_{tor} = M_{tor}/n r \cos(\pi/n). \quad (27.5)$$

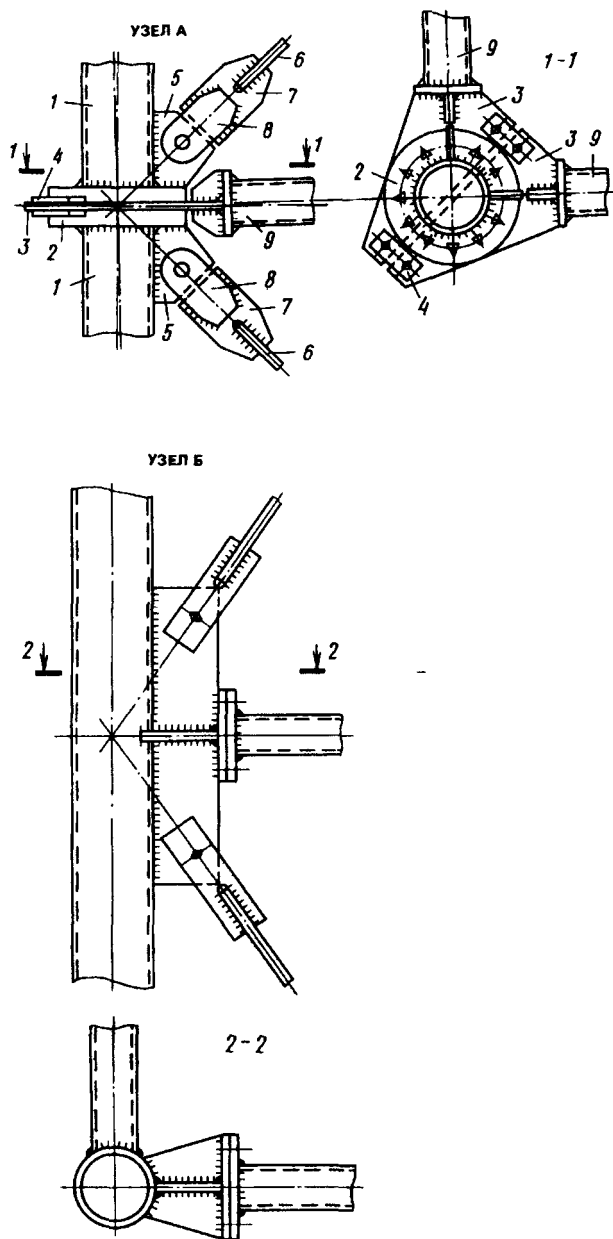


Рис. 27.8. Монтажные узлы типовых решетчатых башен (узлы А и Б обозначены на рис. 27.1)

(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

Усилия в элементах решетки ствола башни определяются по сумме поперечных сил $Q_{гр} + Q_{тор}$, 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

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 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 четырехгранной 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, с целью 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

четырёх — 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° . Большой 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 анкеры 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 ЦНИИПроектстальконструкция 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 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 т¹.

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.

При 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_i , расположенной под углом α к вертикали, может быть определено по формуле

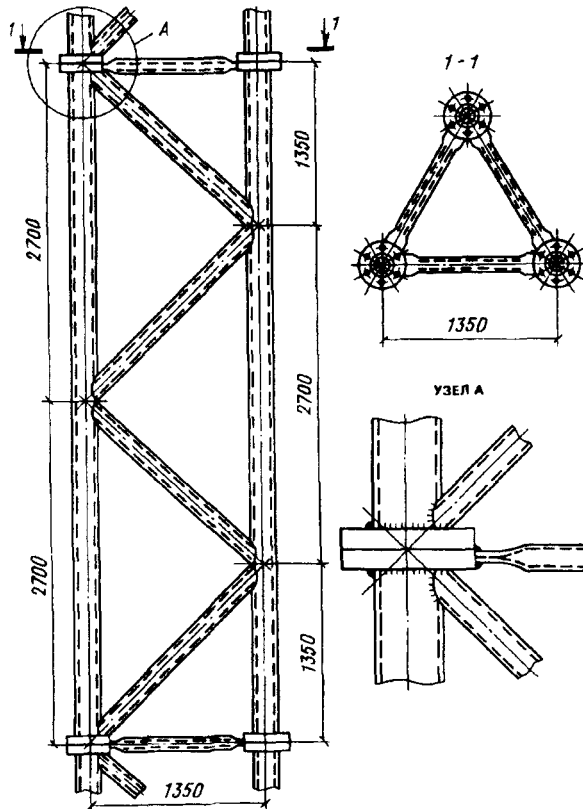


Рис. 27.9. Секция типовой радиомачты со стволом трехгранного очертания

$$N_i = kR_{oi} / \sin \alpha_i, \quad (27.6)$$

где R_{oi} — сумма реакций балок в i -том 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.

¹Броверман Г.Б. Строительство мачтовых и башенных сооружений. — М.: Стройиздат, 1984. — 256 с.

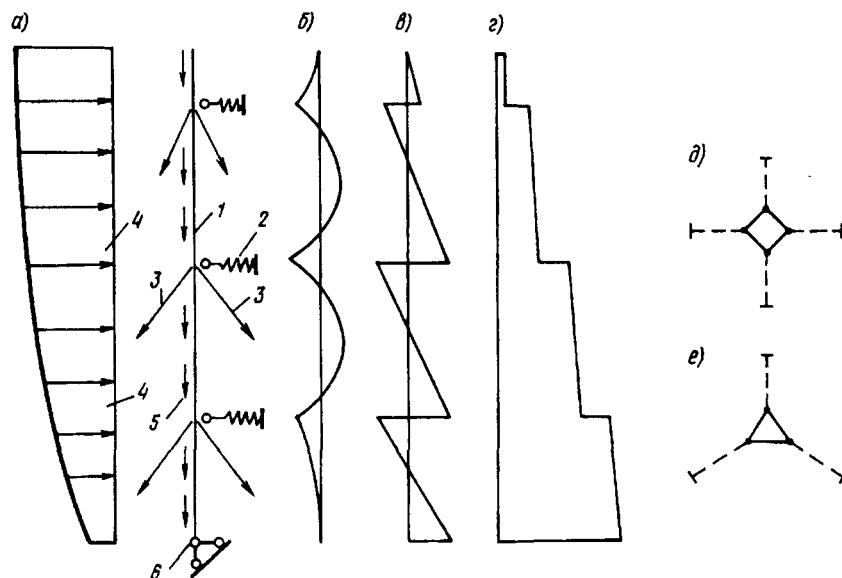


Рис. 27.10. К определению усилий в стволе мачты

a — расчетная схема; 1 — ствол мачты; 2 — упругоподатливая опора; 3 — сила тяжения оттяжек; 4 — ветровая нагрузка; 5 — вертикальная нагрузка; 6 — 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

Размеры сечения ствола мачты определяют по моменту M и суммарной продольной силе N_{tot} , вычисляемых приближенно,

$$M = 0,1ql^2, \quad (27.7)$$

$$N_{tot} = 0,5\sum N_t \cos \alpha_i + \sum N_g, \quad (27.8)$$

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 собственного веса 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, вес 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

учитывают при окончательном расчете. Неизвестными 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 усилие 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 веса 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

$$N_{\max} = \sigma_{\max} A \leq N_p \gamma_c \gamma_{vt} / \gamma_m, \quad (27.9)$$

где A — площадь сечения оттяжки; N_p — разрывное усилие каната в целом; γ_m — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,6; γ_c — коэффициент условий работы 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 оттяжного 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 направления 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 из изоляторов и 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 в 1,3 раза меньше критической силы.

27.2.3. Основы конструирования и расчета элементов мачт. При проектировании ствол мачты разбивают на опорную, оттяжные и промежуточные секции. Размер секций, полностью изготавливаемых на заводе (отправочных марок), определяется в основном условиями транспортирования. Оттяжные 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

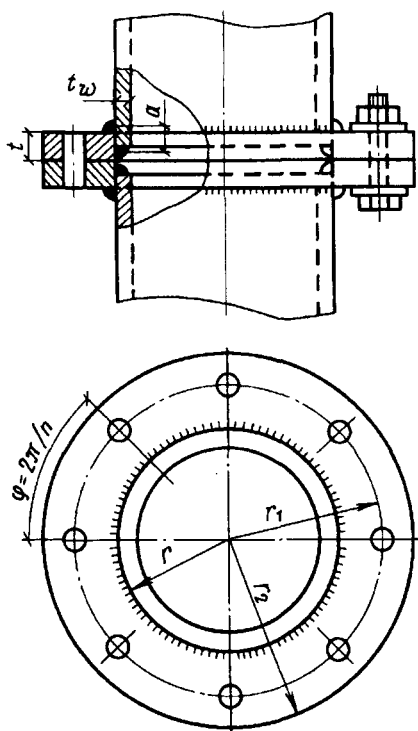


Рис. 27.11. К расчету узлового соединения фланцевого типа

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

$$n \geq N / A_{bn} R_{bh} \gamma_c \gamma_b, \quad (27.10)$$

где N — расчетное усилие растяжения в поясе ствола мачты; R_{bh} — расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта, равное $0,7 R_{m1}$; 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

$$t \geq \sqrt{N / k_1 k_2}, \quad (27.11)$$

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 . С целью 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.

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 :

$$k_w \geq N_c / l_w \gamma_c [\beta R_w \gamma_w]_{\min}, \quad (27.12)$$

а затем проверяют на действие растягивающего усилия в поясе с учетом момента $M = \alpha N_t$ от упругого защемления фланца в трубе

$$\sqrt{(M/a)^2 + (N_t/l_w)^2} \leq k_w \gamma_c [\beta R_w \gamma_w], \quad (27.13)$$

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).

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

Оттяжка крепится к стволу мачты с помощью валика 5 из высокопрочной стали, соединяющего втулку 6 (в которой закреплен канат) с фасонкой оттяжного 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 $M = N \cdot \cos\alpha \cdot e$ проверяется по формулам:

$$\sqrt{\frac{(N \cos \alpha / A_{wf} + M_{y_{\max}} / I_{wfx})^2 + (N \sin \alpha / A_{wf})^2}{R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c ; \quad (27.14)$$

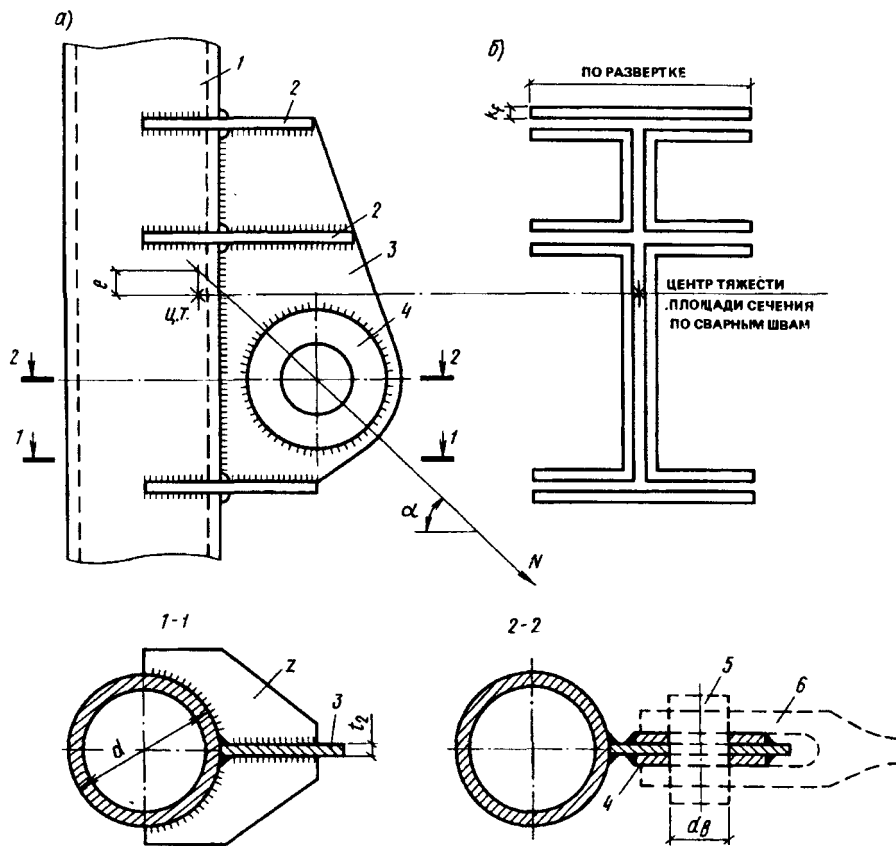


Рис. 27.12. Узел крепления оттяжки к поясу ствола мачты из труб
а — конструкция узла; б — очертание сварных швов, крепящих фасонку и ребра к трубе

$$\sqrt{\left(N \cos \alpha / A_{wz} + M_{y_{\max}} / I_{wzx}\right)^2 + \left(N \sin \alpha / A_{wz}\right)^2} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (27.14')$$

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.

Для увеличения площади смятия к фасонке с двух сторон приваривают кольцевые накладки 4, суммарная толщина которых определяется условием $2t_4 \geq (N/R_{bp} \gamma_{cd}) - t_2$. Расчет швов, крепящих 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 тягам, прикрепленным к фундаменту через гибкую вставку длиной не менее 20 диаметров каната. С целью 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

¹Старое обозначение, часто встречающееся в литературе. — ЛЭП.

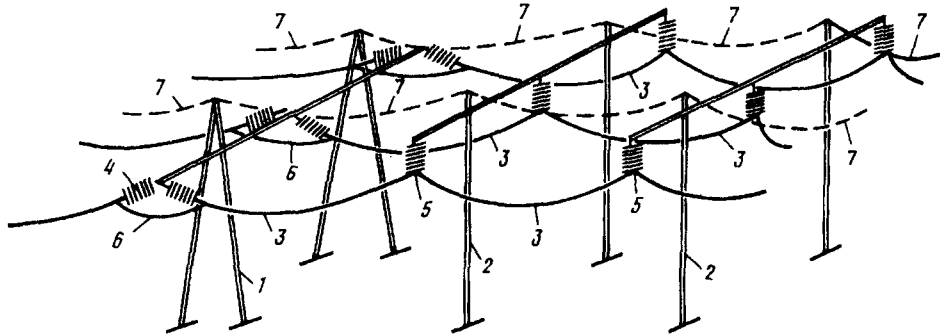


Рис. 28.1. Схема участка одноцепной воздушной линии электропередачи переменного тока с подвеской проводов к опорам порталного типа

1 — анкерная опора; 2 — промежуточная опора; 3 — провод; 4 — натяжная гирлянда; 5 — поддерживающая гирлянда; 6 — перемычка; 7 — грозозащитный трос

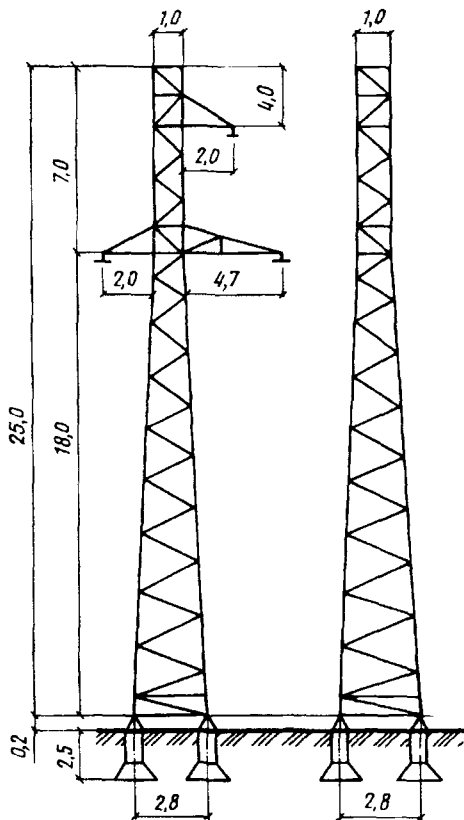


Рис. 28.2 Промежуточная одностоечная свободностоящая опора одноцепной ВЛ напряжением 110 кВ

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 населенных 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 явля-

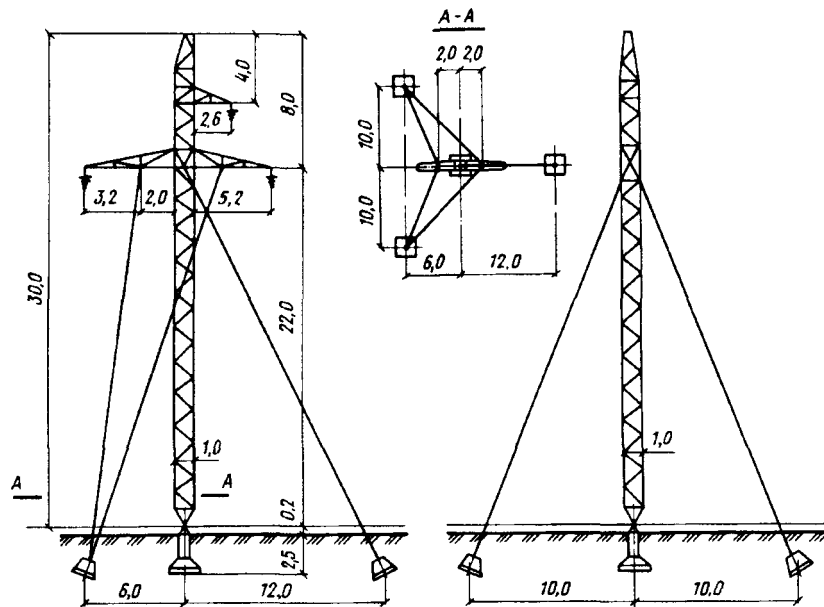


Рис. 28.3. Промежуточная опора на оттяжках одноцепной ВЛ напряжением 110 кВ (сечение А—А дано в уменьшенном масштабе)

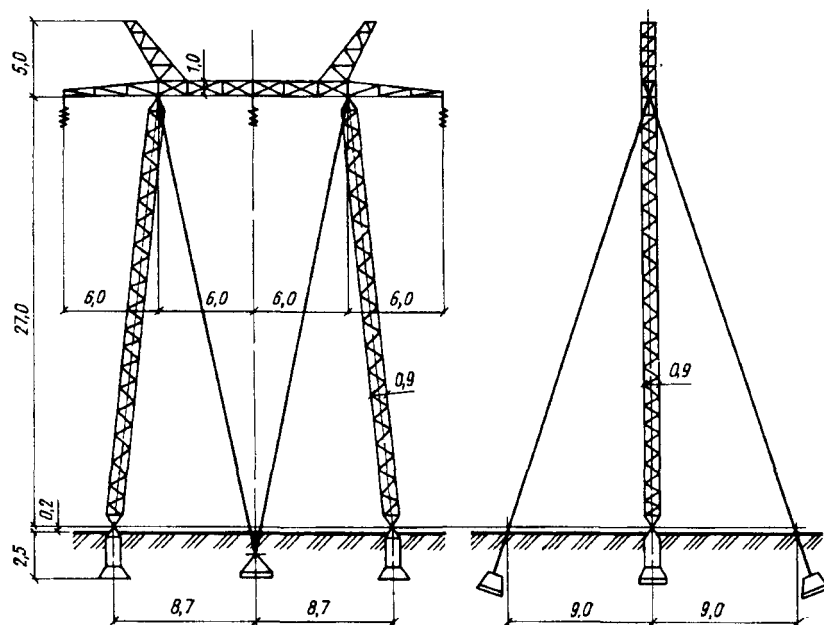


Рис. 28.4. Промежуточная порталная опора на оттяжках одноцепной ВЛ напряжением 330 кВ

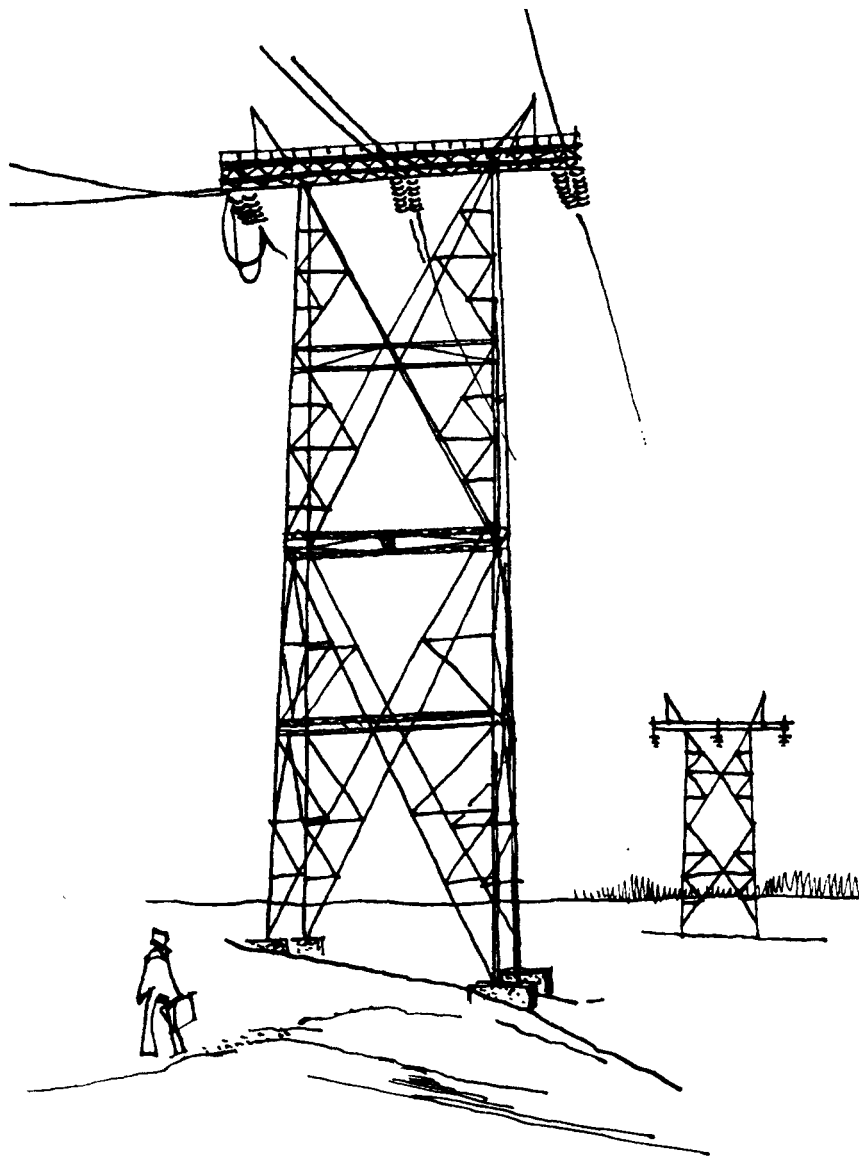


Рис. 28.5. Переходная опора ВЛ

ются 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 порталного типа (рис. 28.4). Опоры ВЛ являются массивными сооружениями; при строительстве даже одной линии большой протяженности устанавли-

ливаются 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. Такими, например, опоры ВЛ электропередачи Волгоград—Москва на переходе 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.

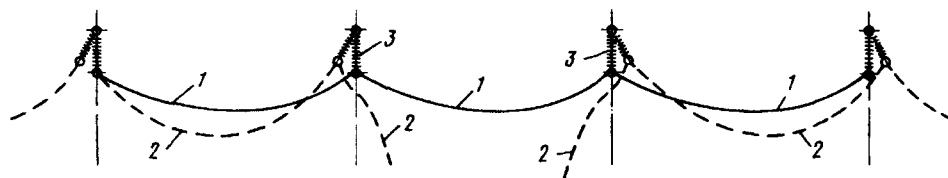


Рис. 28.6. Изменение формы провисания провода при его обрыве в одном из пролетов
1 — провод до обрыва; 2 — провод после обрыва; 3 — поддерживающая гирлянда

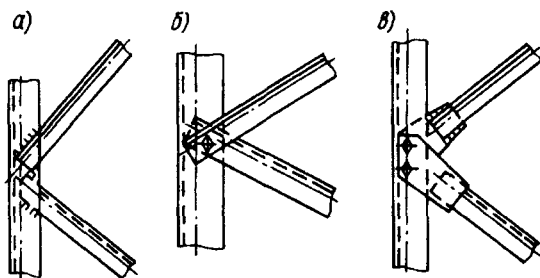


Рис. 28.7. Узлы крепления раскосов к поясу ствола мачты

а — на сварке; б — одним болтом без фасонки; в — двумя болтами через фасонку

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 [8], в гл. 13 которых имеются дополнительные требования по проектированию опор воздушных линий электропередачи, учитывающие особенности работы этих конструкций. Примеры расчета опор ВЛ можно найти в специальной литературе¹.

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 1,5x1,5x9 м. Монтаж оцинкованных конструкций выполняется на оцинкованных болтах.

Весьма перспективно для опор ВЛ электропередачи использование коррозионно-стойких 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;

¹Крюков К.П., Новгородцев Б.П. Конструкции и механический расчет линий электропередачи. — Л.: Энергия, 1979.

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 изготавливается 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, в %:

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 изготавливают для нужд строительства объектов черной и цветной металлургии, а также электроэнергетической, нефтеперерабатывающей и угольной промышленности. По сравнению с другими в этих отраслях стальных конструкций в расчете на 1 млн. руб. выполняемых строительного-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 изготавливается 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 таблицы 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 труда целесообразно в первую очередь обеспечить механизацию вспомогательных работ по подаче, замерам, кантовки и закреплению деталей перед выполнением операции. Такая механизация достигается применением напольных рольгангов поточных линий, последовательно связывающих технологическое оборудование цеха, модернизацией станочного парка путем оснащения его автоматизированными

Данные о трудоемкости изготовления стальных конструкций, усл.-ч/т

Цех	Операция	Трудоемкость
I. Основные производственные цехи		
Подготовка	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

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 2 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 изготавливаемых деталей или элементов (см. рисунок). 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.

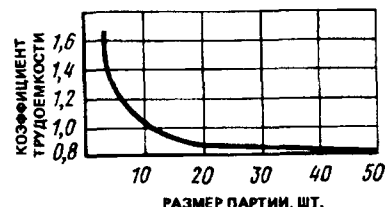
Трудоемкость изготовления можно определить по формуле¹

$$T_{и} = Ak_c \sqrt{G_0 n_0},$$

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 издержек заводской деятельности. Кроме издержек произ-



Зависимость коэффициента трудоемкости от размера партии

¹Лихтарников Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. — М.: Стройиздат, 1979. — 219 с.

водства, 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. Расходы по доставке прокатной стали до ближайшей к заводу металлоконструкций железнодорожной станции обычно включаются в договорную (оптовую) цену.

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 изготавливаемую 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, объединенные в территориальные монтажные тресты, выполняющие одновременно и монтаж сборного железобетона.

Себестоимость монтажа состоит из прямых затрат и накладных расходов. Основным размером 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 строительномонтажных 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 работ¹, % общей стоимости монтажа:

транспорно-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	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

¹Процентные соотношения даны применительно к монтажу стальных конструкций одноэтажных промышленных зданий общего назначения.

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

$$C_{\text{и}} = C_{\text{ом}} + aT(1 + k_{\text{н}}) + C_{\text{э}} + C_{\text{вн}} + П + C_{\text{тр}},$$

где $C_{\text{ом}}$, $C_{\text{э}}$, $C_{\text{вн}}$, $C_{\text{тр}}$ — 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; $k_{\text{н}}$ — 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.

Стоимость монтажа определяется единичной расценкой данного вида работ и системой поправочных коэффициентов по формуле

$$C_{\text{м}} = C_{\text{мк}} k_{\text{тр}} k_{\text{м}} k_{\text{н}} k_{\text{д}},$$

где $C_{\text{м}}$ — 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: погрузка-разгрузка 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; $k_{\text{тр}}$, $k_{\text{м}}$, $k_{\text{н}}$, $k_{\text{д}}$ — 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 $C_{\text{и}}$ и ее

монтажа C_m), накладными расходами и размерами прибыли монтажной организации по формуле

$$C = (C_n + C_m)k_nk_p,$$

где k_n, k_p — 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, вычисляются по формуле

$$З = C + E_n(\Phi_3 + \Phi_m) + Э,$$

где C — стоимость конструкции, установленной в проектное положение, руб/т; E_n — нормативный коэффициент экономической эффективности ($E_n = 0,12$); Φ_3, Φ_m — 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 конструкций¹.

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.

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 срав-

¹ЦНИИпромзданий. Руководство по определению стоимости эксплуатации промышленных зданий и сооружений на стадии их проектирования. — М., 1977.

нении принимается сталь марки С245. Коэффициент экономии k_3 , 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_3 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

$$\Delta C = C_6(1 + k_3) - C_3,$$

где C_6 — стоимость установленных в проектное положение конструкций из базовой марки стали или из традиционных профилей проката; C_3 — 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

$$Ч_{изг} = \Delta V / V_{изг} k,$$

где $Ч_{изг}$ — условное высвобождение численности рабочих при изготовлении конструкций; ΔV — экономия стали, т; $V_{изг}$ — 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 $V_{монт}$ условное высвобождение численности рабочих на монтаже

$$Ч_{монт} = 0,1\Delta V / V_{монт}.$$

Экономия металла за счет совершенствования конструктивного оформления характеризуется строительным коэффициентом. Снижение строительного коэффициента¹ обуславливает 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.

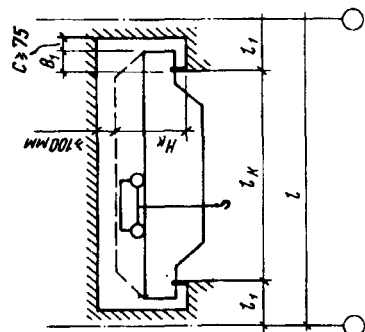
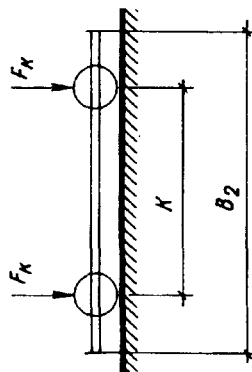
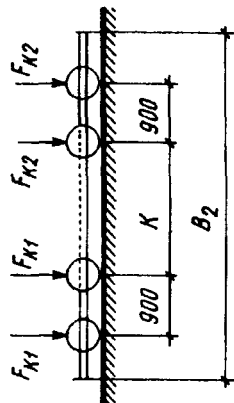
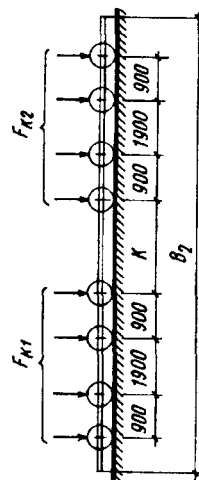
Список литературы

1. Беленя Е.Н. Предварительно напряженные металлические несущие конструкции. Изд. 2-е. — М.: Стройиздат, 1975. — 416 с.
2. Мельников Н.П. Металлические конструкции. Современное состояние и перспективы развития. — М.: Стройиздат, 1983. — 541 с.
3. Металлические конструкции. Специальный курс. — 3-е изд./ Под ред. Е.И.Беленя. — М.: Стройиздат, 1991. — 687 с.
4. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. 2-е изд. / Под ред. Н.П.Мельникова. — М.: Стройиздат, 1980. — 776 с.
5. Проектирование металлических конструкций. Специальный курс / Под ред. В.В.Бирюлева. — Л.: Стройиздат, 1990. — 432 с.
6. СНиП 2.03.06—85. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 1986. — 47 с.
7. СНиП 2.01.07—85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 1986. — 34 с.
8. СНиП 2-23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. — 96 с.

¹Отношение 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 $Q = 80/20, 100/20, 125/20$ Для кранов $Q = 160/32, 200/32$ 

Q — грузоподъемность крана, F_{k1}^n , F_{k2}^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 Ст, кН	Вес крана с тележкой Ст, кН	Тип крана нового рельса	Высота рельса /гр, мм	Высота подкрановой балки /б, мм, при шаге колонн, м	
			Hк	B1	B2	K						Fк1	Fк2
32/5	314	24	2750	300	6300	5100	260(315) 280(345) 320(380)	85	343(510) 402(608) 554(715)	КР-70	120	1000	1500
		30	2750	300	6300	5100							
		36	2750	300	6800	5600							
50/12,5	490	24	3150	300	6860	5600	380(470) 415(505) 455(525)	132	475(676) 583(774) 716(843)	КР-80	130	1000	1500
		30	3150	300	6860	5600							
		36	3150	300	6860	5600							
80/20	785	24	3700	400	9100	4350	353(387) 373(397) 373(418) 402(427) 392(436) 422(446)	323(382)	1029(1137) 1176(1284) 1274(1431)	КР-100	150	1000	1600
		30	4000	400	9100	4350							
		36	4000	400	9100	4350							
100/20	980	24	3700	400	9350	4600	410(446) 439(456) 449(476) 469(485) 469(495) 489(505)	363(412)	1107(1186) 1303(1382) 1401(1431)	КР-120	170	1000	1600
		30	4000	400	9350	4600							
		36	4000	400	9350	4600							
125/20	1225	24	4000	400	9350	4600	436(479) 446(508) 466(508) 476(538) 485(528) 495(567)	382(441)	1156(1235) 1303(1431) 1500(1578)	КР-120	170	1000	1800
		30	4000	400	9350	4600							
		36	4000	400	9350	4600							
160/32	1570	24	4800	500	10500	1500	295(310) 304(320) 311(330) 321(340) 331(366) 350(370)	461(549)	1284(1617) 1676(1813) 1823(2009)	КР-120	170	1000	1800
		30	4800	500	10500	1500							
		36	4800	500	10500	1500							
200/32	1960	24	4800	500	10800	1500	358 378 397	549	1637 1833 2029	КР-120	170	1000	1800
		30	4800	500	10800	1500							
		36	5200	500	10800	1500							

Примечание. Цифры в скобках относятся к кранам тяжелого режима работы (7К, 8К).

Приложение 2. Данные для курсового проектирования по снеговым и ветровым нагрузкам

Место строительства	Снеговая		Ветровая	
	район	$S_0, \text{кН/м}^2$	район	$w_0, \text{кН/м}^2$
Днепропетровск, Донецк, Мариуполь, Кривой Рог	I	0,5	III	0,38
Ставрополь	I	0,5	V	0,6
Минск	II	0,7	I	0,23
Омск, Харьков	II	0,7	II	0,3
Волгоград, Хабаровск	II	0,7	III	0,38
Владивосток	II	0,7	V	0,6
Москва	III	1	I	0,23
Братск, Санкт-Петербург, Екатеринбург, Челябинск	III	1	II	0,3
Магнитогорск, Орск, Саратов	III	1	III	0,38
Караганда	III	1	IV	0,48
Нижний Новгород, Череповец	IV	1,5	I	0,23
Нижний Тагил, Новокузнецк	IV	1,5	II	0,3
Кемерово, Комсомольск-на-Амуре, Красноярск, Самара, Новосибирск	IV	1,5	III	0,38
Пермь	V	2	II	0,3

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	1,25	1,38	1,5	1,7	2	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	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
C235	ВСтЗкп2
C245	ВСтЗпс6-1
C255	ВСтЗсп5-1
C275	ВСтЗпс6-2
C285	ВСтЗсп5-2
C345	09Г2, 09Г2С, 14Г2, 15ХСНД, 10ХНДП
C375	09Г2С-2, 14Г2, 10Г2С1, 15ХСНД, 10ХСНД
C390	10Г2С1т, 10ХСНД, 14Г2АФ
C440	16Г2АФ
C590	12Г2СМФ

Пр и м е ч а н и е. Подробно замену разных сталей по разным ГОСТам и ТУ при разных толщинах листового и фасонного проката см. в нормах.

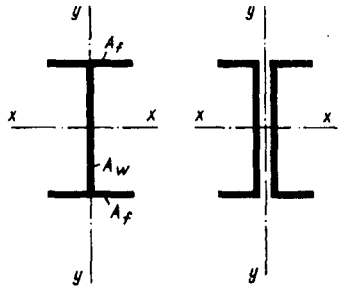
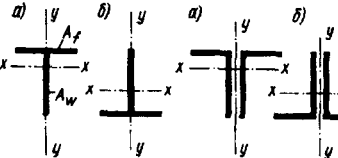
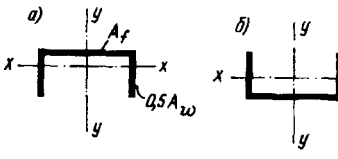
Приложение 5. Расчетные сопротивления стали по ГОСТ 27772—88, сварных и болтовых соединений, кН/см²

Сталь	Вид проката, толщина, мм	R_{yn} / R_{un}	R_y	R_p	R_s	R_{wz}	R_{bp}
C235	Лист, } 2—20	23,5/36	23	35	13,5	16	47,5
	фасон } 21—40	22,5/36	22	35	12,5	16	47,5
	Лист 41—100	21,5/36	21	35	12	16	47,5
C245	Лист, } 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
C255	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
C275	Лист, } 2—10	27,5/38	27	37	15,5	17	50
	фасон }						
	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
C285	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
C345	Лист, } 2—10	34,5/49	33,5	48	19,5	22	64,5
	фасон } 11—20	32,5/47	31,5	46	18	21	62
	} 21—40	30,5/46	30	45	17,5	20,5	60,5

Сталь	Вид проката, толщина, мм	R_{yn} / R_{un}	R_y	R_p	R_s	R_{wz}	R_{bp}
С375	Лист, } 2—10	37,5/51	36,5	50	21	23	67
	фасон } 11—20	35,5/49	34,5	48	20	22	64,5
	" } 21—40	33,5/48	32,5	47	19	21,5	63
С390	Лист 4—50	39/54	38	52,5	22	24,5	71
С440	" 4—30	44/59	43	57,5	25	26,5	77,5
	" 31—50	41/57	40	55,5	23	25,5	75
С590	" 10—36	54/63,5	51,5	62	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.

Приложение 6. Коэффициенты для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций


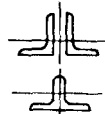
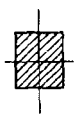
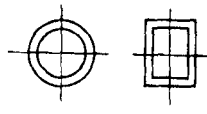
Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения коэффициентов		
			$C(C_x)$	C_y	n при $M_y = 0$
1		0,25 0,5 1 2	1,19 1,12 1,07 1,04	1,47	1,5
8		—	1,6	1,47	а) 3 б) 1
9		0,5 1 2	1,6	1,07 1,12 1,19	а) 3 б) 1

* 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 $0,1 \leq \alpha \leq 40$
Без закреплений	Сосредоточенная	Верхний Нижний	$\psi = 1,75 + 0,09\alpha$ $\psi = 5,05 + 0,09\alpha$
	Равномерно распределенная	Верхний Нижний	$\psi = 1,6 + 0,08\alpha$ $\psi = 3,8 + 0,08\alpha$
Два и более, делящие пролет на равные части	Любая	Любой	$\psi = 2,25 + 0,07\alpha$

Приложение 8. Коэффициенты устойчивости при центральной сжатии φ

Условная гибкость $\lambda = \lambda \sqrt{R_y/E}$	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 приведенном эксцентриситете ηe_f																
	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	338	280	237	210	183	150	125	106	090	
1	925	778	653	563	484	427	382	307	259	225	196	175	142	121	103	086	
1,5	875	716	593	507	439	388	347	283	240	207	182	163	134	114	099	082	
2	813	653	536	457	397	352	315	260	222	193	170	153	125	107	094	079	
2,5	742	587	480	410	357	317	287	238	204	178	158	144	118	101	090	076	
3	667	520	425	365	320	287	260	217	187	166	147	135	112	097	086	073	
3,5	587	455	375	325	287	258	233	198	172	153	137	125	106	092	082	069	
4	505	394	330	289	256	232	212	181	158	140	127	118	098	088	078	066	
4,5	418	342	288	257	229	208	192	165	146	130	118	110	093	083	075	064	
5	354	295	253	225	205	188	175	150	135	120	111	103	088	079	072	062	
5,5	302	256	224	200	184	170	158	138	124	112	104	095	084	075	069	060	
6	258	223	198	178	166	153	145	128	115	104	096	089	079	072	066	057	

Примечания: 1. Значения коэффициентов φ_e в таблице увеличены в 1000 раз. 2. Значения φ_e принимать не выше значений φ .

Приложение 10. Коэффициент φ_e для проверки устойчивости внецентренно сжатых сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

$\bar{\lambda}$	Коэффициенты φ_e при относительном эксцентриситете $m\varphi$																
	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 .

Приложение 1.1. Коэффициенты влияния формы сечения η

Тип сечения	Схема сечения и эксцентриситет	A_f/A_w	Значения η при		
			$0 < \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$
			$0,1 \leq m \leq 5$	$5 \leq m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$ $5 < m \leq 20$
1		—	1	1	1
2		0,25 0,5 > 1	$(1,45 - 0,05m) - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$ $(1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$ $(1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\bar{\lambda}$	1,2 1,25 1,4 - 0,02 $\bar{\lambda}$	1,2 1,25 1,3
3		—	$\eta_2 [1 - 0,3(5 - m)a_1/h]$	η_2	η_2
4		—	$\eta_2 [1 - 0,8a_1/h]$	$\eta_2 (1 - 0,8a_1/h)$	$\eta_2 (1 - 0,8a_1/h)$
5		0,5 1 1,5 2	$1,45 + 0,04m$ $1,8 + 0,12m$ $2 + 0,25m + 0,1\bar{\lambda}$ $3 + 0,25m + 0,1\bar{\lambda}$	1,65 2,4 —	$1,45 + 0,04m$ $1,8 + 0,12m$ — —

П р и м е ч а н и я: 1. Для сечений типа 3—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 сечений типа 2, при тех же значениях A_f/A_w .

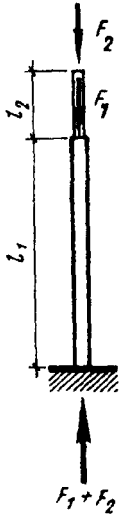
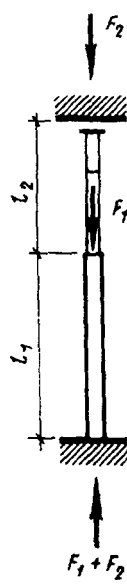
Приложение 12. Коэффициенты α , β и ψ

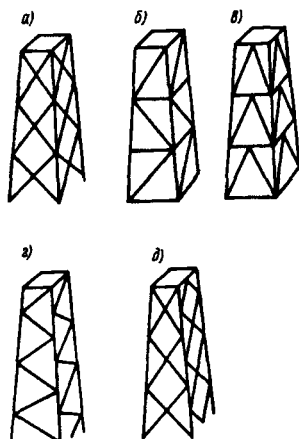
Тип сечения	Схема сечения и эксцентриситет	α при		β при		ψ
		$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\bar{\lambda} \leq 3,14$	$\bar{\lambda} \geq 3,14$	
1						$1 - \frac{\bar{\lambda}}{14} \left(2,12 - \frac{b}{h} \right)$
2		0,7	$0,65 + 0,05m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$	1
3						$1,25 \cdot 0,12\bar{\lambda}$
4		$1 - 0,3 \frac{I_2}{I_1}$	$1 - (0,35 - 0,05m_x) \frac{I_2}{I_1}$	1	$1 - (1 - \sqrt{\varphi_c / \varphi_y}) \left(\frac{2I_2}{I_1} - 1 \right);$ $\beta = 1$ при $I_2 / I_1 < 0,5$	1

Обозначения: I_1 и I_2 — моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии сечения у—у; β_c — значение β_y при $\bar{\lambda}_y = 3,14$.

Примечание. При значениях $b/h < 0,3$ следует принимать $b/h = 0,3$.

Приложение 13. Коэффициенты расчетной

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, свободным									
	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	—	—	—

Приложение 14. Коэффициенты условий работы γ_c 

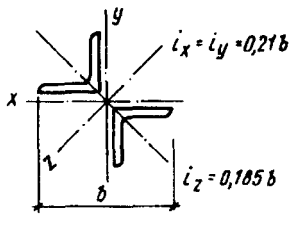
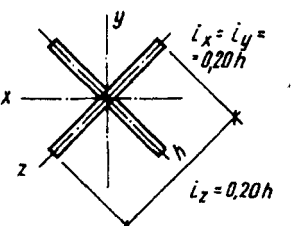
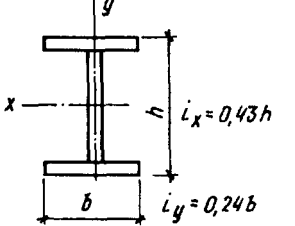
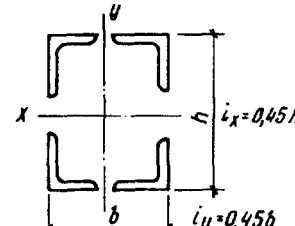
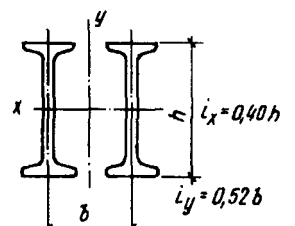
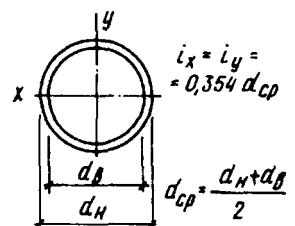
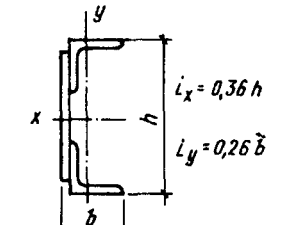
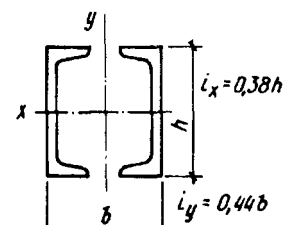
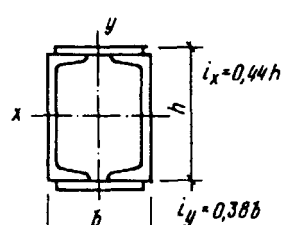
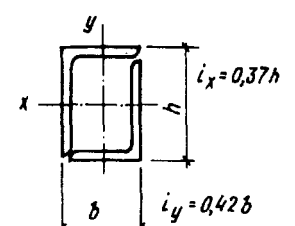
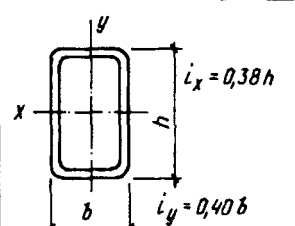
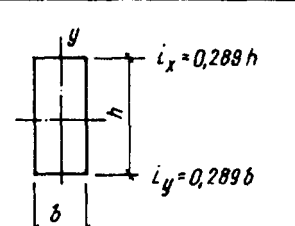
<i>Элементы конструкций</i>	<i>Коэффициент условий работы γ_c</i>
1. Балки сплошного сечения и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т.п. при временной нагрузке, не превышающей вес перекрытия	0,9
2. 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
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 "г", "д", "е"	0,8

Продолжение прил. 14

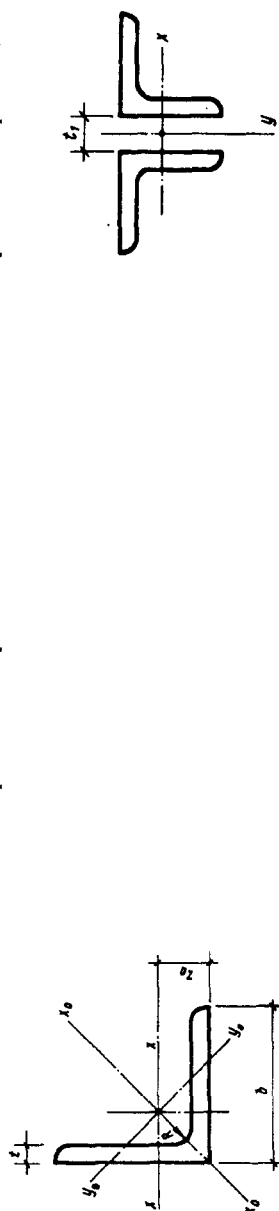
Элементы конструкций	Коэффициент условий работы γ_c
б) непосредственно к поясам или через фасонку одним болтом	0,75
в) через фасонку независимо от вида соединения (кроме п.6б)	0,9
7. Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой), за исключением элементов плоских ферм из одиночных уголков и элементов, указанных в п.6 настоящей таблицы, раскосов по рис. 9,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 390 Н/мм ² , несущие статическую нагрузку, толщиной, мм:	
а) до 40	1,2
б) св. 40 до 60	1,15
в) " 60 " 80	1,1

Примечания: 1. Коэффициенты $\gamma_c < 1$ при расчете совместно учитывать не следует. 2. Коэффициенты, приведенные соответственно в п.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.

Приложение 15. Приближенные значения радиусов инерции $i = \sqrt{I/A}$ некоторых типов сечений

 <p>$i_x = i_y = 0,21 b$ $i_z = 0,185 b$</p>	 <p>$i_x = i_y = 0,20 h$ $i_z = 0,20 h$</p>	 <p>$i_x = 0,43 h$ $i_y = 0,24 b$</p>
 <p>$i_x = 0,45 h$ $i_y = 0,45 b$</p>	 <p>$i_x = 0,40 h$ $i_y = 0,52 b$</p>	 <p>$i_x = i_y = 0,354 d_{cp}$ $d_{cp} = \frac{d_n + d_n}{2}$</p>
 <p>$i_x = 0,36 h$ $i_y = 0,26 b$</p>	 <p>$i_x = 0,38 h$ $i_y = 0,44 b$</p>	 <p>$i_x = 0,44 h$ $i_y = 0,38 b$</p>
 <p>$i_x = 0,37 h$ $i_y = 0,42 b$</p>	 <p>$i_x = 0,38 h$ $i_y = 0,40 b$</p>	 <p>$i_x = 0,289 h$ $i_y = 0,289 b$</p>

Приложение 16. Сортаменты
Таблица 1. Уголки стальные горячекатаные равнополочные по ГОСТ 8509—86 (сокращенный сортамент)

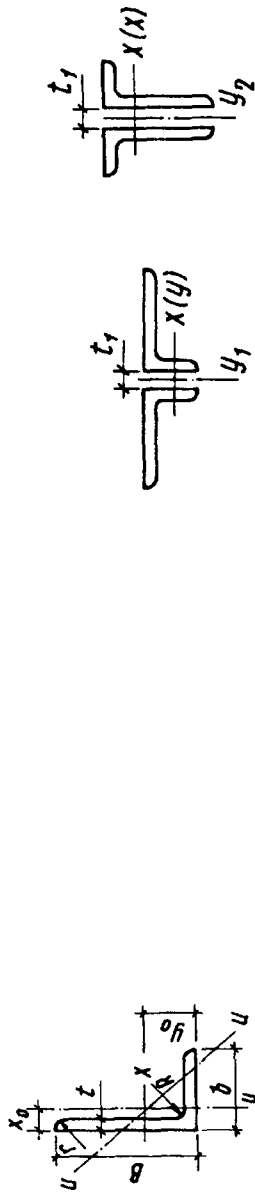


Размеры, мм				Площадь сечения, см ²	Справочные величины для осей						Радиус инерции составного сечения при расстояниях l_i , мм				Масса I , кг
b	t	R	r		z_0	$x-x$		x_0-x_0		y_0-y_0		10	12	14	
					I_x , см ⁴	i_x , см	I_{x_0} , см ⁴	i_{x_0} , см	I_{y_0} , см ⁴	i_{y_0} , см					
50	5	5,5	1,8	14,2	11,2	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	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	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	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	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	82,1	2,78	130	3,5	34	1,79	4,04	4,11	4,18	4,25	8,33
90	7	10	3,3	24,7	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	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	147	3,07	233	3,87	60,9	1,97	4,47	4,54	4,61	4,68	12,2
110	8	12	4	30	198	3,39	315	4,28	81,8	2,18	4,87	4,94	5,01	5,08	13,5

Продолжение табл. 1

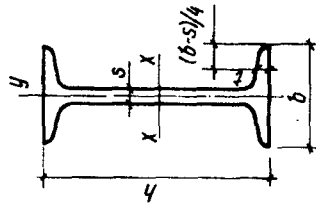
Размеры, мм				Пло- щадь се- чения, см ²	Справочные величины для осей						Радиус инерции составного се- чения при расстоянии l_i , мм				Масса I , м, кг	
b	t	R	r		z_0	$x-x_0$		x_0-x_0		y_0-y_0		10	12	14		16
						I_x , см ⁴	I_y , см ⁴	I_{x_0} , см ⁴	I_{y_0} , см ⁴	I_{y_0} , см ⁴	I_{y_0} , см					
125	8	14	4,6	33,6	294	3,87	4,87	467	122	2,49	5,46	5,53	5,6	5,67	15,5	
125	9	14	4,6	34	327	3,86	4,86	520	135	2,48	5,48	5,55	5,63	5,71	17,3	
140	9	14	4,6	37,8	466	4,35	5,47	739	192	2,79	6,09	6,16	6,23	6,3	19,4	
140	10	14	4,6	38,2	512	4,33	5,46	814	211	2,78	6,11	6,18	6,25	6,32	21,5	
160	10	16	5,3	43	774	4,96	6,25	1229	319	3,19	6,91	6,98	7,04	7,11	24,7	
160	11	16	5,3	43,5	844	4,95	6,24	1341	348	3,18	6,93	7	7,07	7,14	27	
160	16	16	5,3	45,5	1175	4,89	6,17	1866	485	3,14	7,03	7,1	7,17	7,24	38,5	
180	11	16	5,3	48,5	1216	5,6	7,06	1933	500	3,59	7,74	7,81	7,88	7,97	30,5	
180	12	16	5,3	48,9	1317	5,69	7,04	2093	540	3,58	7,76	7,83	7,9	7,98	33,1	
200	12	18	6	53,7	1823	6,22	7,84	2896	749	3,99	8,55	8,62	8,69	8,76	37	
200	14	18	6	54,6	2097	6,2	7,81	3333	861	3,97	8,6	8,67	8,74	8,81	42,8	
200	16	18	6	55,4	2363	6,17	7,78	3755	970	3,96	8,64	8,71	8,77	8,87	48,7	
220	16	21	7	60,2	3175	6,8	8,58	5045	1306	4,36	9,42	9,49	9,56	9,63	53,8	
250	16	24	8	67,5	4717	7,76	9,78	7492	1942	4,98	10,6	10,7	10,8	10,9	61,6	
250	20	24	8	69,1	5765	7,71	9,72	9160	2370	4,94	10,7	10,8	10,8	10,9	76,1	

Таблица 2. Уголки стальные горячекатаные-неравнополочные по ГОСТ 8510—86 (сокращенный сортамент)



B	Размеры, мм				Площадь сечения, см ²	Масса I, кг	Справочные величины для осей				Радиусы инерции составного сечения				Тангенс угла наклона оси x к оси y						
	b	t	R	r			x_0	y_0	$I_{x,4}$ см ⁴	$I_{y,4}$ см ⁴	$I_{x,y,4}$ см ⁴	$I_{x,4}$ см	$I_{y,4}$ см	при расстоянии l , мм		Тангенс угла наклона оси x к оси y					
														i_{x1} , см			i_{y1} , см	i_{x2} , см	i_{y2} , см		
75	50	5	8	2,7	1,17	2,39	6,11	4,79	34,8	2,39	12,5	1,43	7,24	1,09	3,75	3,82	3,9	2,19	2,27	2,35	0,436
100	63	8	10	3,3	1,5	3,32	12,6	9,87	127	3,18	39,2	1,77	23,4	1,36	4,97	5,04	5,12	2,67	2,74	2,82	0,391
125	80	8	11	3,7	1,84	4,05	16	12,5	256	4	83	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	6,85	3,61	3,68	3,78	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	22,29	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	6,41	551	3,54	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 3. Двутавры стальные горячекатаные с уклоном внутренних граней полок (по ГОСТ 8239—89)



№ профиля	Размеры, мм				Площадь сечения, см ²	Ось x—x				Ось y—y				Масса I, кг
	h	b	s	t		I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	W _y , см ³	
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	8,1	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	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89	48,6	
40	400	155	8,3	13	72,6	19062	953	16,2	545	667	86,1	3,03	57	
45	450	160	9	14,2	84,7	27696	1231	18,1	708	808	101	3,09	66,5	
50	500	170	10	15,2	100	39727	1589	19,9	919	1043	123	3,23	78,5	
55	550	180	11	16,5	118	55962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39	92,6	
60	600	190	12	17,8	138	76806	2560	23,6	1491	1725	182	3,54	108	

Таблица 4. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020—83 (сокращенный сортмент) и тавры, получаемые разрезкой этих двутавров (для тавров высота сечения h_T , площадь сечения A_T , момент инерции I_{Tz} и масса m_T) могут быть приняты равными 0,5 соответствующего значения для двутавра



Номер профиля	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_{yz} , см ⁴	b , мм	S , мм	t , мм	I_{Tz} , см ⁴	i_{Tz} , см	z_0 , см			
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	3,7	2,87	13БТ1		

Нормальные двутавры (Б) и тавры (БТ)*

Номер профиля	Данные для двутавров										Данные для двутавров и тавров						Данные для тавров		
	h , мм	A , см ²	m , кг/м	I_x , см ⁴	W_x , см ³	S_x , см ³	i_x , см	J_y , см ⁴	J_y , см	b , мм	s , мм	l , мм	I_{x1} , см ⁴	i_{x1} , см	z_0 , см	Номер профиля			
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			

Нормальные двутавры (Б) и тавры (БТ)*

70Б2	697	183,6	144,2	145912	4187	2393	28,19	5437	5,44	260	12,5	18,5	10 310	10,6	8,87	35БТ2
80Б1	791	203,2	159,5	199500	5044	2917	31,33	6244	5,54	280	13,5	17	15 580	12,4	10,7	40БТ1
90Б1	893	247,1	194	304400	6817	3964	35,09	8365	5,82	300	15	18,5	24 520	14,1	12,4	45БТ1
100Б1	990	293,82	230,6	446 000	9011	5234	38,96	11 520	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 двугавры (Ш) и тавры (ШТ)**

20Ш1	193	38,95	30,6	2600	275	153	8,26	507	3,61	150	6	9	110	2,39	1,69	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	2,31	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
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	19790	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	22070	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	17,5ШТ3

Номер профиля	Данные для двугавров										Данные для двугавров и гавров						Данные для гавров			
	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				
40Ш1	388	122,4	96,1	34360	1771	976	16,76	6306	7,18	300	9,5	14	1530	5,02	3,37	20ШТ1				
40Ш2	392	141,6	111,1	39700	2025	1125	16,75	7209	7,14	300	11,5	16	1860	5,15	3,61	20ШТ2				
40ШТ3	396	157,2	123,4	44740	2260	1259	16,87	8111	7,18	300	12,5	18	2070	5,15	3,68	20ШТ3				
50Ш1	484	145,7	114,4	60930	2518	1403	20,45	6762	6,81	300	11	15	3320	6,76	4,85	25ШТ1				
50Ш2	489	176,6	138,7	72530	2967	1676	20,26	7900	6,69	300	14,5	17,5	4300	7	5,37	25ШТ2				
50Ш3	495	199,2	156,4	84200	3402	1923	20,56	9250	6,81	300	15,5	20,5	4780	6,95	5,34	25ШТ3				
50Ш4	501	221,7	174,1	96150	3838	2173	20,82	10600	6,92	300	16,5	23,5	5280	6,92	5,35	25ШТ4				
60Ш1	580	181,1	142,1	107300	3701	2068	24,35	9302	7,17	320	12	17	6180	8,28	6,05	30ШТ1				
60Ш2	587	225,3	176,9	131800	4490	2544	24,19	11230	7,06	320	16	20,5	8160	8,53	6,65	30ШТ2				
60Ш3	595	261,8	205,5	156900	5273	2997	24,48	13420	7,16	320	18	24,5	9500	8,54	6,75	30ШТ3				
60Ш4	603	298,34	234,2	182500	6055	3455	24,73	15620	7,23	320	20	28,5	10890	8,56	6,88	30ШТ4				
70Ш1	683	216,4	169,9	172000	5036	2843	28,19	10400	6,93	320	13,5	19	10980	10,1	7,76	35ШТ1				
70Ш2	691	251,7	197,6	205500	5949	3360	28,58	12590	7,07	320	15	23	12660	10,1	7,74	35ШТ2				
70Ш3	700	299,8	235,4	247100	7059	4017	28,72	15070	7,09	320	18	27,5	15440	10,2	8,09	35ШТ3				

Широкополочные двугавры (Ш) и гавры (ШТ)**

70Ш4	708	341,6	268,1	284400	8033	4598	28,85	17270	7,11	320	20,5	31,5	17890	10,3	8,37	35ШГ4
70Ш5	718	389,7	305,9	330600	9210	5298	29,13	20020	7,17	320	23	36,5	20660	10,3	8,6	35ШГ5

Колонные двугавры (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	809	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

Продолжение табл. 4

Номер профиля	Данные для двутавров						Данные для двутавров и тавров									
	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 _{г1} , см ⁴	i _{г1} , см	z ₀ , см	Номер профиля
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

Колонные двутавры (К) и тавры (КТ)^{***}

* Нормальные двутавры (типа Б) прокатывают из стали указанных марок:

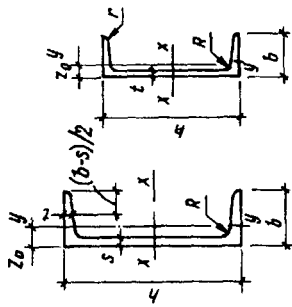
Профиль Сталь	10Б1-50Б2	23Б1-90Б1	14Б1-100Б4	23Б1-45Б1	23Б1-50Б2
	С245	С255	С345-3	С345-4	С375-3

** Широкополочные двутавры (тип III) прокатывают из стали следующих марок:

Номера профилей Марки стали	20Ш1-40Ш3	30Ш1-40Ш3	20Ш1-70Ш5	20Ш1-30Ш1
	С245, С255, С375-3	С345-1	С345-3	С345-4

*** Колонные двутавры (тип К) прокатывают из стали С245 и С345-3

Таблица 5. Швеллеры стальные горячекатаные по ГОСТ 8240—89 (сокращенный соргамент)



Номер швеллера	Размеры, мм						Площадь сечения, см ²	Масса 1 м, кг	Справочная величина для осей						20, см	
	h	b	s	t	R	r			x—x			y—y				
									I_x , см ⁴	I_y , см ⁴	S_{xx} , см ³	I_x , см ⁴	I_y , см ⁴	S_{yy} , см ³		
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

Швеллеры с уклоном внутренних граней полок

Номер швеллера	Размеры, мм						Площадь сечения, см^2	Масса Γ , кг	Справочная величина для осей						α , см
	h	b	s	t	R	r			$x-x$			$y-y$			
									I_x , см^4	W_x , см^3	i_x , см	S_x , см^3	I_y , см^4	W_y , см^3	

Швеллеры с уклоном внутренних граней полок

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

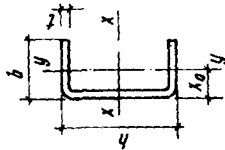
8-П	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,3	13,9	5,31	1,24	1,38
10-П	100	46	4,5	7,6	7	4	10,9	8,59	175	34,9	3,99	20,5	22,6	7,37	1,44	1,53
12-П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,3	10,4	305	50,8	4,79	29,7	34,9	9,84	1,62	1,66
14-П	140	58	4,9	8,1	8	4,5	15,6	12,3	493	70,4	5,61	40,9	51,5	12,9	1,81	1,82
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	12-40	14-40
	8П-24П	12П-24П	14П-24П
Марки стали	С245	С255	С345-3 и С345-4

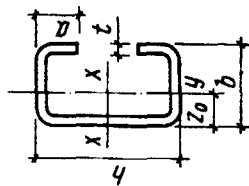
Т а б л и ц а 6. Гнутые равнополочные швеллеры по ГОСТ 8278—83 из стали марок С235, С245, С255, С345 по ГОСТ 27772—88 (сокращенный сегмент)



h	Размеры, мм		Площадь сечения, см ²	Справочные данные для осей										x ₀ , см	Масса 1 м профиля, кг
	b	t		x—x					y—y						
				I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см					
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			
140**	60	5	11,09	239,63	39,94	4,67	23,6	38,73	9,1	1,87	1,74	8,71			
160	80	4	9,67	278,47	39,78	5,37	23,59	33,2	7,54	1,85	1,6	7,59			
180	80	4	12,2	489,16	61,14	6,33	35,42	78,01	13,44	2,53	2,2	9,58			
200	80	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			
200**	100	5	17,09	1006,3	100,63	7,67	59,54	102,45	17,1	2,45	2,01	13,42			
250	125	6	22,4	1374,3	137,43	7,83	80,33	222,2	30,99	3,15	2,83	17,59			
300*	100	6	28,66	2811,7	224,94	9,9	130,14	448,01	49,33	3,95	3,42	22,5			
	100	8	37,62	4694,8	312,98	11,17	189,27	327,88	42,94	2,95	2,37	29,53			

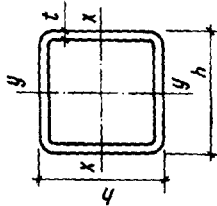
* Профили, отмеченные звездочкой (60х32х3 и 300х100х8), изготавливают только из сталей марок С235 и С245.
 ** Профили, отмеченные двумя звездочками (140х60х4 и 200х100х6), изготавливают только из стали марок С255 и С345.

Таблица 7. Гнутые равнополочные С-образные профили по ГОСТ 8282—83 (сокращенный сортамент)



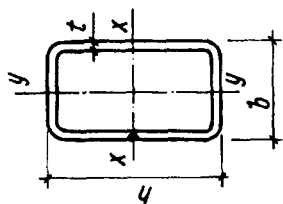
h	Размеры, мм		Площадь сечения, см^2	Справочные величины для осей						z ₀ , см	Масса 1 м, кг	
	b	a		t	x—x'			y—y'				
					$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$			$i_y, \text{см}$
400	160	50	3	6073,7	303,68	15,91	884,54	80,83	6,07	5,06	18,85	
400	160	60	4	8028,2	401,41	15,77	1219,7	113,92	6,15	5,29	25,33	

Таблица 8. Гнутые замкнутые сварные профили квадратного сечения по ТУ 36-2287-80 (сокращенный сортмент)



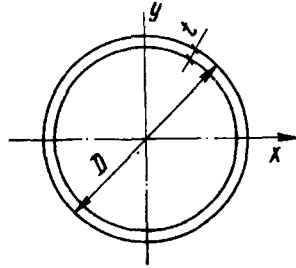
Размеры, мм h	t	Площадь поперечного сечения, см ²	Справочные величины для осей x-x и y-y		Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772-88		
			$I_x = I_y, \text{см}^4$	$W_x = W_y, \text{см}^3$		$I_x = I_y, \text{см}^4$	C255	C345
80	3	9,24	91,4	22,8	7,26	+	+	+
100	3	11,64	182,7	36,5	9,13	+	+	+
	4	15,36	236,3	47,2	12,05	+	+	+
120	3	14,04	320,5	53,4	11,02	+	+	+
	4	18,56	416,7	69,4	14,57	+	+	+
	5	23	507,9	84,6	18,06	+	+	+
140	4	21,76	671,3	95,9	17,08	+	+	+
	5	27	821,2	117,3	21,19	+	+	+
	6	32,16	964,3	137,7	25,24	+	+	+
	7	37,24	1100,9	157,2	29,23	+	+	+
160	4	24,96	1013	126,6	19,6	+	+	+
	5	31	1242,5	155,3	24,33	+	+	+
	6	36,96	1463,1	182,8	29,01	+	+	+
	7	42,84	1674,9	209,8	33,63	+	+	+
	8	48,64	1878,1	234,7	38,18	+	+	+
180	5	35	1787,9	198,6	27,47	+	+	+
	6	41,76	2109,7	234,4	32,78	+	+	+
	7	48,44	2420,2	268,9	38,02	+	+	+
	8	55,04	2719,7	302,1	43,21	+	+	+

Таблица 9. Гнутые замкнутые сварные профили прямоугольного сечения по ТУ 36-2287-80 (сокращенный сортмент)



Размеры, мм		Площадь поперечного сечения, см ²	Справочные величины для осей						Масса 1 м, кг			Сталь марки по ГОСТ 27772-88	
h	b		x-x			y-y			C255	C345	C345-3		
			I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см					
120	80	3	238,4	39,7	4,53	127	31,7	3,3	9,14	+	+	+	+
		4	309	51,5	4,48	164	41	3,27	12,06	+	+	+	+
140	100	4	523,4	74,8	5,31	310,1	62	4,09	14,57	+	+	+	+
		5	638,9	91,3	5,27	376,9	75,4	4,05	18,06	+	+	+	+
160	120	5	1002,2	125,2	6,09	640,2	106,7	4,87	21,19	+	+	+	+
		6	1178,3	147,2	6,05	750,4	125,1	4,83	25,24	+	+	+	+
180	140	5	1481,5	164,6	6,91	1003,6	143,4	5,69	24,3	+	+	+	+
		6	1746,2	194	6,87	1180	168,6	5,65	29,01	+	+	+	+
		7	2001	222,3	6,83	1348,8	192,7	5,61	33,63	+	+	+	+
200	160	5	2092,9	209,3	7,73	1482,9	185,4	6,51	27,47	+	+	+	+
		6	2471,5	247,1	7,69	1747,8	218,5	6,47	32,78	+	+	+	+
		7	2937,5	283,7	7,65	2002,8	250,4	6,43	38	+	+	+	+
		8	3191,2	319,1	7,61	2248,1	281	6,39	43,2	+	+	+	+

Т а б л и ц а 10. Трубы сварные прямошовные по ГОСТ 10704—76 (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_n	t				C235	C245	C345-3	C440
83	3	7,54	2,84	5,42	+			
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		+	+	

Продолжение табл. 10

Размеры, мм		Площадь сечения, см ²	Радиус инерции i_x , см	Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772-88			
D_n	t				С235	С245	С345-3	С440
	5,5	25,3	5,19	19,87		+		
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	+			

Продолжение табл. 10

Размеры, мм		Площадь сечения, см ²	Радиус инерции i_x , см	Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772—88			
D_n	t				C235	C245	C345-3	C440
	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 (C235); Ст3пс4 по ГОСТ 535—88 (C245); 16Г2-14 по ГОСТ 19281—89 (C345-3); 16Г2АФ по ГОСТ 19281—89 (C440).

Таблица 11. Сталь листовая горячекатаная по ГОСТ 19903—74

Толщина листов, мм (по сокращенному сортаменту)	Ширина листов, мм (по сортаменту)
3, 4, 5	От 600 до 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	

Градации 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.

**Т а б л и ц а 12. Листовой прокат, изготавливаемый в рулонах
(сокращенный сортамент)**

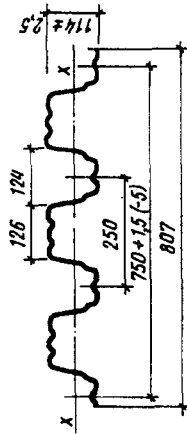
Толщина листов, мм	Ширина листов, мм
3, 4, 5, 6, 8	500, 530, 550, 600, 630, 650
10, 12	670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1500, 1600, 1700, 1800
6, 8, 10	1900, 2000
10, 12	2100, 2200

**Т а б л и ц а 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, 530, 560
32, 36, 40, 45	600, 630, 650, 670, 700, 750, 800
50, 55, 60	850, 900, 950, 1000, 1050

П р и м е ч а н и е. Ширина листов относится ко всем указанным толщинам.

Таблица 14. Соргамент профилированных листов типа Н высотой 114 мм, шириной 600 и 750 мм по ГОСТ 24045—86



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 ² , 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	450,4	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.

Приложение 17. 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 σ_B в 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 $\tilde{\sigma}_B$ 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 $\tilde{\sigma}_T$ 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 ($m_{ef} = mh_j$)
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 ($\bar{\lambda} = R_y/E$)
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 ($\bar{\lambda}_w = h/t\sqrt{R_y/E}$)
 $\bar{\lambda}_{uf}$ — предельная условная гибкость свеса пояса
(поясного листа)
 $\bar{\lambda}_{uw}$ — предельная условная гибкость стенки
 β_x, β_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

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

- Ангар**
планировка каркаса поперечная 535
— — продольная 535
- Арка**
многопролетная 542
опоры 547
очертание 542
предварительно напряженная 546
расчет 548
с затяжкой 541
- База**
колонн 260, 448, 449, 450, 451, 452, 453
рам 448, 449, 450, 452, 453
- Балка** 181
бистальная 243
двухавровая обыкновенная 119
жесткость 81
неразрезная 195
опирание 234
подкрановая 465
решетчатая 466, 480
сплошная 465, 469
с тормозной конструкцией 471
предварительно напряженная 244
прокатная 189
сопряжение 234
со стенкой гибкой 247
— — гофрированной 248
— — перфорированной 241
составная 196
ее высота 197
изменение сечения по длине 205
подбор сечения 203
проверка местной устойчивости пояса 211
— — — стенки 213
— — общей устойчивости 191, 209
— — прочности и прогиба 208
широкополочная типа БКШ 120
- Балка-стенка** 590
- Бандаж** 613
- Башня** вытяжная 670
— решетчатая 667, 675
- Блоки** объемные предварительно напряженные 531
- Болты**
высокопрочные 154, 157, 165
точности грубой 155
— нормальной 155
— повышенной 155
фундаментные 157
- Бункеры**
со стенками гибкими 659
— плоскими 659
- Вакуум** 613
- Вальцовка** холодная 646
- Ванты** 592
- Вероятность** (см. обеспеченность) 69, 72, 74
- Влияние** сварочных напряжений на прочность соединения 139
- Воздействие** вибрационное 63, 112
- Выносливость** 63
- Вязкость** ударная 35, 53
- Газгольдер**
переменного объема (мокрый) 652
— — (сухой) 652
постоянного объема 652
- Гауссова** кривизна 604
- Гибкость**
стержня 88
— условная 93
элементов ферм предельная 305
- Гипотезы** Кирхгофа—Лява 605
- Давление**
газа избыточное 613
жидкости гидростатическое 613
- Дефект** 502, 511, 515
- Деформации** сварочные 134
- Диаграмма** работы
сплавов алюминиевых 50
стали 33, 58
- Диаграммы** опорные 638
- Диски** жесткие

- вертикальные 589
горизонтальные 589
- Загружение циклическое** 112
- Здания**
комплектной поставки 493, 495, 497, 499, 503
многоэтажные 587
- Изгиб косой** 87
- Изготовление МК** 175
- Каркас**
здания производственного 332, 337
рамный пространственного типа 589
стальной 587
- Классификация**
сталей 39
ферм 286, 287
— очертания полигонального 286, 287, 289
— — сегментного 286, 287, 289
— — трапецеидального 286, 287, 289
— — треугольного 286, 287, 290
— предварительно напряженных 288, 329
— с параллельными поясами 286, 287, 290
- Колокол** 653
- Колонны**
внецентренно сжатые 428
постоянного по высоте сечения 426
раздельные 427, 441, 537
решетчатые 437, 438, 439, 440, 441
сплошные 250, 261, 432, 433, 435, 436, 437
ступенчатые 426
- Кольцо**
жесткости 616
промежуточное 638
опорное 618
- Компоновка**
конструктивной схемы каркаса 358, 359
поперечной рамы 358, 359, 360
- Консоли**
подкрановые 442, 443
Конструирование и размещение болтов в соединениях 167, 170
- Конструкции**
арок 544
легкие металлические 493
листовые 602
опорные висячие покрытия 569, 575
подкрановые 464
покрытия 400
- Концентрация напряжений** 61
- Коррозия металла** 36, 510, 511, 515
- Коэффициент**
аэродинамический 674
надежности по нагрузке 70, 675
скоростного напора 673
сочетания нагрузок 675
- Кровля** 358, 359, 360
- Кручение**
стержней 100
стесненное 101
- Крыша**
плавающая 626
стационарная 618
сфероцилиндрическая 627
торосферическая 627
щитовая 618
- Купола** 561
геодезические 565
панельные 567
панельно-сетчатые 567
ребристые 561
ребристо-кольцевые 564
ребристо-сетчатые 564
сетчатые 565
типы 562
- Лепестки** 646
- Мачта**
решетчатая 668, 683
телевизионная 684
трубчатая 671
- Методика расчета**
вероятностным методом 74
по допустимым напряжениям 74
по предельным состояниям 67
- Модуль упругости** 34
- Момент сопротивления пластический** 83
- Монтаж МК** 178, 180
методом наращивания 671
— падающей стрелы 670, 672

- подрачивания 672
- с использованием вертолета 672
- Нагрузка**
 - ветровая 673
 - гололедная 675
 - вертикальная 375, 376, 467, 468
 - поперечная горизонтальная 375, 467, 468
 - продольная 376
 - расчетная 68
 - временная 76, 77
 - нормативная 68
 - особая 76, 77
 - полезная 76, 77
 - постоянная 76, 77, 107, 372, 373, 375, 376, 514
 - от мостовых кранов 372, 373, 375, 376, 514
 - сейсмическая 675
 - снеговая 407, 408
- Наклеп** 52
- Напряжение**
 - допускаемое 74
 - кольцевое 615
 - критическое 88, 95
 - меридиональное 614
 - приведенное 79
 - остаточное сварочное 133, 134
- Настил**
 - площадок балочных 185
 - профилированный 360, 361
- Неравенство**
 - 1-го предельного состояния 68, 73
 - 2-го предельного состояния 74
 - метода вероятностного 75
 - методики допускаемых напряжений 74
- Несущая способность** 513
- Нить гибкая** 572
- Норма прогиба** 81
- Обеспеченность** (см. вероятность) 69, 72, 74
- Обечайка** 637
- Область пластическая** 85
- Обмотка преднапрягающая** 613
- Оболочки**
 - вращения тонкостенные 604
 - сеччатые 558
 - цилиндрические 558
- Оболочки-мембраны** 582
- Обследование** 509, 515
- Оголовки колонн** 276, 441
- Окрайки днища** 612
- Опора**
 - антенных сооружений связи 676
 - арки 547
 - воздушных линий электропередачи 691
 - седловидная 638
 - стоечного типа 638
- Определение усилий в элементах ферм** 302
- Оттяжки** 684
- Оценка технического состояния** 509, 515
- Панели покрытия** 360, 362, 363, 364
- Перекрытия подвешенные** 592
- Перемещения кинематические** 569
- Пластичность** 33
- Площадка**
 - балочная 182
 - текучести 33, 68
- Повреждение** 509, 510, 511, 513
- Подбор сечения**
 - подкрановых балок 472, 479, 489
 - элементов ферм 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311
- Подвески** 592
- Подъем строительный** 292
- Покрытие** 358, 360, 362
 - большепролетное 528
 - висячее (деформативность) 569
 - структурное 552
- Полигон распределения** 69
- Ползучесть** 36
- Понтон** 626
- Порог хладноломкости** 53
- Пояса**
 - несущие 547
 - стабилизирующие 577
- Предварительное напряжение несущей системы** 569, 570, 580
- Предел**
 - пропорциональности 34, 57, 59
 - текучести 33, 68
 - упругости 34
 - усталости (выносливости) 64, 65
- Прогон** 359, 360

- решетчатый 403
сплошной 400, 401
- Проектирование металлических конструкций 66, 173
- Производительность труда при изготовлении МК 699
- Профили и изделия из алюминиевых сплавов 122
тонкостенные 120
холодногнутые 121
- Прочность вибрационная 113
- Прямоугольный в плане резервуар с гибкой стенкой (ПРГС) 629
- Работа каркаса пространственная** 378, 379, 382
Равноустойчивость 108
Разрушение металла
пластичное (вязкое) 54, 57
усталостное 63
хрупкое 54, 57, 114
- Раскрой сферической оболочки 646
- Рама поперечная 344, 370, 388, 389
- Растяжение с изгибом 94
- Расчет
рам 538
структурных конструкций 556
- Расчет болтов
на растяжение 162, 173
— сдвиг 160, 172
при повторных нагрузках 164
- Расчет и конструирование
сварных соединений 136, 142, 148, 151
колонн производственных зданий 428, 453
— сквозных 266
— сплошностенчатых 261
- Расчетная длина
колонн производственных зданий 428, 429, 430, 431, 432
элементов ферм 303, 304
- Ребро жесткости в балках
поперечное 227
продольное 219
радиальное 622
- Резервуар
вертикальный цилиндрический (СВЦР) 609
горизонтальный цилиндрический (ГЦР) 636
— днище 612
— развертка полотнища стенки 612
— стенка 612
мультицилиндрический 631
сферический (СР) 644
- Рельсы крановые 486
- Решетка ферм
крестовая 286, 288, 294
перекрестная 286, 288, 295
полураскосная 286, 288, 295
раскосная 286, 288, 294
ромбическая 286, 288, 295
треугольная 286, 288, 293
шпренгельная 286, 288, 294
- Ригель 337, 368, 371
- Ростверки пространственные 590
- Свариваемость** 36, 44
- Сварка
влияние термическое 129
- Связи каркаса 350, 352, 354, 357
- Сетки седловидные напряженные 579
- Сжатие
с изгибом 94
центральное 80
— — с изгибом 94
- Сечение
балок подкрановых 469, 470
элементов ферм 297, 299
— — легких 297
— — тяжелых 299
- Сила критическая 88, 95
- Силосы 659
- Система покрытия
арочная 539
арочно-блочная 543
балочная 529
двухпоясная 577
изгибно-жесткими нитями 573
консольная 536
мгновенно-жесткая 577, 580
однопоясная с гибкими нитями 570
пространственная 551
рамная 533, 536, 588
рамно-блочная 537
связевая 589
с диафрагмами 589

- секционно-рамная 589
 стабилизации ПРГС 630
 с стволом 589
 — — внешним 589
 — — внутренним 589
 шпренгельная 530
- Соединения
- болтовые 154, 158
 заклепочные 158
 сварные 123
 — виды 126, 128
- Сопротивление
- временное 33
 нормативное 71
 расчетное 71
- Сортамент 116
- Состояние
- безмоментное напряженное 605
 моментное напряженное 605
 предельное 67
 сложное напряжение 78
- Сочетание нагрузок
- особое 77
 основное 77
- Сплавы алюминиевые 49
- Способы усиления 516, 517
- Стабилизация мембраны
- весом покрытия 586
 изгибно-жесткими элементами 583
 формой поверхности 584
- Сталь
- атмосферостойкая 48
 кипящая 41, 42
 низколегированная 40, 46
 низкоуглеродистая 40, 46
 полуспокойная 41, 42
 рифленая 118
 рулонная 118
 спокойная 41, 42
 толстолистовая 118
 тонколистовая 118
 широкополосная 118
- Старение металла 36, 51
- Стенка-днище 630
- Стенка резервуара рулонная 612
- Стоимость МК 696, 701
- Стойка 337, 367, 377, 378
- Стыки балок
- заводские 227
 на болтах высокопрочных 230
 — — монтажные 227
 — — прокатных 227
 — — составных 228
 фланцевые 233
- Сужение относительное 33
- Схема
- башни расчетная 680
 каркаса
 — конструктивная 337, 338
 колонн расчетная 259
 мачты расчетная 686
 расчетная 369, 513, 515
- Твердость 33
- Телескоп 653
- Температура критическая 114
- Температурный шов 343, 344
- Трудоемкость изготовления металлических конструкций 698, 701
- Трубы
- вентиляционные 671
 горячекатаные 120
 дымовые 671
 электросварные 120
- Уголки
- неравнополочные 118
 равнополочные 118
- Удлинение относительное 33
- Узлы структурных конструкций 555
- Уравнение Лапласа 605
- Усадка сварного шва
- поперечная 134
 продольная 134
- Усиление конструкций 521, 522, 523, 524, 525, 526
- Усилие расчетное 388, 396
- Условие пластичности 79
- Усталость
- конструкции 112
 металла (см. выносливость) 63
- Устойчивость стержней
- внецентренно сжатых 94
 местная 105
 плоской формы изгиба 102
 при сжатии с изгибом 98
 центрально-сжатых 87

Учет пластических деформаций при работе балок 190, 195

Фахверк 366

Ферма

подкраново-подстропильная 404, 406, 482

связевая 590

стропильная 404, 406, 415

тормозная 471, 472

Фонари

аэрационные 337, 424, 425

светоаэрационные 337, 424, 425

Хладостойкость 114

Чебышева сеть 565

Чертежи

КМ 174

КМД 174, 177

Число Рейнольдса 673

Шайба 656

Шарнир пластичности 83, 94

Швеллеры 119

Шов сварной

лобовой 127

стыковой 126, 128, 136

температурный 343, 344

угловой 127, 129, 138

фланговый 127

Шов температурный 343, 344

Штамповка горячая 646

Эйлера формула 88

Эксцентриситет

относительный 97

приведенный 97

Элементы

изгибаемые 80

сквозных колонн соединительные 254, 256, 268

Этажи консольные 592

Эффект краевой 602

Ячейки связевые 590

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Введение	5
Р а з д е л I. Элементы металлических конструкций	32
<i>Глава 1. Материалы для строительных металлических конструкций</i>	<i>32</i>
<i>Основные свойства и работа материалов в конструкциях</i>	<i>32</i>
1.1. Требуемые свойства металлов и методы их оценки	32
1.2. Стали и алюминиевые сплавы	38
1.3. Влияние различных факторов на свойства стали	51
1.4. Работа стали под нагрузкой	54
<i>Глава 2. Основы расчета металлических конструкций</i>	<i>66</i>
2.1. Основные понятия и определения	66
2.2. Основные положения расчета металлических конструкций	67
2.3. Классификация нагрузок и их сочетаний	76
2.4. Работа под нагрузкой и расчет элементов конструкций	78
<i>Глава 3. Сортамент</i>	<i>116</i>
3.1. Характеристика основных профилей сортамента	116
3.2. Листовая сталь	118
3.3. Угловые профили	118
3.4. Швеллеры	119
3.5. Двутавры	119
3.6. Тонкостенные профили	120
3.7. Трубы	120
3.8. Холодногнутые профили	121
3.9. Различные профили и изделия из металла, применяемые в строительстве	121
3.10. Профили из алюминиевых сплавов	122
3.11. Некоторые правила использования профилей в строительных конструкциях	123
<i>Глава 4. Сварные соединения</i>	<i>123</i>
4.1. Виды сварки, применяющиеся в строительстве	124
4.2. Виды сварных швов и соединений	126
4.3. Термическое влияние сварки на соединения	129
4.4. Конструирование и работа сварных соединений	136
4.5. Расчет сварных соединений	142
4.6. Конструктивные требования к сварным соединениям	148
4.7. Особенности работы сварных соединений при действии циклических нагрузок	149
4.8. Сварные соединения в конструкциях из алюминиевых сплавов	150

4.9. Примеры расчета сварных соединений	151
<i>Глава 5. Болтовые соединения</i>	<i>154</i>
5.1. Виды болтов, применяемых в строительных конструкциях	154
5.2. Виды болтовых и заклепочных соединений	158
5.3. Работа и расчет болтовых соединений	159
5.4. Конструирование болтовых и заклепочных соединений	167
5.5. Особенности соединения элементов конструкций из алюминиевых сплавов	171
5.6. Примеры расчета болтовых соединений	172
<i>Глава 6. Основы проектирования, изготовления и монтажа металлических конструкций</i>	<i>173</i>
6.1. Проектирование	173
6.2. Изготовление	175
6.3. Монтаж	180
<i>Глава 7. Балки и балочные конструкции</i>	<i>181</i>
7.1. Общая характеристика балочных конструкций	181
7.2. Прокатные балки	189
7.3. Составные балки. Компоновка и подбор сечения	196
7.4. Проверка прочности, прогибов и устойчивости составных балок	208
7.5. Проектирование конструкций составных балок	225
7.6. Пути совершенствования балочных конструкций	241
<i>Глава 8. Колонны и стержни, работающие на центральное сжатие</i>	<i>249</i>
8.1. Общая характеристика	249
8.2. Сплошные колонны	250
8.3. Сквозные колонны	253
8.4. Выбор расчетной схемы и типа колонны	259
8.5. Подбор сечения и конструктивное оформление стержня колонны	261
8.6. Базы колонн	269
8.7. Оголовки колонн и сопряжение балок с колоннами	276
8.8. Вариант методики подбора сечения центрально-сжатой колонны (стержня)	278
8.9. Примеры расчета	279
<i>Глава 9. Фермы</i>	<i>284</i>
9.1. Классификация ферм и области их применения	284
9.2. Компоновка конструкций ферм	289
9.3. Типы сечений стержней ферм	297
9.4. Расчет ферм	301
9.5. Подбор сечений элементов ферм	305
9.6. Конструкции легких ферм	312
9.7. Оформление рабочего чертежа легких ферм (КМД)	326
9.8. Узлы тяжелых ферм	327
9.9. Предварительно напряженные фермы	329
Р а з д е л II. Конструкции одноэтажных производственных зданий	332
<i>Глава 10. Основные вопросы проектирования конструкций каркаса производственных зданий</i>	<i>332</i>

10.1. Общая характеристика каркасов производственных зданий и основные требования, предъявляемые к их конструкциям	332
10.2. Состав каркаса и его конструктивные схемы	337
10.3. Оптимизация конструктивных решений каркасов промышленных зданий	340
<i>Глава 11. Компоновка конструктивной схемы каркаса</i>	342
11.1. Размещение колонн в плане	342
11.2. Компоновка поперечных рам	344
11.3. Связи	350
11.4. Компоновка конструкций покрытия	358
11.5. Особенности компоновки конструкций покрытия при конвейерном методе монтажа	364
11.6. Фахверк и конструкции заполнения проемов	366
<i>Глава 12. Особенности расчета поперечных рам</i>	368
12.1. Действительная работа каркаса под нагрузкой и приближенный расчет поперечных рам	368
12.2. Нагрузки, действующие на раму	372
12.3. Учет пространственной работы каркаса при расчете поперечных рам	378
12.4. Практические приемы определения расчетных усилий в элементах рамы	382
<i>Глава 13. Конструкции покрытия</i>	400
13.1. Прогоны	400
13.2. Стропильные и подстропильные фермы	404
13.3. Пример расчета стропильной фермы	415
13.4. Фонари	424
<i>Глава 14. Колонны</i>	426
14.1. Типы колонн	426
14.2. Расчет и конструирование стержня колонны	428
14.3. Узлы колонн	441
14.4. Пример расчета ступенчатой колонны производственного здания	453
<i>Глава 15. Подкрановые конструкции</i>	464
15.1. Общие сведения	464
15.2. Сплошные подкрановые балки	469
15.3. Решетчатые подкрановые балки (фермы)	480
15.4. Подкраново-подстропильные фермы	482
15.5. Узлы и детали подкрановых конструкций	483
15.6. Пример расчета подкрановой балки	489
<i>Глава 16. Легкие металлические конструкции производственных зданий комплектной поставки</i>	493
16.1. Общая характеристика	493
16.2. Конструкции зданий комплектной поставки	495
<i>Глава 17. Реконструкция производственных зданий</i>	508
17.1. Оценка технического состояния конструкций	509
17.2. Усиление конструкций	516
Р а з д е л III. Конструкции большепролетных и многоэтажных каркасных зданий	528

<i>Глава 18. Большепролетные покрытия с плоскими несущими конструкциями</i>	529
18.1. Балочные конструкции	529
18.2. Рамные конструкции	533
18.3. Арочные конструкции	539
<i>Глава 19. Пространственные конструкции покрытий зданий</i>	551
19.1. Общая характеристика пространственных конструкций	551
19.2. Плоские сетчатые покрытия (структуры)	552
19.3. Сетчатые цилиндрические оболочки	558
19.4. Купола	561
<i>Глава 20. Висячие покрытия</i>	568
20.1. Общие сведения	568
20.2. Однопоясные системы с гибкими нитями	570
20.3. Однопоясные системы с изгибно-жесткими нитями	573
20.4. Двухпоясные системы	577
20.5. Седловидные напряженные сетки	579
20.6. Металлические оболочки-мембраны	582
<i>Глава 21. Стальные каркасы многоэтажных зданий</i>	587
21.1. Область применения и основные особенности многоэтажных зданий	587
21.2. Классификация и компоновка конструктивных схем каркасов многоэтажных зданий	588
21.3. Конструктивные элементы каркаса	593
21.4. Особенности расчета стальных каркасов многоэтажных зданий	599
Раздел IV. Листовые конструкции	602
<i>Глава 22. Основы листовых конструкций</i>	602
22.1. Общие сведения	602
22.2. Особенности листовых конструкций	602
22.3. Основные положения расчета	604
<i>Глава 23. Резервуары</i>	609
23.1. Общие сведения, классификация и назначение резервуаров	609
23.2. Вертикальные цилиндрические резервуары низкого давления	609
23.3. Расчет стенки корпуса резервуара	613
23.4. Расчет анкерного крепления корпуса резервуара	617
23.5. Конструирование и основные положения расчета крыши	618
23.6. Конструкция резервуаров с понтоном	626
23.7. Конструкция резервуаров с плавающей крышей	626
23.8. Вертикальные цилиндрические резервуары повышенного давления	627
23.9. Развитие конструктивных форм вертикальных цилиндрических резервуаров	629
23.10. Пример расчета ВЦР объемом 2000 м ³	631
23.11. Горизонтальные цилиндрические резервуары	636
23.12. Сферические резервуары	644
<i>Глава 24. Газгольдеры</i>	652
24.1. Назначение и классификация газгольдеров	652

Учебное издание

**Ведеников Георгий Станиславович, Беленя Евгений Иванович,
Игнатъева Вера Семеновна, Кудишин Юрий Иванович,
Пуховский Аркадий Борисович, Валь Владимир Наумович,
Морачевский Тарас Николаевич, Уваров Борис Юльевич,
Стрелецкий Дмитрий Николаевич**

**МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ.
ОБЩИЙ КУРС**

Редакторы: *Рютина Т.В., Круглова Л.И.*
Технический редактор *Н.Е. Цветкова*
Операторы: *Лукьянчикова З.М., Карамнова М.В., Савченко С.А.,
Мухутдинова Н.М., Марина Л.В.*

Лицензия № 020441 от 28.02.92
ИБ № 5651

*Оригинал-макет изготовлен в Стройиздате с использованием
настольной издательской системы на основе ПЭВМ.*

Подписано в печать 20.10.97. Формат 70x100/16. Бумага офсетная.
Печать офсетная. Усл.печ.л. 61,75. Уч.-изд.л. 61,4. Тираж 2000 экз.
Изд. № А1-3841 Заказ 17

Стройиздат. 101442 Москва, Долгоруковская, 23а

АООТ "Политех-4".
129110, Москва, Б. Переяславская, 46.

Издательство Стройиздат, единственное в России издательство литературы по строительству и архитектуре, предлагает вам, уважаемые читатели, самый широкий выбор учебников и справочников, научных, производственно-технических и прикладных изданий. Мы имеем возможность познакомить вас с отдельными образцами нашей литературы, выпущенной в конце 1996 — начале 1997 гг.

Автоматическое управление строительными и дорожными машинами: Учеб. пособие для проф. учебных заведений / В.С.Заленский, Э.Н.Кузин, А.Б.Сырков. — М.: Стройиздат, 1996. — 320 с.: ил.

Приводятся общие сведения о строительных и дорожных машинах. Рассматриваются конкретные системы автоматизации работы бульдозеров, скреперов, автогрейдеров, траншейных экскаваторов и дреноукладчиков, асфальтоукладчиков и маркировочных машин, а также комплекта машин для скоростного строительства автомобильных дорог. Содержатся сведения об основных перспективных направлениях развития систем автоматизации строительных и дорожных машин.

Для учащихся профессиональных учебных заведений.