

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

(ВОПРОСЫ И ОТВЕТЫ)

глава 11 (п. 11.3 и 11.5) раздела III — канд. техн. наук проф. И. И. Крыловым; главы 14 и 15 раздела IV — д-ром техн. наук проф. Л. И. Стороженко.

Общая редакция академика РААСН, засл. деятеля науки и техники России, д-ра техн. наук проф. В. В. Бирюлева.

Авторы выражают глубокую благодарность д-ру техн. наук проф. Г. И. Белому и сотрудникам кафедры строительных конструкций Уральского технического университета (д-рам техн. наук профессорам Я. И. Олькову и А. З. Клячину и другим), принявшим участие в рецензировании учебного пособия. Они будут также благодарны читателям, которые сочтут возможным высказать свои замечания и пожелания по материалу учебного пособия.

ОБОЗНАЧЕНИЯ

- A — площадь сечения брутто;
 E — модуль упругости;
 F — сосредоточенная сила;
 I_x, I_y — моменты инерции сечения брутто относительно осей $x-x$, $y-y$;
 M — изгибающий момент;
 N — продольная сила;
 Q — поперечная сила;
 R_s — расчетное сопротивление металла сдвигу;
 R_u — расчетное сопротивление металла растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;
 R_y — то же, по пределу текучести;
 S — статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;
 W_x, W_y — моменты сопротивления сечения брутто относительно осей соответственно $x-x$; $y-y$;
 b — ширина;
 e — эксцентриситет силы;
 h — высота сечения;
 i — радиус инерции;
 k_f — катет углового шва;
 l — длина, пролет;
 $m = e \cdot A/W$ — относительный эксцентриситет;
 t — толщина;
 γ_c — коэффициент условия работы;
 γ_n — коэффициент надежности по назначению;
 γ_m — коэффициент надежности по материалу;
 γ_u — коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению;
 γ_0 — удельная масса металла;
 $\lambda = l_{ef}/i$ — гибкость;
 $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$ — условная гибкость;
 $\lambda_w = h_{ef} \cdot w/t_w$ — гибкость стенки;
 $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} \cdot w/t_w) \sqrt{R_y/E}$ — условная гибкость стенки;
 σ_x, σ_y — нормальные напряжения, параллельные осям соответственно $x-x$, $y-y$;
 σ_{loc} — местное напряжение;
 σ_T — предел текучести;
 σ_B — временное сопротивление;

$\varphi_x(\varphi_y)$ — коэффициент устойчивости при сжатии;
 φ_b — коэффициент устойчивости при изгибе;
 φ_e — коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом.

Обозначения индексов

w — стенка;
 f — полка;
 ef — эффективная, расчетная или приведенная;
 d — раскос;
 s — ребро;
 cr — критическая.

Сокращения

МК — металлические конструкции;
В. — вопрос;
От. — ответ.

Раздел I.

ОСНОВЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Глава 1. ХАРАКТЕРИСТИКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. Понятие о металлических конструкциях

В. Какой смысл вкладывается в слова «металлические конструкции»?

От. В области строительства под термином металлические конструкции подразумевают несущие (силовые) конструкции, из которых создают каркасы зданий и различных инженерных сооружений. Сечения элементов несущих конструкций определяются, как правило, в результате расчетов, учитывающих действие различных усилий — изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, крутящих моментов или их сочетаний.

Кроме несущих, имеются ограждающие металлические конструкции, которые выполняют одновременно функции несущих и ограждающих. Строительные МК имеют сходные черты с каркасом самолетов, судов и некоторых других систем.

В. Что изучает наука о МК?

От. Наука о МК — это прежде всего теория о конструктивной форме МК. Под конструктивной формой понимается взаимосвязанная совокупность схемы конструкции с обоснованно выбранными генеральными размерами, типами сечений отдельных стержней, решениями сопряжений и видом соединения с технологическими приемами и особенностями изготовления, монтажа и эксплуатации. Это действительно совокупность всех сторон самой конструкции и ее «жизни» на четырех этапах — на чертеже (в проектном институте), на заводе, на монтажной площадке и в период эксплуатации.

В теории о конструктивной форме изучаются закономерности построения схемы, компоновки, решения узлов, металлоемкости, трудоемкости и другие.

Для расчетов МК используют такие разделы механики, как сопротивление материалов, строительная

механика, теории упругости, пластичности, ползучести, механики разрушения.

Кроме того, по мнению акад. Н. П. Мельникова, существует самостоятельная дисциплина — теория сооружений. Применительно к МК в эту дисциплину входят: методы расчета по предельным состояниям; методы расчета на статическую и динамическую прочность, в том числе с учетом физической и геометрической нелинейности; методы расчета на усталость, в том числе малоцикловую; методы расчета на хрупкую прочность, в том числе при наличии трещин (линейная и нелинейная механика разрушений); методы расчета надежности конструкций и ее долговечности; методы оптимизации конструкций, основанные на использовании математического программирования; методы экспериментальных исследований.

В. Как связаны МК с другими строительными конструкциями?

От. В современном строительстве применяются следующие другие строительные конструкции: железобетонные (композитный материал), каменные (естественный камень и искусственный камень — кирпич, бетон), деревянные, пластмассовые.

Кроме того, используются комбинированные конструкции — сталежелезобетонные, деревометаллические, сталеалюминиевые и другие.

Строительные конструкции имеют свою предпочтительную область применения с учетом их возможностей и особенностей. Но есть очень много областей, в которых различные строительные конструкции соперничают между собой и выбор той или иной из них представляет ответственную техническую и экономическую задачу.

Что же касается теории конструктивной формы и теории сооружений, то они одинаковы по своему существу для всех строительных конструкций, хотя и есть свои особенности у каждой из них.

1.2. Требования, предъявляемые к МК

В. Какие основные требования предъявляются к МК?

От. Прежде всего большинство требований, предъявляемых к МК, в равной степени предъявляются и к другим строительным конструкциям. Все требования можно разделить на несколько групп: по назначению;

технические; технологические; эксплуатационные; экономические; эстетические.

Все требования важны. Большинство из них должны быть, безусловно выполнены, прежде всего по назначению и технические.

В. В чем суть этих требований?

От. Конструкция должна наилучшим образом отвечать своему назначению, т. е. обслуживанию того технологического процесса, который должен протекать в проектируемом здании или сооружении. Например, если это цирк, то нужно учитывать, что подвешивается определенное оборудование, нужно иметь определенную высоту и т. д., и так в каждом объекте.

Технические требования — безусловно обеспечить прочность, устойчивость (формы и положения, а также местную устойчивость), жесткость. Эти требования определяются СНиП на проектирование МК. Сюда же относится и требование надежности, или, иными словами, конструкция должна безотказно работать в течение заранее заданного расчетного периода эксплуатации. По существу весь этот период должны обеспечиваться прочность, устойчивость и жесткость с учетом накапливаемых дефектов — погибей, коррозии и т. п.

В. Что же относится к технологическим требованиям?

От. Конструкция должна быть технологична, т. е. малотрудоемка при переделе (изготовлении), перевозке, монтаже. Нужно думать и об удобстве производства работ, особенно на монтаже. Ведь конструкцию приходится монтировать и в жару, и в сильный мороз. А удобство часто зависит от вида соединения, узлового сопряжения, габаритов и других.

В. В чем заключается суть остальных требований?

От. Следует заботиться о технологичности эксплуатации. Ведь за конструкцией нужно «ухаживать», не допускать повреждений, коррозии. Сюда же входит и такое требование, как ремонтпригодность. Уже на стадии проектирования необходимо думать, как в свое время конструкцию можно будет реконструировать, а в некоторых случаях и усиливать. Нужно иметь в виду, что физическая долговечность (фактический срок ее «жизни»), в 3...7 раза длиннее моральной долговечности, т. е. периода действия первоначально заданного технологического процесса. Далее он меняется, в связи с чем необходима реконструкция.

Экономические требования комплексны — необходимо прежде всего экономить металл, экономить затраты труда на всех этапах, экономить затраты энергии. Отсюда важно анализировать такие показатели, как металлоемкость, энергоемкость, трудоемкость.

Комплексные показатели стоимости «в деле» и приведенные затраты при рыночной экономике не должны включать прибыль. Тогда они отражают экономическую эффективность конкретных конструктивных форм.

Нельзя забывать и о требовании охраны природы при изготовлении и монтаже.

Наконец, необходимо заботиться об эстетике конструкции, ее красоте, гармоничности. Следует отметить, что рационально запроектированные конструкции, как правило, радуют глаз своей легкостью, красотой.

1.3. Достоинства и недостатки МК

В. Какими достоинствами обладают МК?

От. Достоинства следующие.

1. Наибольшая прочность и одинаковая прочность при растяжении, сжатии и изгибе. Высокая прочность и при сдвиге (до 60%). Для сравнения с другими материалами представлена табл. 1.1.

Таблица 1.1
Характеристики конструкционных материалов

Материал	Марка	γ_0 , кг/м ³	R , кгс/см ²	E , кгс/см ²	γ_0/R , 1/м	E/R
Кирпич	100	1300	—25	—	$52 \cdot 10^{-4}$	—
Бетон	400	2200	—250	$0,4 \cdot 10^6$	$8,8 \cdot 10^{-4}$	$1,6 \cdot 10^3$
Дерево	Сосна	500	—130	$0,1 \cdot 10^6$	$3,8 \cdot 10^{-4}$	$0,8 \cdot 10^3$
Пласт-массы	Стеклопласт					
	СВАМ	1700	+1600	$0,25 \cdot 10^6$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$0,16 \cdot 10^3$
Металлы	Ст. 3	7850	± 2300	$2,1 \cdot 10^6$	$3,4 \cdot 10^{-4}$	$0,91 \cdot 10^3$
	Низколегированная		± 3300		$2,4 \cdot 10^{-4}$	$0,64 \cdot 10^3$
	Канаты		+10000	$1,8 \cdot 10^6$	$0,8 \cdot 10^{-4}$	$0,18 \cdot 10^3$
	Алюминиевый сплав	2750	± 1800	$0,7 \cdot 10^6$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$0,39 \cdot 10^3$

Примечание. R — расчетное сопротивление: растяжение (+), сжатие (—).

2. Высокая надежность благодаря сравнительно однородной структуре. Особо следует отметить замечательное свойство стали — пластичность, предотвращающую хрупкое разрушение.

3. Относительная легкость (табл. 1.1).

4. Высокая индустриальность. МК изготавливаются в основном на заводах или развитых мастерских. На площадке осуществляется только монтаж.

5. Непроницаемость, что важно при хранении жидкостей и газов.

6. Транспортабельность.

7. Лучшая приспособленность для тяжелых условий работы (высокие температуры до $+200^{\circ}\text{C}$, динамические и циклические нагрузки, большие нагрузки).

8. Меньшая подверженность механическим повреждениям в процессе перевозки, монтажа и эксплуатации.

9. Хорошая приспособленность для реконструкции, усиления, крепления различных коммуникаций.

10. Меньшая зависимость себестоимости от серийности, благодаря сравнительно малой стоимости вспомогательных приспособлений при изготовлении и монтаже. Возможность быстро переналаживать изготовление.

11. Высокие эстетические свойства, возможность создания самых различных форм.

В. Каковы недостатки МК?

От. 1. Сравнительно слабая коррозионная стойкость стали особенно в агрессивных условиях. Значительно выше коррозионная стойкость у алюминиевых и титановых сплавов, применяемых в строительстве.

2. Малая огнестойкость, так как сталь при температуре 600°C , а алюминиевые сплавы уже при 300°C полностью теряют прочность, конструкции деформируются.

3. Постоянный дефицит металлов. Это не недостаток конструкции, а недостаточная развитость производства.

В. Как сопоставлять между собой различные конструкционные материалы?

От. В табл. 1.1 представлены основные характеристики для различных конструкционных материалов. Среди них две относительные характеристики: удельная легкость (γ_0/R) в 1/м и удельная жесткость (E/R — безразмерная). Данные таблицы подтверждают преимущества МК.

1.4. Область применения МК

В. Каков примерный годовой объем применения стали в строительстве?

От. В государствах, входивших в СССР, в 1988—1989 годах применено арматуры в железобетонных конструкциях 13...14 млн. т, труб 10...11 млн. т, строительных МК 7...8 млн. т, итого 30...33 млн. т — более четверти всего производимого проката. Мировой объем строительных металлоконструкций приблизительно 20...25 млн. т в год.

В. В каких вновь строящихся объектах применяются строительные МК?

От. Объекты разделяются на следующие группы (в скобках доля общего расхода металла):

каркасы производственных зданий, в том числе легкие и средние (до 35%); тяжелые при пролетах до 42...48 м и мостовых кранах грузоподъемностью до 400...500 т (до 15%);

каркасы многоэтажных зданий (до 1%); в мировой практике есть примеры многоэтажных зданий до 150 этажей, высотой более 500 м;

каркасы зданий с большими пролетами: крупные сборочные корпуса, ангары, спортивные залы, дворцы культуры и т. п. (до 1%); имеются покрытия с пролетами до 270 м;

листовые конструкции — резервуары, бункера, доменные печи, трубопроводы больших диаметров и другие (14%);

мосты — автодорожные, железнодорожные, переходы и другие (до 2%); рекордный пролет моста — 1410 м;

подъемно-транспортные конструкции: мостовые и башенные краны, краны-перегрузчики и другие (1%);

специальные или, скорее, технологические конструкции — затворы и ворота гидротехнических сооружений, радиотелескопы и другие объекты космической связи, морские стационарные платформы для добычи нефти и газа (глубиной до 350 м и более) и другие (2%);

высотные сооружения — башни, мачты, опоры ЛЭП (10%), другие виды (5%);

ограждающие конструкции, лестницы и площадки (до 14%).

В. Сколько приблизительно строительных МК находится в эксплуатации?

От. В бывшем СССР около 125...130 млн. т. Значительная часть из этого количества подлежит полной замене, часть будет реконструирована.

В. Как будут развиваться МК в будущем?

От. В ближайшие 10...20 лет будет идти развитие всех групп конструкций, более быстрыми темпами легкие МК комплектной поставки, специальные конструкции в связи с развитием различных отраслей науки и техники. Будут увеличиваться пролеты, высоты, объемы и другие параметры зданий и инженерных сооружений. В то же время МК будут распространяться в зоне малых пролетов 12...18 м.

1.5. Краткая история развития МК

В. В какое время началось применение металла в строительных конструкциях?

От. В древние века безраздельно господствовали каменные конструкции, включая кирпичные, а также деревянные. К первым железным конструкциям принадлежит колонна в Дели (Индия), относящаяся к III веку до н. э., высотой 8 м и весом 6 т, выполненная из кованых железных листов.

В России железные затяжки в куполах соборов применялись, начиная с XII века (Успенский собор в г. Владимире). В XVIII веке начинается разработка проектов мостов из чугуна. Первый мост построен в Англии через р. Северн с пролетом 30,6 м. Но еще раньше в 1725 г. чугунные конструкции применены в перекрытии крыльца Невьянской башни на Урале.

В. Когда началось сравнительно массовое применение МК?

От. Это произошло в XIX веке в связи с массовым производством чугуна, а затем стали. Важную роль играл вид соединения. В это время использовались болты, а затем заклепки. Об успехах МК свидетельствует строительство знаменитой Эйфелевой башни в Париже в 1887 г., высотой с флагштоком 312, 275 м.

В конце XIX — начале XX века началось применение МК не только в мостах, в выставочных павильонах и подобных сооружениях, но и в каркасах производственных зданий.

В. Какую роль сыграли МК в период после первой мировой войны?

От. В СССР эта роль была связана с индустриализацией страны, повсеместным строительством производственных зданий для тяжелой промышленности, новых мостов и других сооружений.

В зарубежной практике — это строительство многоэтажных зданий (рекорд в те годы — небоскреб Эмпайр-Стэйт Билдинг в Нью-Йорке, построенный в 1931 г., высотой 102 этажа, 407 м с причальной башней для дирижаблей), эллингов, выставочных павильонов и многих других объектов.

В. Какое значение имела сварка для МК?

От. Сварка металлов электродугой угольного электрода, изобретенная русским инженером Николаем Николаевичем Бенардосом (1882 г.), а затем Николаем Гавриловичем Славяновым (1888 г.), усовершенствованная многими учеными и инженерами, имела колоссальное значение для развития МК. Особая роль принадлежит автоматической сварке, вклад в развитие которой в нашей стране внес академик АН Украины Евгений Оскарович Патон.

Сварка позволила сократить расход стали, повысить производительность труда при изготовлении, создать новые конструктивные формы.

В. Как развивались МК в последующие годы до наших дней?

От. Создана целая отрасль строительной индустрии — отрасль металлостроительства.

В области проектирования были созданы проектные и научно-исследовательские институты — ЦНИИпроектстальконструкция имени акад. Н. П. Мельникова, ЦНИИ строительных конструкций, УкрНИИпроектстальконструкция, Ленпроектстальконструкция, Сибпроектстальконструкция и другие.

Изготовление осуществляется более чем на 60-ти специализированных заводах МК, в том числе легких МК. Монтаж осуществляется специализированными монтажными организациями.

Трудно перечислить отрасли народного хозяйства, в развитии которых не сыграли роль МК, начиная от мощных металлургических цехов, атомных электростанций, трубопроводов больших диаметров, объектов космической техники и многих других.

В. Кто из отечественных ученых внес особый вклад в развитие МК?

От. История развития МК в России навсегда связана с именами почетного академика Владимира Григорьевича Шухова, по проектам которого построены уникальные для своего времени сооружения, профессоров Станислава Валериановича Кербедза, Дмитрия Ивановича Журавского, Николая Аполлоновича Белелюбского, Лавра Дмитриевича Проскуракова, внесших колоссальный вклад в отечественное мостостроение.

В советское время большой вклад в развитие МК внесли чл.-кор. АН Николай Станиславович Стрелецкий — один из авторов теории расчета МК по предельным состояниям и теории конструктивных форм, академик Николай Прокофьевич Мельников — крупный организатор в области металлостроительства и применения МК в космической технике и атомной промышленности, проф. Евгений Иванович Беленя — один из пионеров в области предварительного напряжения МК, проф. Александр Григорьевич Соколов — крупный специалист в области высотных инженерных сооружений, инженер Глеб Дмитриевич Попов — автор многих уникальных мостов и многие другие. В подготовку инженеров-металлостроителей и в развитие науки существенный вклад внесли кафедры металлических конструкций МИСИ, С.-Пб. ИСИ, НИСИ, КИСИ, ДИСИ, МакиСИ, УПИ, ЧПИ и других вузов.

Неоценимый вклад в развитие металлических конструкций (прежде всего мостов) и теории их расчета внесли зарубежные ученые и инженеры Ф. Блейх, А. Велер, Э. Винклер, Г. Гербер, А. Дюло, Т. Карман, К. Клеппель, Е. Мелан, О. Мор, Г. Мюллер-Бреслау, Л. Навье, А. Полонсо, Е. Хвалла, А. Фепплъ, И. Шведлер, А. Эйфель, Ф. Энгессер и другие.

1.6. Общие принципы проектирования

В. Каков состав проекта с применением МК?

От. Обычно проектирование осуществляется в две стадии. На стадии проекта (или разработки проектного задания — ПЗ) выполняются архитектурно-строительные чертежи (планы, разрезы и другие), разрабатываются и оцениваются варианты несущих конструкций, выбираются ограждающие конструкции.

На стадии рабочего проектирования выполняются расчеты, чертежи конструкций (КМ — конструкции металлические). В них представлена компоновка кар-

каса здания или сооружения, увязка размеров с учетом технологического процесса и оборудования, узлы и сопряжения элементов. Кроме чертежей, в пояснительной записке представлены расчеты — статические (силовые) по определению усилий и конструктивные по определению размеров сечений элементов МК.

В сложных конструкциях выполняются динамические расчеты, проводится оптимизация — определение наиболее выгодных параметров и размеров КМ. В состав рабочего проекта включается смета, оценивающая ориентировочную стоимость.

В заводских конструкторских бюро разрабатываются чертежи КМД (деталировочные). Тут же определяются размеры сварных швов, диаметры болтов. По чертежам КМД осуществляется изготовление МК.

Разработаны типовые проекты для конструкций зданий и сооружений. В этих проектах унифицированы размеры, решения узлов, типы сечений и т. д. Это позволяет облегчить комплектацию металла; более эффективно использовать оборудование и оснастку при изготовлении, налаживать поточное изготовление; применять типовые приемы монтажа и монтажные приспособления.

Но типовое проектирование имеет свои недостатки — неповоротливость по отношению к техническому прогрессу, угасание творчества у ИТР, зачастую перерасход металла. Необходимо разумно сочетать типовое проектирование с индивидуальным, чаще использовать прогрессивные индивидуальные проекты.

В. Какими нормативными документами надлежит пользоваться при разработке МК?

От. Главный документ — действующий СНиП на проектирование стальных (или алюминиевых) конструкций, далее СНиП «Нагрузки и воздействия». Кроме этого, в рекомендательном порядке можно использовать различные Руководства, Пособия, Рекомендации, Инструкции, а также учебную и научную литературу.

Проектировщик несет ответственность за обеспечение надежности (прочность, устойчивость, жесткость) конструкции за расчетный период эксплуатации. Авария, вызванная ошибками проектирования, влечет за собой административное или уголовное наказание, поскольку любая авария грозит жизни и здоровью людей, оборачивается материальными потерями. Поэтому студент должен осознать свою ответственность при изучении

курса МК и других дисциплин, должен приучать себя к аккуратному, творческому труду, к самоконтролю, не допускать ошибок.

В. Какими основными принципами следует руководствоваться при проектировании МК?

От. Отметим лишь главные.

1. Умение при разработке проекта удовлетворять основные требования, предъявляемые к МК (см. п. 1.2). Нужно выработать у себя привычку мыслить объемно, смотреть на проектируемую конструкцию со всех точек зрения.

2. Выбатывать вариантное мышление. Решение инженерных задач — это выбор из нескольких вариантов наиболее рационального при заданных условиях. При этом сопоставляемые варианты должны быть конкурентноспособны.

Выбранный вариант может быть еще более усовершенствован путем управления конструкцией. Не забудем, что человек многие схемы взял у природы — балочные, консольные, арочные, висячие, сотовые и другие системы.

Природа — великий творец, но человек — инженер, ученый должны превзойти природу. Можно искусственно регулировать напряженное состояние в конструкциях, наиболее рационально распределять материал, выбирать оптимальные параметры. Успех на этом пути состоит в сложении возможностей теории конструктивных форм, механики, определенных разделов математики и ЭВМ.

3. Умение найти правильное соотношение между процессом компоновки (создание схемы здания или сооружения с определением типов сечений элементов, конструированием (разработка узлов, сопряжений элементов) и расчетом (силовым с оптимизацией и конструктивным). К расчету можно приступать только тогда, когда хотя бы эскизно разработана конструкция. Иначе невозможно грамотно обосновать расчетную схему и, следовательно, точно осуществить силовой расчет. Нельзя проводить конструктивный расчет, не представляя саму конструкцию, типы сечений, размещений ребер, дополнительных элементов и т. д. Нужно запомнить — не расчет создает конструкцию, а расчет лишь ее подтверждает.

4. Умение максимально использовать ЭВМ, САПР, знать их возможности. И все же не полагаться на то,

что машина делает за инженера все. Нужно осуществить хотя бы грубые конструктивные проработки и выполнить расчеты, чтобы ощущать результаты, выдаваемые ЭВМ.

Это лишь основные принципы, но познакомившись с ними, студент должен понять — чтобы стать хорошим инженером, нужно многое знать, выработать творческое мышление, научиться многое уметь.

Глава 2. ХАРАКТЕРИСТИКА И РАБОТА МЕТАЛЛОВ

2.1. Разновидности строительных сталей

В. Какие металлы применяют в строительных МК?

От. Строительные стали; в сравнительно небольших объемах (в бывшем СССР до 70 тыс. т) сплавы алюминия и в особых случаях сплавы титана и магния. Последние два сплава очень дорогие и применяются крайне редко.

В. Какие свойства определяют возможность применения металла в строительных МК?

От. Механические, технологические и эксплуатационные.

Механические: сопротивление при статическом нагружении (σ_t и σ_v); сопротивление динамическим воздействиям и хрупкому разрушению (α -ударная вязкость и некоторые критерии линейной механики разрушения K_{Ic} , K_{Ic} и другие); показатель пластичности (ϵ_0 — остаточное удлинение); сопротивление циклическому нагружению (σ_v — предел выносливости); сопротивление расслоению (изгиб в холодном состоянии).

Технологические: обрабатываемость, свариваемость.

Эксплуатационные: склонность к коррозии, к старению.

В. Каков химический состав стали и его влияние на свойства?

От. Подробные сведения о свойствах металлов излагаются в курсе «Применение сварки в строительстве и основы технологии металлов». Здесь будут упомянуты лишь самые основные моменты.

Итак, сталь — сплав железа с углеродом и некоторыми добавками.

Железо в виде зерен феррита обеспечивает высокую пластичность до $\epsilon_0 = 50\%$, углерод в виде соединения с железом Fe_3C , образующего цементитовую решетку, обеспечивает высокую прочность. Чем больше углерода (С), тем прочнее и тверже для обработки сталь, тем меньше ее пластичность. Поэтому в строительных сталях, в которых необходимо сохранить из-за сложности их работы высокую пластичность, допускается углерода не более 0,22%. Помимо феррита и цементита, имеется еще одна структурная составляющая — перлит, т. е. раствор частей цементита в феррите.

Кремний (С) повышает прочность стали, но снижает свариваемость и стойкость против коррозии. Обычно его не более 1%. Алюминий (Ю) входит в виде соединений — нитридов и карбидов. Марганец (Г) повышает прочность стали и пластичность, обычно не более 1,5%. Медь (Д) повышает коррозионную стойкость стали. Молибден (М), бор (Р), хром (Х), ванадий (Ф), никель (Н) и другие применяются как легирующие присадки для повышения прочности и улучшения других свойств стали.

Азот (А) в свободном состоянии способствует старению стали, повышает склонность к хрупкому разрушению. В связанном состоянии образует нитриды, которые способствуют повышению прочности.

К вредным примесям относятся фосфор (П), способствующий хрупкому разрушению при низких температурах, и сера, вызывающая трещины при остывании. Их содержание ограничивается 0,04...0,05%. Вредны также газы, в том числе кислород и водород.

В. Как различаются стали по прочности и какими способами можно ее повышать?

От. По прочности строительные стали делятся на три группы: обычной прочности, повышенной и высокой.

Строительные стали обозначаются, например, С235, где С — сталь строительная; цифра — это σ_r в МПа.

Стали обычной прочности — С235, С245, С255, С275, С285. Это малоуглеродистые стали марки Ст3 кипящие, полуспокойные, спокойные.

Стали повышенной прочности — С345, С345К (К — вариант химсостава), С345Т (Т — термическое улучшение со специального нагрева), С375, С375К, С375Т.

Стали высокой прочности — С390, С390Т, С390К, С440, С590, С590К.

Прочность можно повысить легированием стали, нитридным упрочнением, различной термической обработкой.

Для низколегированных сталей повышенной и высокой прочности действует и другая система обозначения (не для строительных конструкций). Например, сталь 15ХСНД или 09Г2С. Первые цифры в сотых долях процента — содержание углерода, буквы показывают легирующие добавки, цифра после буквы в целых процентах — предел содержания данной добавки, если цифры нет после буквы, то содержание не более 1%.

Очень прочные стали применяются в стальных канатах.

2.2. Работа стали при однократном и многократном статическом нагружении

В. Как работает сталь при однократном статическом нагружении?

От. В курсе «Сопротивление материалов» проводилась лабораторная работа по изучению поведения круглого стального образца. В результате испытания строилась диаграмма σ — ε . Кстати, более достоверные показатели у плоских образцов, поскольку в круглых возникает объемное напряженное состояние, а металлические стержни, как правило, представляют собой набор плоских пластин.

В диаграмме растяжения (рис. 2.1) для малоуглеродистой стали можно отметить три стадии работы: упругую, площадку текучести, самоупрочнения. Упругая стадия завершается падением напряжения (зуб текучести) и началом площадки текучести. Напряжение, соответствующее площадке текучести, называется пределом теку-

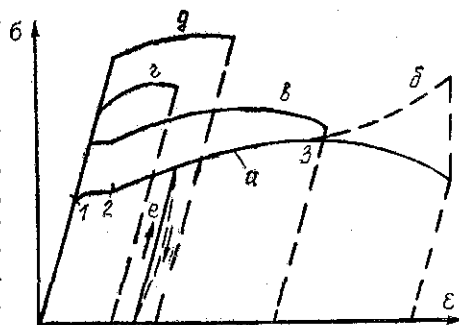


Рис. 2.1. Диаграмма растяжения стали 1 — конец упругой стадии; 1—2 — площадка текучести; 2—3 — стадия самоупрочнения; 4 — малоуглеродистая сталь; 5 — истинная диаграмма течения; 6 — низколегированная, повышенной прочности; 7 — малоуглеродистая при низкой температуре; 8 — низколегированная высокой прочностью; 9 — работа при повторном нагружении

чести (σ_T) и играет очень важную роль в теории расчета МК. Вторым важным параметром — модуль упругости E .

На первой стадии действует линейный закон или закон Гука

$$\sigma = E \cdot \varepsilon,$$

где ε — относительная деформация.

Таким образом, модуль упругости является физической характеристикой деформативности материала и имеет размерность напряжения. Для стали $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа ($2,1 \cdot 10^6$ кгс/см²). Длина упругой стадии ($\varepsilon_y = \sigma_T / E$) составляет 0,1...0,25%, в зависимости от прочности стали.

При подходе к площадке текучести в диаграмме заметно отклонение от прямой. Это происходит при напряжении, которое носит название предела пропорциональности ($\sigma_{пл}$) и используется в некоторых расчетах.

На второй стадии деформации растут при неизменных напряжениях, модуль становится равным нулю. Длина площадки текучести 0,2...2,5%, в зависимости от химического состава стали. В принципе она образуется при наличии углерода 0,1...0,3%. У высокопрочных сталей площадка текучести отсутствует.

На третьей стадии (самоупрочнения), самой протяженной, наблюдается некоторый рост напряжений при значительном возрастании пластических деформаций.

В наивысшей точке диаграммы начинает образовываться шейка, площадь сечения быстро уменьшается.

Напряжение, соответствующее этому моменту, называется пределом прочности или временным сопротивлением (σ_b). Далее условные напряжения, вычисленные по первоначальной площади сечения, падают, хотя истинные напряжения резко возрастают.

Полные остаточные деформации ε_0 интегрально свидетельствуют о пластических свойствах стали. В разных строительных сталях $\varepsilon_0 = 14...26\%$. О запасе пластичности косвенно свидетельствует отношение σ_b / σ_T . Для малоуглеродистых сталей оно 1,4...1,5, а для сталей высокой прочности падает до 1,15.

Кроме ε_0 применяется еще одна характеристика — относительное сужение поперечного сечения образца:

$$\phi = (A_0 - A_p) / A_0,$$

где A_0 — первоначальная площадь; A_p — остаточная пло-

щадь после разрушения. Чем больше ψ , тем пластичнее сталь.

Характер диаграммы зависит и от температуры образования. При снижении температуры пластичность снижается, а предел текучести и прочности возрастают (рис. 2.1, кривая 2).

В. Почему именно для строительных сталей важно иметь достаточно развитые пластические свойства?

От. Строительные металлические конструкции работают на большие нагрузки (часто неопределенные), сечения мощные, узлы сложные. Пластичность является как бы защитным свойством материала. Стержень, металл которого достиг площадки текучести, больше на себя усилия воспринимать не может. Ему в помощь должны «подставить плечи» другие стержни (или участки сечения), предохраняя перегруженный стержень от разрушения. Поэтому нужно заботиться о необходимых запасах пластичности, особенно при сложных условиях работы.

В. Чем объяснить такой характер работы стали?

От. Прежде всего ее структурным строением. На первой стадии в основном осуществляется упругий перекос в зернах феррита. Для более прочных структурных элементов — перлита и цементита напряжения недостаточны, чтобы вызвать в них значительные деформации. При достижении площадки текучести в зернах феррита начинается скольжение по диагональным плоскостям. По этим плоскостям отмечается наименьшее сопротивление нагрузке, тем более, что многочисленные дефекты на атомарном уровне сливаются в линии дислокаций, из-за чего сопротивление еще больше снижается. Накопленная в период упругой стадии энергия находит выход в этом скольжении и деформации развиваются без притока внешней энергии.

Затем, поскольку деформации увеличились, начинает в большей мере возрастать сопротивление цементитовой решетки и перлита. Начинается стадия самоупрочнения. Сталь как бы обретает «второе дыхание». При образовании шейки начинается осуществляться физическое разрушение всей структуры, завершающееся разрывом.

В. Какие виды разрушения присущи сталям и от чего это зависит?

От. Описанное выше разрушение называется вязким. Площадка разрушения зигзагообразна. Видно, что

происходил сдвиг под углом примерно 45° . Такое разрушение характерно для мягких пластичных малоуглеродистых сталей. Прежде чем оно произойдет, появятся большие деформации. Конструкция будет «кричать» о своей перегрузке, неблагополучии. Благодаря этому, можно успеть принять соответствующие меры — разгрузить, усилить конструкцию или в большей мере объединить с соседними конструкциями для обеспечения их совместной работы.

Иное дело хрупкое разрушение. В идеально хрупком материале, а сталь становится таким при температурах существенно ниже климатических, разрушение происходит мгновенно при отрыве еще на стадии упругой работы. Так как строго проконтролировать напряженное состояние очень сложно, хрупкое разрушение наступает внезапно и влечет за собой тяжелые последствия, вплоть до гибели людей и материальных потерь.

Площадка разрыва перпендикулярна растягивающей силе, видны зерна феррита с характерным блеском.

Строительные стали при климатических низких температурах и других факторах разрушаются квазихрупко, т. е. пластические деформации все же имеют место, хотя они существенно меньше обычных. Какие же факторы способствуют хрупкому разрушению? 1. Химсостав — излишний углерод и фосфор. 2. Качество стали — примеси, большая величина зерен (кипящие стали). 3. Ударные (приложенные с большим ускорением) нагрузки, не дающие возможность развиться пластическим деформациям. 4. Наличие конструктивно-технологических концентраторов напряжений, в зоне которых развивается объемное напряженное состояние, так же сковывающее наступление пластичности. Здесь же влияние толщины (масштабный фактор): чем больше толщина, тем больше влияние объемного напряженного состояния. 5. Изменение структуры стали в зоне термических процессов, вызванных сваркой. 6. Наличие начальных сварочных напряжений. 7. Изменение свойств стали, связанных с происходящими со временем физико-химическими процессами, вызывающими старение стали. 8. Истощение исходной пластичности при некоторых технологических процессах изготовления (наклеп). 9. Низкая климатическая температура.

Предотвращение хрупкого разрушения связано с ликвидацией или, по крайней мере, ограничением вредного влияния ряда факторов. От низкой температуры, удар-

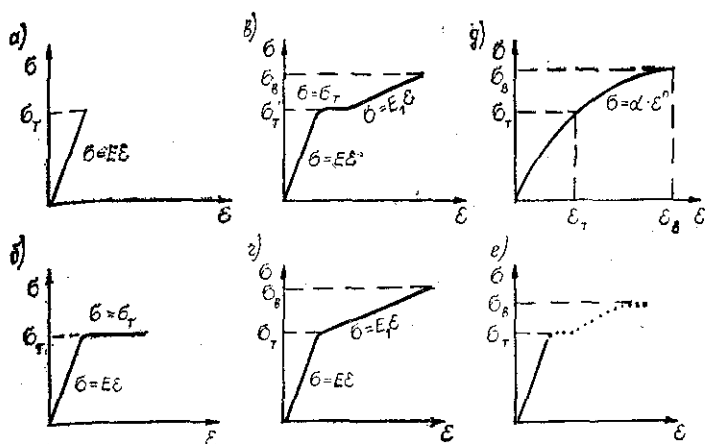


Рис. 2.2. Расчетные модели диаграммы работы стали
 а — идеально-упругая; б — идеально-упругопластическая (диаграмма Прандтля); в — трехстадийная линейная; г — упругая с упрочнением; д — криволинейная; е — линейно-кусочная

ной нагрузки не избавишься, если конструкция должна работать в этих условиях. Главная задача — сберечь запас пластичности.

В. Какую же расчетную модель можно принять по диаграмме работы стали?

От. Таких моделей несколько (рис. 2.2). Расчет по идеально упругой диаграмме послужил основой для всех классических методов строительной механики. Но он совершенно не вскрывает имеющихся запасов несущей способности.

Использование остальных моделей приводит к расчету с учетом физической нелинейности работы материала.

Очень распространена диаграмма Прандтля. Остальные модели позволяют вести расчет до стадии образования шейки. Криволинейная диаграмма удобна тем, что нет отдельных участков, но математически расчеты осложняются. Наконец, линейно-кусочная диаграмма, обеспечивающая наибольшее приближение к истинной работе металла, может использоваться при проведении расчетов на ЭВМ, когда в память машины вводятся параметры каждого участка (напряжения и деформации).

В. Как работает сталь при повторных статических нагружениях?

От. Если повторные статические нагрузки имеют место на стадии упругой работы, то никаких изменений сталь не претерпевает, возникшие деформации при снятии нагрузки полностью исчезают.

Если же в результате нагружения начали появляться пластические деформации и разгрузка (упруго) протекает на площадке текучести или стадии самоупрочнения (рис. 2.1, кривая e), то при повторном нагружении сталь работает упруго до той точки, на которой началась разгрузка, а затем работа продолжается по кривой $\sigma-\epsilon$. Таким образом, исчерпанная пластичность не восстанавливается.

Новый участок упругой работы повысился. Произошел так называемый наклеп. Этот эффект иногда используется в арматуре железобетонных конструкций.

Наклеп оказывает и отрицательное влияние на сталь. В зоне наклепа сталь становится склонной к хрупкому разрушению, интенсивнее подвергается коррозии.

Со временем, благодаря протекающим в стали физико-химическим процессам, ее свойства несколько изменяются, она становится более хрупкой. Это называется «старением» стали.

2.3. Работа стали при различных нагружениях и условиях эксплуатации

В. В какой мере концентраторы напряжений влияют на работу элемента?

От. В конструкциях концентраторы напряжений возникают по двум причинам: во-первых,— это различные изменения сечений, сварные швы, отверстия и т. п.; во-вторых, в процессе изготовления возникают различные зазубрины, при резке ножницами надрывы и т. п. Поэтому их называют конструктивно-технологическими.

Все эти концентраторы вызывают возмущение напряженного состояния. Для примера показано напряженное состояние у отверстия (рис. 2.3).

Оценка концентрации производится с помощью коэффициента концентрации ($k = \sigma_{\max} / \sigma_n$, где σ_n — расчетное напряжение, определенное методами сопротивления материалов по сечению с концентратором).

Этот коэффициент для отверстия равен примерно 2...2,5, а если вместо отверстия имеется трещина поперек силового потока, то этот коэффициент возрастает до 6...7.

Опасна ли концентрация напряжений? Если пластичность в этой зоне может проявиться, то не опасна. Пластичность будет постепенно распространяться вглубь, наконец, напряжения выравниваются (рис. 2.3, эпюры a) и несущая способность в этом сечении станет равной $\sigma_t A_n$ (где A_n — площадь нетто по рассматриваемому сечению). Как видно, наличие концентратора не влияет на несущую способность.

Но концентратор напряжений становится опасным, если из-за других причин (низкие климатические температуры, динамические и циклические нагружения) пластичность сковывается. Тогда σ растет беспрепятственно, вплоть до σ_v и образования трещины, а затем и разрушения.

Кроме того, сам концентратор напряжений в связи с тем, что в его зоне возникает объемное напряженное состояние, сковывает пластичность. Текучесть начинает проявляться при больших напряжениях, чем σ_t .

Как же реагировать на это негативное влияние концентраторов напряжений? Прежде всего нужно сглаживать их, не допускать резких скачков в изменении сечений, обрабатывать поверхности сварных швов, рассверливать отверстия вместо прокалывания, фрезеровать кромки вместо резки ножницами и т. п. Все это обеспечивает снижение степени концентрации напряжений (уменьшается коэффициент концентрации).

В. В какой мере влияют начальные или сварочные напряжения на работу конструкции?

От. В прокате в результате его неравномерного остывания образуется уравновешенная система напряжений, называемых начальными. Такую же природу имеют и остаточные сварочные напряжения. Опасны ли они? Нет, если в стали могут беспрепятственно развиваться пластические деформации. Начальные напряжения суммируются с рабочими (рис. 2.4) и достигают σ_t . Затем в этой точке рост напряжений прекращается, а пластичность постепенно распространяется на все сечение. Несущая способность $\sigma_t A$ не зависит от того, были или отсутствовали начальные напряжения.

Иначе выглядит картина напряженного состояния, если пластичность скована. При увеличении нагрузки суммарные напряжения продолжают возрастать, как при упругой работе, вплоть до образования трещины, т. е. квазихрупкого разрушения.

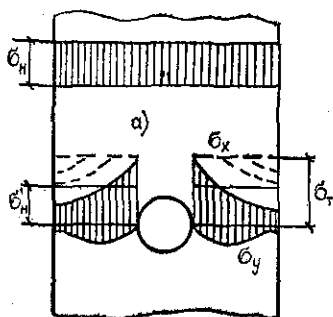


Рис. 2.3. Эпюры напряжений в зоне концентратора (отверстия)

σ_n — расчетное (и истинное) напряжение в чистом сечении; σ'_n — расчетное напряжение в зоне концентратора; σ_x , σ_y — истинные напряжения в зоне концентратора; α — истинные эпюры σ_x по мере развития пластических деформаций

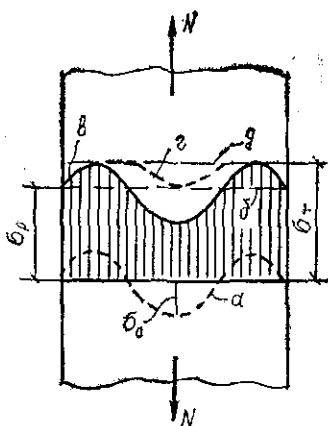


Рис. 2.4. Эпюры напряжений

α — эпюра начальных напряжений (σ_0); β — эпюра напряжений от нагрузки (σ_p); γ — суммарная эпюра ($\sigma_0 + \sigma_p$); δ — эпюра напряжений в процессе развития пластических деформаций; ϵ — эпюра при полном развитии пластических деформаций

В машиностроении ответственные детали после изготовления вновь нагревают и обеспечивают равномерное остывание. В результате начальные и сварочные напряжения резко снижаются. В строительных конструкциях иногда используют тот же прием или во всяком случае такую технологию сварки, при которой сварочные напряжения будут минимальны.

В. Как оценивать склонность стали к хрупкому разрушению?

От. Для этой цели используют результаты испытаний образцов на ударную вязкость.

Образец сечением 10×10 мм и длиной 60 мм (часто называют образцом Менаже) подвергают нагружению силой, как балку пролетом 40 мм. При этом используются факторы, способствующие хрупкому разрушению: ударная нагрузка (испытания проводят на маятниковом копре), концентратор напряжений (в месте приложения силы имеется в растянутой зоне выточка) и низкая температура. Удельная работа, необходимая для разрушения образца, и есть ударная вязкость (α в

МДж/м² или кгсм/см²). Чем выше ударная вязкость, тем меньше склонность стали к хрупкому разрушению. Качество стали и температура оказывают заметное влияние на ударную вязкость (рис. 2.5).

Некоторые образцы подвергают искусственному старению, чтобы создать дополнительные условия для хрупкого разрушения. О склонности стали к хрупкому разрушению судят и по тому, какая доля площади в изломе имеет характерный кристаллический блеск, соответствующий хрупкому разрушению.

Кроме испытания на ударную вязкость, применяются более тонкие методы для оценки склонности стали к хрупкому или вязкому разрушению при наличии искусственно созданного концентратора напряжения, имитирующего трещину и специально созданную трещину. При этом измеряют параметр вязкости разрушения или критический коэффициент интенсивности напряжений при плоской деформации (K_{Ic} в МПа $\cdot\sqrt{м}$). Образец подвергают статическому растяжению. Определяют усилие, величину раскрытия трещины, температуру испытания и другие.

Этот и подобные методы в строительных конструкциях пока применяются редко.

В. Как ведет себя сталь при циклических нагружениях?

От. Циклы нагружения могут быть различные (рис. 2.6) и характеризуются коэффициентом асимметрии напряжений $\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$.

При циклическом нагружении образца возможен особый вид разрушения — усталостное. Напряжения, при которых происходит разрушение, снижаются по мере увеличения числа циклов нагружения (рис. 2.7). Такое явление в технике называется усталостью. Напряжение, ниже которого циклическая прочность не снижается (обычно при 2 млн. циклах), называется пределом уста-

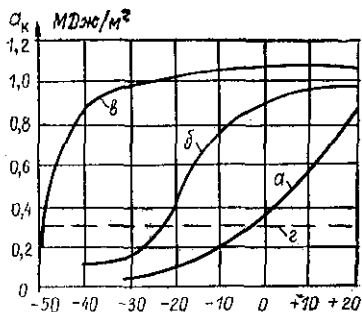


Рис. 2.5. Ударная вязкость стали (при $T^{\circ}\text{C}$)

а — С235 (книжная); б — С255 (спойная); в — С345 (низколегированная); г — порог хладостойкости

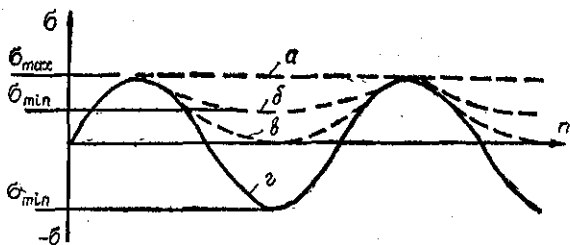


Рис. 2.6. Характеристика асимметрии напряжений
 a — статическое нагружение ($r=1$); $б$ — неполный одно-
 значный цикл ($1 > r > 0$); $в$ — полный однозначный цикл
 ($r=0$); $г$ — полный разнозначный цикл ($r=-1$)

лости или пределом выносливости (σ_v). На циклическую прочность, кроме числа циклов, влияют и такие факторы, как качество и прочность стали, наличие и острота концентратора напряжений, характер асимметрии цикла. Обычно усталость проявляется при большом числе циклов, более 10^5 , но при высоких номинальных напряжениях уже в диапазоне 10^3 до 10^4 и несколько выше числа циклов проявляется так называемая малоцикловая усталость.

В строительных конструкциях явление усталости имеет место в мостах, подкрановых балках, конструкциях, поддерживающих непрерывно работающее оборудование. Малоцикловая усталость может иметь место в трубопроводах, работающих при переменном давлении, в резервуарах с частым наполнением и других. Еще до конца не исследовано поведение металла при совсем небольшом числе циклов до 10^2 , например при сейсмических воздействиях.

Какова же природа усталости? При частой смене величины, а иногда и знака напряжений, пластические де-

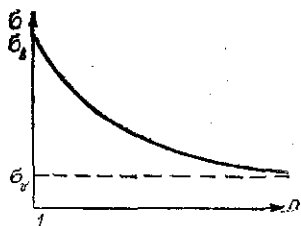


Рис. 2.7. Кривая циклической прочности

формации на уровне зерен феррита не успевают развиваться в полной мере. Накапливаются дислокации и концентрируются у стыков зерен. В этих местах зарождаются микротрещины и под воздействием меняющейся нагрузки постепенно развиваются. На изломе образца четко видны две зоны — гладкая, в которой раз-

вивалась трещина, и зернистая на остатке внезапно разрушившегося сечения. Усталостное разрушение похоже на хрупкое в том смысле, что происходит внезапно, без видимых причин. Борьба с усталостью — выбор соответствующей стали, максимальное снижение остроты концентратора.

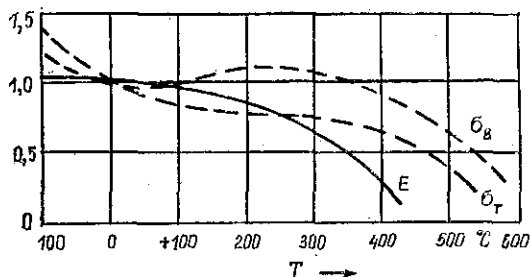


Рис. 2.8. Зависимость механических характеристик стали от температуры (по отношению к $T=0^{\circ}\text{C}$)

В. Как влияет температура на прочностные характеристики стали?

От. При снижении температуры по сравнению с комнатной (или нулем) все механические характеристики возрастают, но это касается образцов без всяких концентраторов напряжений (рис. 2.8).

По мере же роста температуры происходит падение E , σ_t , а после $300...350^{\circ}\text{C}$ и σ_v . После $500...600^{\circ}\text{C}$ прочность падает настолько, что конструкции не в состоянии воспринимать усилия. Вот почему МК следует защищать от воздействия огня.

2.4. Условия для выбора стали. Сортамент

В. Что нужно учесть при выборе стали для конструкций?

От. При выборе стали следует руководствоваться двумя главными требованиями — обеспечить высокую надежность и экономичность.

Так как для конструкций особенно опасны хрупкие и усталостные разрушения, то учитываются факторы, им способствующие:

характер нагрузки (динамические и циклические нагружения);

вид соединения (острота концентратора напряжений, наличие остаточных напряжений);

характер напряжений, наличие растягивающих напряжений;

диапазон низких климатических температур.

Кроме того, нужно принимать во внимание ответственность здания или сооружения (постоянное нахождение людей, дорогостоящего оборудования, уникальные здания или, напротив, склады малоценных материалов, временные здания и т. п.).

Класс ответственности регламентируется «Правилами учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций». Всего установлено три класса.

Имеются три категории конструкций и элементов по назначению и важности последствий наступления предельного состояния.

А — основные несущие либо ограждающие с функциями несущих конструкций, достижение предельного состояния которых приводит к полной непригодности к дальнейшей эксплуатации;

Б — те же конструкции, но возможно только затруднение нормальной эксплуатации здания или сооружения;

В — вспомогательные несущие и ограждающие конструкции, достижение предельных состояний которых не приводит к нарушению требований, предъявляемых к другим конструкциям.

В зависимости от вероятности усталостного и хрупкого разрушения напряженное состояние делится на три категории:

I — конструкции и элементы, предельное состояние которых может быть достигнуто при непосредственном воздействии динамических нагрузок;

II — конструкции и элементы, предельное состояние которых может быть достигнуто при динамических воздействиях либо из-за образования опасных зон объемных или плоских напряжений, и одновременно при действии других неблагоприятных факторов (высокие напряжения или скорость их изменения, низкая температура, концентраторы напряжений и другие);

III — конструкции и элементы, для достижения предельного состояния которых влияние динамической нагрузки или сложного напряженного состояния незначительно либо отсутствует.

Таблица 2.1

Показатели факторов и группы конструкций

Фактор и его показатель				Группа конструкций при показателе	
Наименование	Обозначение	Характеристика	Баллы	$S = \sum S_i$	Группа
Класс ответственности	S_1	I 2, 3	4 0	$S > 26$ $23 \leq S \leq 26$ $19 \leq S \leq 22$ $S \leq 18$	1 2 3 4
Категория по назначению	S_2	A Б В	11 4 1		
Категория по напряженному состоянию	S_3	I II III	8 5 1		
Наличие растягивающих напряжений	S_4	Есть Нет	7 2		
Неблагоприятное влияние сварки	S_5	Есть Нет	6 2		

Примечание. Сварку следует учитывать, если она расположена в местах действия значительных растягивающих напряжений.

В нормах приведена таблица, в которой конструкции классифицированы по этим признакам.

Далее, чтобы выбрать ту или иную сталь, нужно учесть совокупное влияние всех факторов, причем стали по интегральному показателю делятся на четыре группы (табл. 2.1). В зависимости от группы и температуры по табл. 2.2 можно выбрать соответствующую сталь.

В. Например, как выбрать сталь для сварных подкрановых балок открытого склада угля электростанции в климатическом районе II₁?

От. Класс ответственности — 2; категория по назначению — А; категория по напряженному состоянию — I; наличие растягивающих напряжений — есть; сварка — есть.

По табл. 2.1 $S = 0 + 11 + 8 + 7 + 6 = 32$. Следовательно, — группа 1.

Таблица 2.2

Стали по ГОСТ 27772 для строительных конструкций

Сталь	Расчетная температура в °С в районе строительства и группа конструкций											
	II ₄ (−30° > T > −40°) II ₅ и др. (T > −30°)				II ₁ , II ₂ , II ₃ (−40° > T > −50°)				(−50° > T > −65°) I ₁			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
C235	—	—	+	+	—	—	—	—	—	—	—	—
C245	—	+	+	—	—	—	—	+	—	—	—	+
C255	+	+	+	—	—	—	+	+	—	—	—	+
C275	—	+	+	—	—	—	—	+	—	—	—	+
C285	+	+	+	—	—	—	+	+	—	—	—	+
C345	+3	+1	+1	—	+3	+3	+1	—	+4	+4	+2,3	—
C345K	—	+	+	—	—	—	+	—	—	—	—	—
C375	+3	+1	+1	—	+3	+3	+1	—	+4	+4	+2,3	—
C390	+	+	+	—	+	+	+	—	+	+	+	—
C440	+	+	+	—	+	+	+	—	+	+	+	—
C590	—	+	+	—	—	—	—	—	—	—	—	—
C590K	—	—	—	—	—	+	+	—	—	+	+	—

Примечание. Знаки «+» и «—» означают, что данную сталь применять следует или не следует. Цифра обозначает категорию стали. Стали для конструкций, возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂ и II₃, но эксплуатируемых в отапливаемых помещениях, следует принимать как для района II, за исключением стали C245 и C275 для конструкций группы 2. Остальные примечания в нормах.

По табл. 2.2 могут быть применены стали C345 категории 3, C390 или C440. Для окончательного решения необходим экономический расчет.

В. Как влияет прочность стали на экономические показатели — металлоемкость и стоимость?

От. Относительная цена проката (без учета колебаний рынка) и показатель прочности — расчетное сопротивление (R_y) приблизительно связаны уравнением

$$\sigma = 0,83 R_y / 230 + 0,17.$$

Из этого уравнения видно, что цена растет медленнее прочности, а следовательно, экономически выгодно применять более прочные стали. Если за базовую принять сталь C235, то экономия металла в процентах в растянутых элементах составит примерно

$$\varepsilon = (1 - 230/R_y) 100\%.$$

В центрально-сжатых элементах, хотя и будет некоторая экономия металла при применении более прочных сталей, но она существенно меньше, чем в растянутых, так как критические силы не зависят от R_y .

В изгибаемых элементах

$$\varepsilon = (1 - \alpha \sqrt[3]{(230/R_y)^2}) \cdot 100\%,$$

где $\alpha = 1 \dots 1,06$ для $R_y = 230 \dots 430$ МПа.

Во внецентренно-сжатых элементах экономия металла несколько меньше, чем в изгибаемых, причем тем меньше, чем меньше доля изгиба.

Весьма выгодно применять канаты (пряди, пучки) из высокопрочных проволок. Прочность растет в 5...7 раз по сравнению с С235, а стоимость — всего в 2,5...3 раза. Такие канаты применяют в висячих системах, в качест-

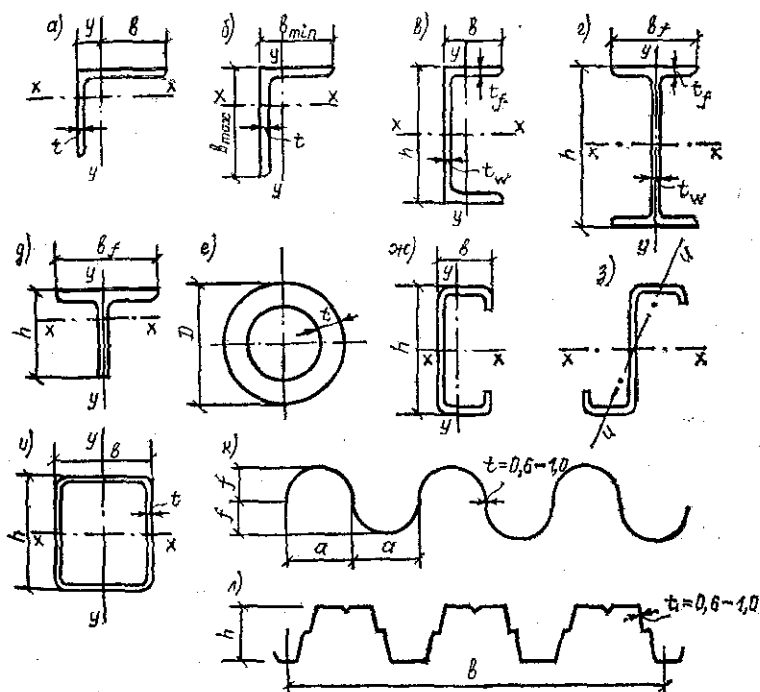


Рис. 2.9. Типы профилей

а — уголок равнополочный; б — уголок неравнополочный; в — швеллер; г — двутавр; д — тавр; е — круглая труба; ж — гнутый швеллер; з — Z-образный профиль; и — прямоугольная гнутосварная труба; к — волнообразный настил; л — гребенчатый профилированный лист

ве затяжек и шпренгелей в предварительно-напряженных конструкциях.

В. Что такое сортамент?

От. Сортамент — это перечень прокатных, гнутых или прессованных профилей с указанием формы, геометрических размеров и характеристик, массы единицы длины, допусков и условий поставки.

В. Какие профили применяются в МК?

От. В основном прокатные — листовые и профильные. Кроме того, из листа можно гнуть, а из сплавов алюминия можно прессовать (метод экструзии) разнообразные профили.

Листовая сталь имеет три разновидности — толстолистовая (от 4 до 160 мм), тонколистовая (примерно от 0,5 до 4 мм) и универсальная (от 6 до 60 мм) с фиксированной шириной от 200 до 1050 мм.

Профильный металл — уголки, швеллера, двутавры (балочные, широкополочные, колонные), тавры (изготавливаются разрезкой двутавров) (рис. 2.9).

Характерные гнутые профили — это уголки, швеллера, S-образные профили. Для гнутых профилей применяют листы толщиной 1...8 мм, можно гнуть и более толстые листы до 16 мм.

Профили делятся также еще на два вида — открытые и закрытые (замкнутые). Это круглые цельнотянутые или круглые и прямоугольные гнутосварные трубы (рис. 2.9). Важную и всевозрастающую роль играют профилированные листовые профили, применяемые главным образом в качестве ограждающих конструкций, либо одновременно и несущих, и ограждающих.

В. Как сопоставить отдельные профили между собой с позиций их экономичности?

От. Из курса сопротивления материалов известно, что каждое сечение характеризуется следующими геометрическими характеристиками: площадью (A), моментом инерции (I), моментом сопротивления ($W = I/z$ (z — расстояние от центра тяжести до крайней фибры), радиусом инерции ($i = \sqrt{I/A}$), моментом инерции на кручение (I_t) и другими.

Для сопоставления различных сечений используются безразмерные показатели:

коэффициенты радиуса инерции $\alpha = i_x/h$, $\beta = i_y/b$;

коэффициенты ядрового расстояния $\rho = W/(A \cdot h)$;

удельный радиус инерции $j = i/A^{0.5}$;

удельный момент сопротивления $\omega = W/A^{1.5}$;

удельный момент инерции кручения $\eta = I_t/A^2$.

Очевидно, эффективность сечения тем выше, чем больше эти показатели при прочих одинаковых характеристиках.

Подмечено, что чем относительно тоньше элементы сечения, тем их характеристики больше при одинаковой площади. Поэтому очень важный показатель — относительная тонкостенность t/h ; t/b . Этот показатель зависит от возможностей прокатки, требований обеспечения местной устойчивости. Минимальные показатели: для уголков $t/b \geq 1/17$, для полок двутавров (тавров) $t/b \geq 1/30$; для стенок двутавров $t/h \geq 1/65$; для сварной круглой трубы $t/D \geq 1/260$; для прямоугольной трубы $t/h \geq 1/40$.

В. Каковы преимущества у замкнутых сечений?

От. Таковых несколько.

1. Более выгодные геометрические характеристики и безразмерные показатели при одинаковой высоте сечения. Объясняется это тем, что материал расположен на периферии по отношению к центру тяжести.

2. Большая тонкостенность, так как отдельные части (пластинки), образующие сечения, упруго защемлены с двух сторон либо криволинейны и, следовательно, критические напряжения увеличены.

3. Крутильная жесткость в десятки раз больше, поэтому крайне редка изгибно-крутильная форма потери устойчивости. Критические напряжения при центральном сжатии несколько выше, чем в равновеликих по площади сечений стержней открытого типа, за счет более медленного развития пластичности.

4. Обеспечивается эффективность применения сталей повышенной и высокой прочности.

5. За счет указанных выше особенностей снижается на 7...15% металлоемкость.

6. Проще осуществляется сопряжение стержней с помощью сварки без промежуточных деталей — фасонки. Это экономит металл до 10...12% и существенно снижает трудозатраты на изготовление.

7. Меньше подвержены механическим повреждениям во время транспортировки и монтажа. Для образования погнби и вмятин в полках уголков, двутавров, швеллеров сила удара требуется меньше, чем для замкнутого сечения.

8. Стержни более устойчивы при монтаже, так как в узлах эти стержни упруго защемляются.

9. Обладают большей коррозионной стойкостью при условии герметизации внутренней полости. Коррозионная стойкость характеризуется показателем слитности $k = S/A$ (S — периметр сечения, подвергаемый коррозии). Удобно также пользоваться безразмерным показателем — относительной слитностью $\chi = S/A^{0.5}$. У замкнутых сечений эти показатели ниже, так как внутренний периметр не учитывается.

10. У круглых труб хорошее обтекание ветровым потоком, в результате ветровая нагрузка уменьшается в 1,5...2 раза при одинаковых габаритах.

11. Можно залить внутреннюю полость бетоном, создать трубобетонную конструкцию, причем благодаря металлической обойме бетон работает с большей отдачей.

12. Внутренние полости стержней могут одновременно использоваться для транспортировки жидкости или газов, например в теплицах.

13. Все эти достоинства обеспечивают экономическую эффективность.

14. Обладают приятным внешним видом, их не нужно закрывать.

Недостатки.

1. Более высокая стоимость из-за более сложной технологии изготовления. При современных ценах соотношение стоимости между листом, гнутосварными прямоугольными и круглыми трубами, цельнотянутыми круглыми трубами равно 1 : 1,35...1,45 : 1,40...1,50. И вряд ли это соотношение можно изменить в пользу замкнутых сечений.

2. Узлы в конструкциях из круглых труб довольно сложные и требуют специального газорезательного оборудования для фигурных резов.

3. Необходимость тщательной герметизации внутренней полости для предотвращения коррозии.

4. По круглым трубам затрудняется проход монтажников, требуются дополнительные меры безопасности.

Ясно, что достоинства более существенны.

2.5. Особенности алюминиевых сплавов

В. Каков химический состав и разновидности алюминиевых сплавов?

От. Под алюминиевыми понимают сплавы, состоящие из алюминия и различных цветных металлов.

Чистый алюминий — серебристо-белый металл, менее прочный, чем сталь, и весьма легкий. Легирующие добавки увеличивают прочность, практически не увеличивая массы. С целью повышения прочности применяются различные приемы — термическое упрочнение, нагартовка (наклеп). Вид сплава обозначается четырехзначной цифрой, в которой первая цифра — основа сплава (1 — алюминий), вторая — номер композиции, две последних — порядковый номер в своей группе. Ранее действовали иные обозначения. Композиция отра-

Таблица 2.3

Сплавы алюминия для строительных конструкций

Система и название сплавов	Обозначение		Состояние поставки		
	старое	новое	лист	профиль	труба
Al технически чистый	Сплавы, термически неупрочняемые				
	AD0	1011	М; 1/2Н; Н	ГП	ГП
	AD1	1013	М; 1/2Н; Н	ГП	ГП
Al—Mn	AMц	1400	М; 1/2Н; Н	ГП	ГП
Al—Mg магналин	AMг2	1520	М; 1/2Н; Н	ГП; М	ГП; М
	AMг3	1530	М; 1/2 Н	ГП; М	ГП; М
	AMг5	1550	М	ГП; М	ГП; М
	AMг6	1560	М; Н	ГП; М	ГП; М
Сплавы, термически упрочняемые					
Al—Mg—Si силумины	AD31	1310		ГП; Т; Т1;	ГП; Т
	AD33	1330		ГП; Т; Т1	ГП; Т
	AB	1340	М; Т	ГП; Т; Т1	ГП; Т; Т1
Al—Cu—Mg дуралюмины	D1	1110	М; Т	ГП; М; Т	ГП; Т
	D16	1160	М; Т; ТН	ГП; М; Т	ГП; Т
Al—Mg—Zn	1915	1915	М; Т	ГП; М; Т	ГП; Т
	1925	1925		ГП; М; Т	ГП; Т
Al—Cu—Mg—Zn	B95	1950	М; Т	ГП; М; Т	ГП; Т

Примечание. ГП — горячепрессованный, М — отожженный, Т — закаленный и естественно состаренный; Т1 — закаленный и искусственно состаренный; Н — нагартованный; 1/2Н — полунагартованный; ТН — нагартованный после закалки и искусственного старения. Жирным шрифтом выделены состояния сплавов, рекомендуемых для применения в строительстве.

жает химический состав. В табл. 2.3 представлены сплавы, рекомендуемые для применения в строительстве.

В. Чем отличаются алюминиевые сплавы от стали?

От. Прочность несколько ниже, примерно на 20% в группе обычной прочности.

Сплавы в три раза легче, чем сталь, в три раза меньше модуль упругости (табл. 1.1). Сплавы мягче, удобнее для обработки. У сплавов коэффициент линейного удлинения $\alpha = 2,3 \cdot 10^{-5}$, у стали $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$. Температурные напряжения в стержне равны $\sigma = \alpha \cdot E \cdot \Delta T$, отсюда $\sigma_{ал} = (2/3) \sigma_{ст}$.

Алюминиевые сплавы отличаются высокой коррозионной стойкостью. Это объясняется тем, что на поверхности появляется окисная пленка, защищающая затем сплав от воздействия кислорода.

От удара по поверхности проката из алюминиевого сплава не возникает искра, как у стали. Это важно для конструкций, применяемых во взрывоопасных производствах.

В. Каковы особенности работы алюминиевых сплавов?

От. Алюминиевые сплавы так же пластичны, как и сталь ($\epsilon_0 = 10...15\%$), но у них отсутствует площадка текучести. Для расчетов используется условный предел текучести $\sigma_{0,2}$, у которого остаточная деформация равна 0,2.

Алюминиевые сплавы хрупко не разрушаются в силу особенностей структурного строения. При снижении температуры $\sigma_{0,2}$ и $\sigma_{\text{в}}$ растут одинаково и пластические свойства не снижаются. При повышении температуры и $\sigma_{0,2}$, и $\sigma_{\text{в}}$ быстро падают — при 250°C $\sigma_{0,2}$ — в 2,5 раза, $\sigma_{\text{в}}$ — в 3 раза. Поэтому рабочий диапазон примерно до +150°C.

При циклических нагружениях также имеет место явление усталости, причем предел выносливости проявляется при числе циклов до 500 млн.

Недостатком (возможно временным) алюминиевых сплавов является их высокая стоимость (выше стали в 5...7 раз). Конструкция при прочих равных условиях стоит в 1,5...2,5 раза выше. Экономически выгодно алюминиевые сплавы применять в качестве ограждающих конструкций, благодаря долговечности и хорошему внешнему виду, а также в большепролетных конструкциях для резкого уменьшения их собственного веса как нагрузки и в подвижных системах (различные краны).

В. Чем отличаются профили из алюминиевых сплавов?

От. Кроме листов и фасонных прокатных профилей, находят большое применение прессованные профили. Они могут иметь самое разнообразное сечение — открытое и закрытое. Уголки могут быть с прямым, острым и тупым углом. Можно отпрессовать несимметричные двутавры с более развитой верхней полкой. На концах полок делают утолщения — бульбы, что повышает местную устойчивость полок. Проектировщик может сам задавать форму и размеры сечений элементов.

Глава 3. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МК

3.1. Предельные состояния МК

В. Как возникла теория предельных состояний?

От. История развития расчетов строительных конструкций — это история непримиримой борьбы двух противоречивых целей. С одной стороны, стремление с помощью расчета обеспечить надежность (прочность, устойчивость, жесткость и другие), с другой, вложить в конструкцию минимум материала и труда. На заре развития строительных конструкций экспериментально устанавливалась предельная несущая способность (в момент разрушения), затем назначался коэффициент запаса (3...5) и в столько же раз эксплуатационная нагрузка была меньше разрушающей.

В XIX веке был разработан метод расчета по допускаемым напряжениям. В этом методе на единый коэффициент запаса уменьшалась не разрушающая нагрузка, а напряжение в момент разрушения.

Но уже в середине XX века вышеуказанное противоречие заставило найти определенный выход — сблизить требование надежности и экономичности. Была разработана теория расчета по предельным состояниям. Один из ведущих авторов этой теории — чл.-кор. АН проф. Н. С. Стрелецкий. Что же представляют собой предельные состояния? Это такие состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям монтажа. Естественно, при этом нормальная эксплуатация здания или сооружения становится невозможной.

Под нормальной эксплуатацией понимают эксплуатацию без ограничений в соответствии с технологическими условиями, предусмотренными нормами и заданиями на проектирование и учитывающими безопасную работу людей, оборудования и сохранность ограждающих конструкций.

Есть две группы предельных состояний: первая — по потере несущей способности (1А) или полной непригодности к эксплуатации (1Б); вторая — по пригодности к нормальной эксплуатации (2) (рис. 3.1).

Потеря несущей способности может наступать по разным причинам: из-за вязкого, хрупкого, усталостного разрушения; потери устойчивости формы или положения; перехода в изменяемую систему.

Условие недопущения этого предельного состояния — для конструкции или ее элемента:

$$\bar{N} \leq \bar{S}, \quad (3.1)$$

где \bar{N} — наибольший вероятный силовой фактор за расчетный период эксплуатации; \bar{S} — наименьшая вероятная несущая способность за тот же период эксплуатации, исчисленная по σ_b , σ_v , по критическим напряжениям при потере устойчивости.

Полная непригодность к дальнейшей эксплуатации, возникающая чаще всего из-за появления недопустимых остаточных деформаций (качественное изменение конфигурации), выражается так:

$$\Delta_o \leq [\Delta_o] \text{ или } \varepsilon_{\text{ост}} \leq [\varepsilon_o], \quad (3.2)$$

где Δ_o — наибольшая остаточная деформация конструкции или элемента (рис. 3.1); $[\Delta_o]$ — допустимая предельная остаточная деформация; $\varepsilon_{\text{ост}}$, $[\varepsilon_o]$ — соответствующие относительные остаточные деформации.

Однако реализовать в настоящее время это условие все еще сложно, так как методы определения Δ_o весьма трудоемки и разработаны пока только для сравнительно несложных конструкций, причем в связи с непрерывным изменением нагрузок остаточные деформации накапливаются постепенно.

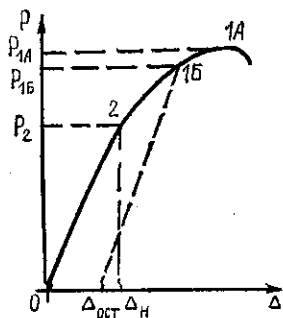


Рис. 3.1. График работы конструкции

Поскольку у металлов остаточные деформации начинают появляться при переходе металла в пластическую стадию, то условие (3.2) можно заменить косвенным условием

$$\bar{N} \leq \bar{S}_T, \quad (3.3)$$

где \bar{S}_T — то же, что и \bar{S} , но исчисленное по пределу текучести.

Вторая группа предельных состояний наступает, если перемещения (прогиб, поворот или осадка), колебания, изменение положения, сдвиг в соединениях препятствуют нормальной эксплуатации.

Условие предотвращения этого

$$f_n \leq [f_n], \quad (3.4)$$

где f_n — прогиб и другие характеристики от нагрузок, действующих при нормальной эксплуатации; $[f_n]$ — предельный прогиб и другие, не препятствующие нормальной эксплуатации.

В. Какие же условия и особенности работы конструкции учитываются теорией расчета по предельным состояниям?

От. В действующих ранее методах расчета принимался единый коэффициент запаса. Но конструкция работает в самых различных условиях, особенности которых характеризуются следующими факторами.

1. Изменчивость нагрузок (учитывается коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f \geq 1$; $\gamma_f < 1$).

2. Сочетание нагрузок (коэффициент сочетания $\psi < 1,0$).

3. Изменчивость свойств материалов (коэффициент надежности по материалу $\gamma_m > 1,0$).

4. Ответственность здания или сооружения (коэффициент надежности по назначению $\gamma_n \leq 1,0$).

5. Учет опасных последствий при разрушении по сравнению с чрезмерным развитием пластических деформаций (коэффициент надежности при расчетах по $\sigma_s - \gamma_a = 1,3$).

6. Учет условий работы (коэффициент условия работы $\gamma_c \leq 1,0$; $\gamma_c > 1$). Этим не исчерпываются все особенности, но учитываются главные.

Условия (3.1) и (3.3) можно представить в виде

$$\bar{N} \leq \frac{R_{un}\Phi}{\gamma_m \gamma_n \gamma_a} \cdot \gamma_c \left(\frac{R_{yn}\Phi}{\gamma_m \gamma_n} \gamma_c \right), \quad (3.5)$$

где

$$\bar{N} = \sum \bar{N}_i \gamma_{ji} + \Phi \sum \bar{N}_j \gamma_{ji}, \quad (3.6)$$

\bar{N} — расчетный силовой фактор (усилие, изгибающий момент и т. д.) от i -ой группы нагрузок; j — другой группы нагрузок; Φ — геометрическая характеристика (площадь, момент сопротивления и другие); R_{un} — нормативный предел прочности, т. е. минимальный предел прочности, который имеет обеспеченность не менее 95%; R_{yn} — нормативный предел текучести с той же обеспеченностью.

В расчетах применяются расчетные сопротивления по пределу прочности и пределу текучести ($R_u = R_{un}/\gamma_m$; $R_y = R_{yn}/\gamma_m$).

Итак, главное достоинство расчета по предельным состояниям — дифференцированный учет влияния различных факторов и возможность оперативно их изменять по мере накопления данных об этих факторах. При этом данные подвергаются статистической обработке.

Дальнейшее развитие теории расчета будет развиваться на базе теории вероятности, позволяющей более точно учитывать влияние постоянно изменяющихся факторов.

В. Какие же нагрузки действуют на строительные МК?

От. На конструкции действуют несколько групп нагрузок — постоянные; временные длительные; временные кратковременные; особые. Кроме того, нужно учитывать монтажные нагрузки.

Постоянные — вес конструкций ($\gamma_f = 1,05$), вес ограждающих конструкций ($\gamma_f = 1,1 \dots 1,2$). Временные длительные — технологические (вес оборудования; давление жидкостей, газов; нагрузки от складываемых материалов и т. д.). Кратковременные — вес людей; нагрузки от некоторого оборудования, в том числе, от кранов; температурные климатические воздействия; снеговые и ветровые нагрузки, гололедные. Особые — сейсмические воздействия; взрывные воздействия; аварийные нагрузки.

Нагрузки имеют два значения — нормативные и расчетные. Нормативные — максимальные значения нагрузок, не препятствующие нормальной эксплуатации (P_n). Расчетные — максимальные нагрузки, которые могут быть за расчетный период с заранее заданной степенью вероятности ($P_p = \gamma_f P_n$).

В. Как выбрать наиболее неблагоприятное сочетание нагрузок?

От. Установлено два сочетания нагрузок — основное, в которое входят постоянные, длительные временные и кратковременные, и особое, в которое добавляется одно особое воздействие. Общая нагрузка определяется по формуле (3.6). Коэффициенты ψ устанавливаются по соответствующим нормам.

3.2. Основы расчета МК

В. Какие расчеты элементов конструкций должны выполняться?

От. Все расчеты делятся на две группы — статические (или силовые) и конструктивные. Цель силовых расчетов — определить усилия, действующие в конструкции (системе) и в каждом элементе, или, как говорят, определить игру сил. Этим занимается строительная механика.

Цель конструктивных расчетов — подтвердить, что при принятых размерах сечений ни одно возможное предельное состояние не наступит.

Есть и третья цель — обеспечение путем обоснованного выбора габаритов элемента и размеров сечений минимума расхода металла или иных экономических показателей. Для этого используется раздел строительной механики — теория оптимального проектирования.

При выполнении конструктивных расчетов в соответствии с техническими требованиями выполняются три основных проверки — прочности, общей устойчивости, жесткости (гибкости).

Проверка прочности:

в форме проверки напряжений

$$\sigma = \bar{N}/\Phi_n \leq R_y \gamma_c \text{ (или } R_n \gamma_c / \gamma_u); \quad (3.7)$$

в форме проверки несущей способности

$$\bar{N} \leq \Phi_n R_y \gamma_c; \quad (3.8)$$

в форме проверки отношения действующего силового фактора (\bar{N}) и несущей способности

$$\bar{N}/(\Phi_n R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (3.9)$$

где Φ_n — геометрический фактор нетто, т. е. с учетом ослабления сечения, если таковое имеется.

Проверка устойчивости (формы):
в виде проверки напряжений

$$\sigma \leq \sigma_{cr} \text{ или } \sigma = \bar{N}/(\varphi_t \Phi) \leq R_y \gamma_{cs} \quad (3.10)$$

где σ_{cr} — критическое напряжение для элементов, у которых сжатие возникает при разных видах работы — центральное сжатие, внецентренное, изгиб; φ_t — коэффициент устойчивости при указанных видах работы.

Записи в других формах аналогичны.

Проверка жесткости (гибкости):

$$f/l \leq [f/l] \text{ и } \lambda \leq [\lambda], \quad (3.11)$$

где f — общая деформация; f/l — относительная деформация (мера деформативности); $[f/l]$ — предельная относительная деформация; λ и $[\lambda]$ — гибкость и предельная гибкость.

Проверка (3.7) — (3.10) производится по расчетным нагрузкам, (3.11) — по нормативным, так как относится к второму предельному состоянию. Все три проверки должны быть выполнены безусловно.

Кроме этих основных расчетов элементов, осуществляются и другие конструктивные расчеты — проверки местной устойчивости, расчеты швов и другие.

В. Как учитывается наступление пластичности стали в расчетах?

От. Из курса сопротивления материала известны четыре классические теории (критерии) прочности материала: теория наибольших нормальных напряжений; теория наибольших линейных деформаций (гипотеза Риротта); теория наибольших касательных напряжений (критерий Треска); энергетические теории (наиболее распространенный критерий Генки — Губера — Мизеса или энергетическая теория прочности).

Многочисленные экспериментальные исследования показали, что у стали переход в пластическую стадию работы лучше всего описывается IV или энергетической теорией прочности, точнее этот переход осуществляется в условиях, лежащих между теорией наибольших касательных напряжений (III теория прочности) и энергетической. По IV теории пластическое состояние наступает тогда, когда удельная энергия формоизменения достигает предельного значения. Для двухосного напряженного состояния условие выглядит так:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} = \sigma_s; \quad (3.12)$$

для трехосного состояния

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_z - \sigma_x \sigma_y - \sigma_y \sigma_z + 3\tau_{xy}^2 + 3\tau_{xz}^2 + 3\tau_{yz}^2} = \sigma_T \quad (3.12')$$

где σ_{ef} — приведенное (условное) напряжение.

В расчетном состоянии это условие имеет вид

$$\sigma_{ef} \leq R_y \gamma_c. \quad (3.13)$$

Исходя из этих представлений, напряженно-деформированное состояние сечения разделяется на четыре класса:

1 класс — напряжение σ по всей площади сечения не меньше R_y (пластификация всего сечения, пластический шарнир);

2 класс — напряжения σ в части сечения меньше R_y , а в другой части равны R_y (упругопластическая работа сечения);

3 класс — напряжения σ в сечении меньше R_y и только в отдельных волокнах равны R_y (упругая работа сечения);

4 класс — напряжения σ достигли критических напряжений местной устойчивости стенки сечения, в связи с чем в расчете учитывается только часть сечения стенки (сечение с редуцированной стенкой).

В. Как производятся проверки сечения элемента на прочность в случаях сложного напряженного состояния?

От. Если сечение работает упруго, то напряжения, действующие по одним осям, складываются. Например, при действии двух моментов (M_x и M_y) и продольной силы (N)

$$\sigma = N/A + M_x/W_x + M_y/W_y; \quad \sigma \leq R_y \gamma_c. \quad (3.14)$$

Это же условие может быть представлено в другом виде

$$N/(AR_y \gamma_c) + M_x/(W_x R_y \gamma_c) + M_y/(W_y R_y \gamma_c) \leq 1 \quad (3.15)$$

или

$$s + r + q \leq 1, \quad (3.15')$$

где

$$s = N/(AR_y \gamma_c), \quad r = M_x/(W_x R_y \gamma_c), \quad q = M_y/(W_y R_y \gamma_c).$$

Условие (3.15') можно назвать плоскостью (линией при двух силовых факторах) взаимодействия.

Если сечение полностью перешло в пластическое состояние, то оно может описываться более сложным не-

инейным приближенным выражением, зависящим от r , q и t , где $t = Q/(AR_s\gamma_c)$. Эти выражения устанавливаются с помощью методов теории пластичности, а все же приближенно и зависят от модели работы металла (рис. 2.2). Они носят название поверхностей (кривых при двух силовых факторах) взаимодействия.

В. Как рассчитываются элементы на растяжение, жатие, изгиб и другие виды работы?

От. Растянутые стержни проверяются на прочность с площади нетто

$$\sigma = N/A_n \leq R_y\gamma_c, \quad (3.16)$$

для стержней из высокопрочной стали С590 и С590К, также для сталей, у которых $R_u/\gamma_u > R_y$, по формуле

$$\sigma = N/A_n \leq R_u\gamma_c/\gamma_u, \quad (3.17)$$

где $\gamma_u = 1,3$.

В случае применения высокопрочных болтов площадь нетто при статическом нагружении несколько увеличивается за счет того, что часть усилия передается айбами. В частности, если $A_n \geq 0,85A$, принимают $A_{\text{нетто}} = A$, а если $A_n < 0,85A$, то пользуются условной площадью $A_c = 1,18 A_n$.

Об особенностях расчета изгибаемых, центрально- и ецентричножатых стержней, а также местной устойчивости пластин будет изложено в главах, посвященных им элементам.

В. Как рассчитываются конструкции при циклическом нагружении?

От. Расчет на выносливость осуществляется по условию

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_v,$$

где σ_{\max} — наибольшее растягивающее напряжение; σ_v — предел выносливости металла.

Расчетная формула

$$\sigma_{\max}/(\alpha R_v\gamma_v) \leq 1, \quad (3.18)$$

где R_v — расчетное сопротивление усталости (выносливости), зависящее от прочности стали (R_{an}) и конструктивно-технологических особенностей (концентратора напряжений), которые сведены в восемь групп; $\alpha = f(n) \geq 0,77$ — коэффициент, зависящий от числа циклов нагружений и указанной выше группы; $\gamma_v = a/(b - \rho)$ —

коэффициент, учитывающий влияние асимметрии напряжений ($\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$); $\gamma_v \geq 1$ при $0 \geq \rho \geq -1$ (наиболее неблагоприятная ситуация), $\gamma_v \geq 5$ при $0,8 \leq \rho < 1$; a , b — коэффициенты, также зависящие от ρ .

В. Как рассчитать на выносливость стержень подкрановой фермы при предполагаемом числе циклов нагружения $n = 2 \cdot 10^6$ и напряжениях $\sigma_{\max} = 280$ МПа, $\sigma_{\min} = -70$ МПа, группа 2 по конструктивно-технологической форме, сталь С345?

От. Определяем $\rho = -70/280 = -0,25$, по нормам, учитывая $R_{\min} = 490$ МПа, $R_v = 108$ МПа. Далее по формуле СНиП $\alpha = 0,07 (2 \cdot 10^6 / 10^6)^2 - 0,64 (2 \cdot 10^6 / 10^6) + 2,2 = 1,84$, $\gamma_v = 2,5 / (1,5 + 0,25) = 1,43$.

По формуле (3.18) $280 / (1,84 \cdot 108 \cdot 1,43) = 0,99 < 1$.

Следовательно, выносливость стержня обеспечена.

В. Какие особенности расчета малоциклового прочност?

От. Он осуществляется так же, как и на (много) цикловую усталость.

Формула для расчета

$$\sigma_{\max} / [a R_v \gamma_v (n_b / n)^m] \leq 1, \quad (3.19)$$

где $n_b = 0,5 \cdot 10^6$ — базовое число циклов; n — малоцикловая долговечность; $m = cm_0$ — параметр, характеризующий угол наклона кривой малоциклового усталости; $m_0 = 0,16 \dots 0,26$ для сталей С230...С590; $c = 1,0 \dots 0,62$ для групп конструкций 1...8.

В. Как проверить элемент конструкции на прочность с учетом хрупкого разрушения?

От. Проверке подлежат зоны растяжения элемента, если $\sigma_{\max} \geq 0,4 R_y$ и применены стали до С375 включительно. У более прочных сталей, как правило, хрупкое разрушение в расчетных условиях эксплуатации не происходит.

Формула для проверки хрупкой прочности

$$\sigma_{\max} / (\beta R_u \gamma_c / \gamma_u) \leq 1, \quad (3.20)$$

где $\beta = 1 - \alpha(T - T_1) / (T_2 - T_1)$ — коэффициент, учитывающий снижение прочности за счет действия низких температур, концентрации напряжений, масштабного фактора (толщины металла), прочности и качества стали;

$\alpha = 0,2$	для сталей С345, С375	при	$t \leq 16$ мм;
$\alpha = 0,3$	» С245...С285	»	$t \leq 16$ мм;
$\alpha = 0,3$	» С345, С375	»	$t > 16$ мм;
$\alpha = 0,4$	» С245...С285	»	$t > 16$ мм;

T — расчетная зимняя температура климатического района строительства; T_1 — расчетная первая критическая температура, при которой происходит смена механизма разрушения с вязкого на хрупкий; T_2 — расчетная вторая критическая температура, при которой происходит хрупкое разрушение.

T_1 и T_2 принимаются по нормам.

В. Как проверить хрупкую прочность растянутой накладки $t=16$ мм из стали С285 ($R_u=370$ МПа), приваренной к поясу балки со всех сторон?

От. Из норм устанавливаем группу, $T=-42^\circ\text{C}$, $T_2=-35^\circ\text{C}$, $T_1=-10^\circ\text{C}$, $\alpha=0,3$, $\gamma_c=1,0$, $\gamma_u=1,3$, $\sigma_{\max}=170$ МПа.

По формуле (3.20)

$$\beta = 1 - 0,3[(-42 - (-10)) / (-35 - (-10))] = 0,615;$$

$$170 / (0,615 \cdot 370 \cdot 1,0 / 1,3) = 0,97 < 1,0.$$

Хрупкая прочность обеспечена.

Но, если принять накладку $t=12$ мм, то $\sigma_{\max}=204$ МПа. Для этого случая $T_1=-20$, $T_2=-42,5^\circ\text{C}$,

$$\beta = 1 - 0,3[(-42 - (-25)) / (-42,5 - (-25))] = 0,708;$$

$$204 / (0,708 \cdot 370 \cdot 1,0 / 1,3) \approx 1.$$

Таким образом, несмотря на то, что напряжения повышены, за счет снижения отрицательного воздействия масштабного фактора (толщины) удается обеспечить хрупкую прочность, снизить расход металла.

Глава 4. СОЕДИНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1. Характеристика соединений

В. Какую роль играют соединения в МК, на каких принципах они основаны?

От. Очевидно, без соединений невозможно создать конструкцию, кроме самых простейших из готового проката. К настоящему времени известны следующие соединения, основанные на различных принципах: на принципе механического соединения — болтовые и заклепочные; диффузионного соединения — сварка и смачивания — пайка; адгезии (прилипания) — склеивание.

Соединения влияют на металлоемкость, трудоемкость изготовления и монтажа конструкций. В современных конструкциях в заводских условиях применяется сварка,

крайне редко заклепочные соединения (в тяжелых мостах и других ответственных конструкциях). На монтаже применяются болтовые (в том числе на высокопрочных болтах) и сварные соединения. Остальные соединения пока сколько-нибудь широкого распространения не получили. В опытном порядке применяются комбинированные соединения — клеесварные и клееболтовые. Для прикрепления профилированных листов применяются самонарезающие винты и дюбели.

В. Какие особенности у основных соединений?

От. Сварные соединения наименее металлоемки (сечение не ослабляется отверстиями, как при болтовых и заклепочных соединениях, а в стыке можно обойтись и без накладок), мало трудоемки при применении автоматических видов сварки. Эти соединения обеспечивают непроницаемость для жидкостей и газов.

Недостатки: швы — достаточно острый концентратор напряжений; из-за неравномерного нагрева и остывания возникает поле остаточных напряжений. Эти два недостатка сказываются при динамических и циклических нагружениях, а также при низких температурах. Кроме того, при сварке выделяются вредные газы, которые нужно отводить. Качественные сварные соединения могут выполняться рабочими только высокой квалификации. На монтаже они более трудоемки, их качество зависит от состояния сварщика, климатических условий (холод, жара). Наконец, с помощью сварки сложнее соединить очень толстые пакеты листов.

Главное достоинство болтовых соединений — сравнительно малая трудоемкость на монтаже, они не требуют квалифицированного труда, их качество значительно меньше зависит от состояния человека. Для создания болтового соединения не требуется дорогостоящего оборудования (только гайковерты или ключи). При сравнении сварных и болтовых соединений четко видно, в каких условиях рационально применять каждое: на заводе — сварку, на монтаже — болты и сварку. В настоящее время при изготовлении конструкций примерно 98% соединений — сварные, на монтаже сварки — меньше.

В. Каковы перспективы применения клееных и паяных соединений?

От. Для клееных соединений применяют синтетические клеи, прежде всего эпоксидные. Очень важно, что-

бы поверхность склеиваемых элементов была хорошо очищена. Чем тоньше слой клея, тем надежнее работа соединения. Преимущества — нет полей температурных остаточных напряжений, равномерная передача усилия по всей площади склеивания, защита от коррозии в местах соединения. Есть и недостатки — старение клеевого шва (изменение его свойств со временем), влияние температуры на прочность клеевого шва. До настоящего времени клеевые соединения применяются в несущих конструкциях лишь в экспериментальных целях из-за трудностей в передаче значительных сил. А вот в ограждающих конструкциях, стальных и алюминиевых панелях они применяются достаточно успешно, особенно в комбинированном варианте: клеесварные (с электрозаклепками); клеезаклепочные (диаметр заклепок 3...6 мм); клеерезьбовые (диаметр самонарезающих винтов до 6 мм).

По-видимому, это наиболее перспективная область применения, поскольку такие соединения успешно используются в самолетостроении и машиностроении.

Пайка, как средство соединения, широко используется в машиностроении и других областях и начинает применяться в строительных металлоконструкциях. Соединение основано на том, что в зазор между элементами (основной металл), поверхность которых очищена, вводится нагретый жидкообразный припой. Происходит смачивание — сложный химико-физический процесс проникновения молекул из припоя в основной металл, образование химических соединений разных металлов. Зазоры между элементами очень малы — не более 1 мм, а лучше 0,4...0,8 мм. Именно при таких зазорах прочность будет достаточной. В качестве припоя применяются железные и марганцевые припои. У них температура плавления 1000...1300°C. Заметим, что при пайке основной металл не плавится, как это имеет место при сварке. Припой можно вносить в виде фольги, паст или порошка. При пайке также применяются флюсы. Нагрев осуществляется токами высокой частоты, методом электросопротивления и с помощью газовых горелок. Можно использовать нагрев при электросопротивлении на контактных машинах.

Преимущества пайки по сравнению со сваркой в том, что в некоторых случаях повышается степень механизации, а также снижается величина температурных остаточных напряжений.

4.2. Сварные соединения

В. Какие виды сварки применяются в строительных МК?

От. Ответ на этот вопрос можно найти в материалах курса «Применение сварки в строительстве и основы технологии металлов». Эта дисциплина изучалась ранее. В данном пособии будут изложены только вопросы проектирования и расчета сварных соединений.

В. Какие же конструктивные разновидности имеют сварные соединения?

От. Их несколько — встык, внахлестку, угловые, впритык (рис. 4.1). Швы по конструктивному признаку делятся на стыковые, угловые, прорезные и проплавные (рис. 4.2).

Соединение встык осуществляется с помощью стыковых швов. Они наиболее экономичны, так как не требуют никаких дополнительных элементов. В этих швах

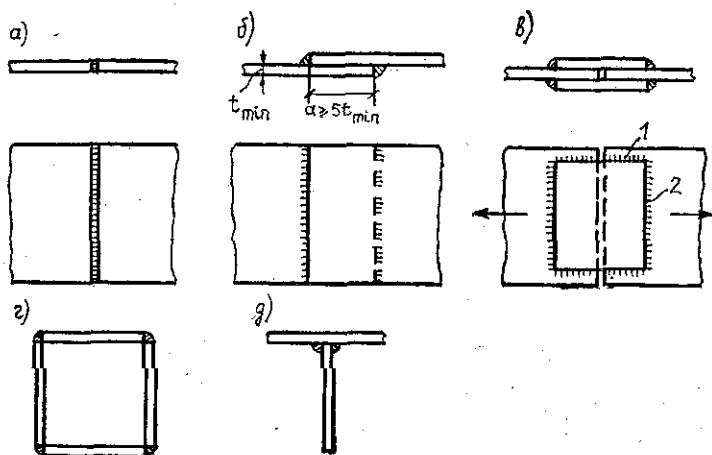


Рис. 4.1. Виды сварных соединений

а — встык; б — внахлестку; в — комбинированные (1 — фланговые швы; 2 — лобовые); г — угловые д — впритык

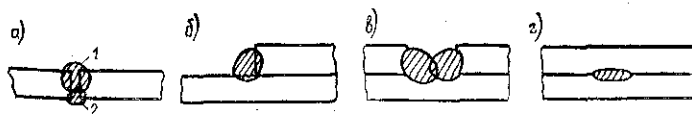


Рис. 4.2. Конструктивные виды сварных швов

а — стыковой (1 — основной; 2 — подварка корня); б — угловой; в — прорезной; г — проплавной

наименьшая концентрация напряжений, а если сняты выступающие за плоскость стыкуемых элементов наплавленные части шва, то концентрация напряжений снимается полностью. Но стыковые швы имеют свои недостатки. Во-первых, они, как правило, требуют подварки корня, т. е. дополнительные затраты труда. Если же корень шва не подваривать, то в этом месте возрастает концентрация напряжений. Во-вторых, при толщинах более 8...10 мм требуется разделка кромок, а это весьма трудоемкая операция.

Остальные соединения осуществляются в основном с помощью угловых швов. На их долю приходится около 90% наплавленного металла. Хотя прочность угловых швов несколько меньше прочности стыковых, они не требуют разделки кромок и подварки корня и, следовательно, менее трудоемки. В соединениях внахлестку можно применить прорезные швы, по существу слившиеся два угловых шва. Есть пробочные швы — заполненные расплавленным металлом круглые и щелевые отверстия. Они обычно выполняют связующую роль.

В нахлесточных соединениях весьма перспективны проплавные способы образования электрозаклепок и шовная контактная сварка. Контактная сварка — высокомеханизированная, не требует специальной обработки поверхности, кроме обычной очистки.

В. Как еще классифицируются сварные швы?

От. Кроме конструктивного признака, они классифицируются по назначению, положению в пространстве, протяженности и внешней форме.

Итак, по назначению швы могут быть рабочие или связующие (конструктивные), по протяженности — сплошные либо прерывистые. По положению в пространстве — нижние (палубные) в пределах 60° от горизонта (сварщик держит электрод вниз), вертикальные в пределах $60...120^\circ$, полупотолочные $120...165^\circ$, потолочные $165...195^\circ$ (электрод направлен вверх). Последнее — самое неудобное положение для сварщика. Наилучшее положение нижнее. Оно удобно при применении механизированных способов сварки. Кроме того, есть горизонтальные швы на вертикальных плоскостях.

В. Как работает стыковой шов и как его рассчитывать?

От. Работа стыкового шва, расположенного перпендикулярно к усилию, не отличается от работы основного металла. Так как качество шва влияет на его прочность,

то принимаются меры по недопущению дефектов. Например, дугу зажигают и завершают на выводных планках так, чтобы эти участки затем можно было вырубить. Поверхность шва очищается, в необходимых случаях обрабатывается наждачным кругом для снятия раковин. Все эти мероприятия снижают концентрацию напряжений.

В случае сложного напряженного состояния шов проверяется на прочность от всех силовых компонентов

$$N/(t l_w R_{wy} \gamma_c) + M/(W_w R_{wy} \gamma_c) \leq 1, \quad (4.1)$$

где $W_w = t \cdot l_w^2 / 6$,

$$\text{и } Q/(t l_w R_{ws} \gamma_c) \leq 1, \quad (4.2)$$

кроме того, по энергетической теории прочности (см. 3.12)

$$\frac{1}{(1,15 R_{wy} \gamma_c)} \sqrt{\sigma_{wx}^2 + 3\tau_{wx}^2} \leq 1. \quad (4.3)$$

В этих формулах R_{wy} — расчетное сопротивление для стыкового сварного шва по пределу текучести. Коэффициент 1,15 учитывает при сложном напряженном состоянии развитие текучести.

Расчет не требуется при применении электродов и проволоки, обеспечивающей прочность не ниже, чем у основного металла, а также при полном проваре и физическом контроле качества шва при растяжении (в том числе с изгибом). Если же это условие не выполняется, то $R_{wy} = 0,85 R_y$.

В. В чем выражается особенность работы фланговых угловых швов и каков в связи с этим их расчет?

От. Работа угловых швов существенно зависит от направления действующего усилия (рис 4.1, в). Во фланговых швах в пределах упругой стадии работы наблюдается существенная неравномерность (рис. 4.3, а). Затем начинают развиваться пластические деформации, напряжения постепенно выравниваются. Фланговые швы весьма деформативны и работают на сдвиг. Разрушение начинается с краев шва, поверхность разрушения лежит отнюдь не в одной плоскости, а принимает пространственную форму. В каждом сечении шва разрушение происходит там, где прочность снижается из-за различных дефектов (рис. 4.3, б, сечение 1—1). Кроме шва, может разрушаться еще и зона сплавления, т. е. основной металл, но там, где из-за нагрева при сварке произошли

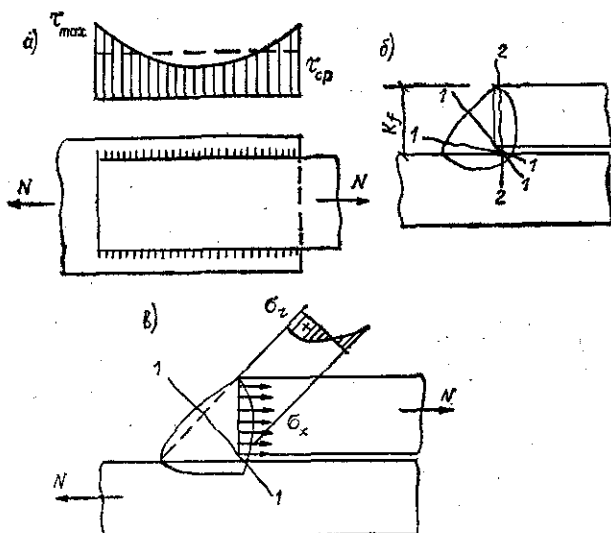


Рис. 4.3. Напряженное состояние в угловых швах

а — напряжения в фланговых швах; *б* — площадки разрушения во фланговых швах (1—1) и зоне сплавления (2—2); *в* — эпюра σ_x в лобовом шве.

определенные металлургические процессы (рис. 4.3, б, сечение 2—2). В случае если пластические деформации сковываются, характер разрушения существенно не меняется, нет лишь выравнивания напряжений.

Какой же моделью пользоваться при расчете? Сложную работу шва несколько упрощают. Предполагается, что происходит условный срез по плоской площадке — по шву либо по линии сплавления.

Проверка прочности проводится по одному из этих сечений.

Если

$$\alpha = \beta_f R_{wf} / (\beta_z \cdot 0,45 R_{yn}) \leq 1,$$

то по металлу шва

$$N / (\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c) \leq 1 \text{ или } N / A_{wf} \leq 1, \quad (4.4)$$

если же $\alpha > 1$ то по металлу зоны сплавления

$$N / (\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_c) \leq 1 \text{ или } N / A_{wz} \leq 1. \quad (4.5)$$

В этих формулах k_f , l_w — катет и длина шва (равна геометрической длине без 10 мм) (рис. 4.3, а, б); $\beta_f k_f$, $\beta_z k_f$ — расчетный катет шва; $\beta_f = 1,1 \dots 0,7$ — для

автоматической, полуавтоматической и ручной сварки (меньшее значение); $\beta_x = 1,15 \dots 1,0$ аналогично. Эти коэффициенты зависят также от положения шва и толщины свариваемых элементов: чем больше толщина, тем меньше коэффициент; $R_{wf}, R_{wz} = 0,45 R_{un}$ — расчетные сопротивления по условному срезу соответственно шва и зоны сплавления; A_{wf}, A_{wz} — расчетные площади швов соответственно.

В. Как ведут себя лобовые угловые швы?

От. Напряжения по длине шва распределяются сравнительно равномерно. Работу такого шва можно уподобить работе клина, загруженного по одной грани напряжениями σ_x (рис. 4.3, в). При оценке напряженного состояния методами теории упругости можно заметить, что эпюра нормальных напряжений σ_x будет двузначная. Кроме того, в корне шва появится концентрация напряжений. Деформации шва существенно меньше, чем во фланговых. Такая картина будет иметь место в упругой стадии. Затем, по мере появления пластичности, напряжения выравниваются и характер разрушения не отличается от того, который наблюдается во фланговых швах. Поэтому их расчет производится так же, как расчет фланговых швов.

Соединение может быть и комбинированным — одновременно с лобовыми и фланговыми швами. В этом случае на первой стадии работы более нагружены лобовые швы, так как они более жестки, затем, после того, как пластичность появляется в лобовых швах, более активно включаются в работу фланговые швы. Постепенно напряжения выравниваются и, благодаря этому, различия между швами при расчете не делается. Такой подход оправдан только при наличии условий для развития пластичности. Если же пластичность скована, например из-за низкой температуры, то выравнивания напряжений не произойдет. Сначала будут разрушены лобовые швы, а затем и фланговые. В этих условиях нужно выполнять специальные расчеты.

В. Как рассчитать комбинированное соединение на одновременное действие продольной и поперечной силы и крутящего (изгибающего) момента?

От. Проверка производится по шву или по зоне сплавления (рис. 4.4):

$$\bar{\tau}/(R_{wf}\gamma_c) \leq 1 \text{ и } \bar{\tau}/(R_{wz}\gamma_c) \leq 1, \quad (4.6)$$

где τ — равнодействующее напряжение от всех силовых факторов;

$$\bar{\tau} = \sqrt{(\tau_{xM} + \tau_N)^2 + (\tau_{yM} + \tau_Q)^2}, \quad (4.7)$$

$$\tau_N = N/A_w, \quad \tau_Q = Q/A_w; \quad \tau_{xM} = M \cdot r \cdot \cos \alpha / (I_{fx} + I_{fy});$$

$$\tau_{yM} = M \cdot r \cdot \sin \alpha / (I_{fx} + I_{fy}), \quad M = Qa.$$

Равнодействующее $\bar{\tau}$ вычисляется отдельно для шва и зоны сплавления.

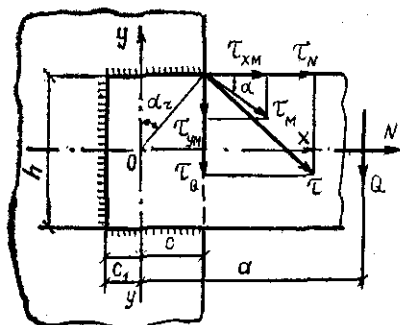


Рис. 4.4. Расчетная схема комбинированного углового шва

В. Как определить необходимый катет углового шва (k_f), если по рис. 4.4 пластина из стали С245 нагружена силой $N=400$ кН, $Q=180$ кН, $a=0,4$ м, $c=200$ мм, $h=300$ мм, $t=20$ мм, сварка ручная?

От. Для стали С245 принимаем электрод типа Э42А с $R_{wf}=180$ МПа, для стали С245 $R_{шн}=360$ МПа, $R_{wz}=0,45 \cdot 360=160$ МПа, $\beta_f=0,7$; $\beta_z=1,0$. По рис. 4.4 оп-

ределяем положение центра тяжести соединения, для чего полная $A_w=(2c+h)\beta_f k_f=(2 \cdot 20+30)\beta_f k_f=70\beta_f k_f$; $c_1=2 \cdot 20 \cdot 10\beta_f k_f/(70\beta_f k_f)=5,7$ см; $y=15$ см; $x=20-5,7=14,3$ см; $r=\sqrt{15^2+14,3^2}=20,7$ см; $I_{fx}=\beta_f k_f(30^3/12+2 \cdot 20 \cdot 10^2)=\beta_f k_f 6250$ см⁴; $I_{fy}=\beta_f k_f\{30 \cdot 5,7^2+2[20^3/12+20(10-5,7)^2]\}=\beta_f k_f 3050$ см⁴; $r/(I_{fx}+I_{fy})=20,7/[6250+3050](\beta_f k_f)=1/(449\beta_f k_f)1/\text{см}^3$; $\tau_N=400 \cdot 10/(70\beta_f k_f)=57/(\beta_f k_f)$ МПа; $\tau_Q=180 \cdot 10/(70\beta_f k_f)=26/(\beta_f k_f)$ МПа; $\cos \alpha=15/20,7=0,725$; $\sin \alpha=14,3/20,7=0,69$; $M=180 \cdot 40=7200$ кН·см; $\tau_{xM}=7200 \cdot 10 \cdot 0,725/(449\beta_f k_f)=116,2/(\beta_f k_f)$ МПа; $\tau_{yM}=7200 \cdot 10 \cdot 0,69/(449\beta_f k_f)=110,6/(\beta_f k_f)$ МПа,

по формуле (4.7) $\bar{\tau} = \sqrt{[(116,2/(\beta_f k_f) + 57/(\beta_f k_f))^2 + (110,6/(\beta_f k_f) + 26/(\beta_f k_f))^2] = 220,6/(\beta_f k_f)$ МПа.

Условие прочности по шву при $\gamma_c=1$

$$\bar{\tau} \leq R_{wf} \gamma_c$$

или $220,6/(\beta_f k_f) \leq 180 \cdot 1,0$. Отсюда катет $k_f \geq 220,6/(0,7 \cdot 180) = 1,75$ см. Принимаем 18 мм.

Проверка по зоне сплавления $\tau = 220,6/(1,0 \cdot 1,8) = 122,6$ МПа $< R_{wz} = 160$ МПа.

В. Как работает и рассчитывается электрозаклепка, образованная контактной сваркой при сквозном проплавлении?

От. Такая сварная точка работает либо на срез, либо на вырыв основного металла по части периметра точки. При толщине соединяемых листов до 4 мм расчет каждой точки производится на большее из двух усилий:

при срезе

$$N_s = 0,28 d^2 R_{wun}; \quad (4.8)$$

при вырыве

$$N_t = \beta dt R_{un}, \quad (4.9)$$

где d — диаметр точечного шва (принимается по ГОСТ 14776); $\beta = 1,1$ при сварке элементов равной толщины; $\beta = 1,9$ при сварке элементов с разными толщинами; отличающимися в два и более раз (при меньшем отличии значение принимается по интерполяции); t — меньшая из толщин свариваемых элементов.

В. Какими соображениями следует руководствоваться при проектировании сварных соединений?

От. Прежде всего принимать минимально необходимое количество и минимальные размеры сварных швов. Это не только обеспечивает снижение затрат металла и труда, но и уменьшает величину сварочных напряжений.

Давать предпочтение механизированным способам сварки. Обеспечить доступность к сварным швам как в процессе изготовления, так и в процессе эксплуатации.

Всячески снижать остроту концентрации напряжений, вызываемой сварными швами, путем выбора их формы и обработки.

Устанавливаются ограничения на размеры швов. Так, $k_f \leq 1,2t$, где t — наименьшая из толщин свариваемых элементов. В то же время катет из условия обеспечения прочности по расчету должен быть $k_f \geq k_{f, \min}$, где $k_{f, \min}$ устанавливается нормами. В строительных конструкциях $k_{f, \min} \geq 4$ мм, обычно размер катета выбирается из числа целых миллиметров. Длина принимается по расчету, но $l_{w, \min} \geq 4k_f \geq 40$ мм, а $l_{w, \max} \leq 85\beta_f k_f$, учитывая неравномерность напряжений. Это не касается

швов, в которых усилие действует на всем протяжении, например в поясных швах балок.

При прикреплении некоторых сравнительно второстепенных элементов, например ребер жесткости, можно применять односторонние швы, но при этом среда должна быть либо неагрессивной, либо слабоагрессивной, чтобы не начиналась коррозия в щели. Кроме того, нельзя эксплуатировать такие конструкции при низких температурах — ведь щель сродни с трещиной — резкий концентратор напряжений.

Есть ограничения по применению прерывистых швов. Так как каждый участок шва (шпонка) создает концентрацию напряжений, их можно применять только при статической нагрузке в 4-й группе конструкций либо в 3-й группе в зонах с не очень низкими температурами и, естественно, лишь в слабоагрессивных средах. Расстояние между шпонками — $a_{\max} \leq 150$ мм, $a_{\max} \leq 12 t_{\min}$ (в сжатом элементе) и $a_{\max} \leq 16 t_{\min}$ (в растянутом). Это необходимо, чтобы в щелях не возникала коррозия, а сжатый элемент между шпонками не потерял устойчивость. Его гибкость $\lambda = a/t = 12t/(0,287t) = 42$. Большая гибкость отдельных элементов не допускается.

В. Какие особенности у сварных соединений в конструкциях из алюминиевых сплавов?

От. Сваривать можно конструкции только из нетермоупрочненных сплавов. Дело в том, что в зоне нагрева происходит отжиг, т. е. сплав возвращается в свое исходное состояние и теряет дополнительно приобретенную прочность. В термоупрочненных сплавах швы можно располагать в малонагруженных зонах, не боясь разупрочнения. Что касается конструкций соединений и швов, порядка проектирования и расчета, то здесь никаких отличий от стальных конструкций нет.

4.3. Болтовые соединения

В. Какие виды болтов применяются в строительных металлоконструкциях?

От. Прежде всего болты разделяются по прочности. Данные о прочности скрыты в обозначении болтов — 5.6; 5.8; 8.8; 10.9. Первая цифра обозначает предел прочности в МПа, уменьшенный в 100 раз ($\sigma_b/100$ в МПа); вторая — десятые доли от σ_b , обозначающие предел текучести. Например, у болта 8.8 $\sigma_b = 800$ МПа, $\sigma_t = 0,8 \sigma_b = 800 \cdot 0,8 = 640$ МПа. Кроме того, имеются вы-

сокопрочные болты из стали 40Х «селект» с $R_{\text{вип}} = 1100...950$ МПа для болтов с $d=16, 20, 24, 30$ мм. Болты также различаются по точности на классы А, В и С. Точность определяется разностью между диаметром отверстия и диаметром болта (δ). Для класса А — $\delta=0,3$ мм; В — $\delta=0,52$ мм; С — $\delta=1$ мм. Чем меньше δ , тем лучше, надежнее работает болтовое соединение, но тем больше требуется затрат труда на постановку такого болта.

Болты класса точности С применяются как сборочные либо крепежные, в основном они работают на растяжение. Болты класса точности А работают в соединении почти как заклепки. Последние вообще полностью заполняют отверстие и никаких зазоров не имеют. Эти болты устанавливаются без контролируемого натяжения.

В соединениях с высокопрочными болтами зазор $\delta = 1...6$ мм, их постановка не вызывает затруднений и, следовательно, не требует в этом смысле значительных затрат труда. Но они подвергаются контролируемому натяжению.

Кроме того, применяются фундаментные (анкерные) болты для крепления элементов к фундаментам и самонарезающие винты ($d=6$ мм) для крепления профилированного настила к конструкциям. Благодаря специальной резьбе их закручивают в ненарезанное отверстие.

В. Какие разновидности имеют болтовые соединения и чем они отличаются от сварных?

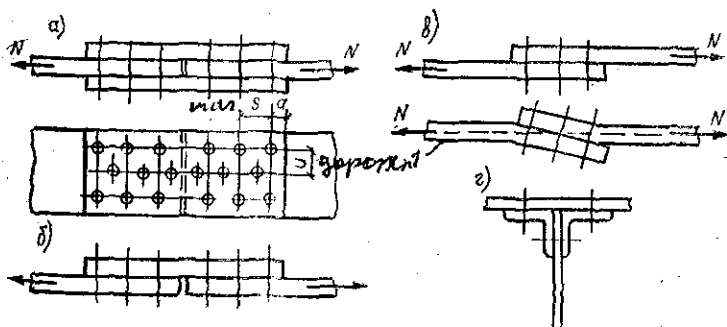


Рис. 4.5. Болтовые соединения

а — встык с двумя накладками (шахматное размещение болтов); б — встык с односторонней накладкой; в — внахлестку (I — в деформированном состоянии); г — втавр (варитык)

От. По существу, болтовые соединения такие же, как и сварные (рис. 4.5). В стыковых соединениях обязательно нужны накладки с двух либо с одной стороны. При накладках с двух сторон происходит более плавная передача усилий. В листовых конструкциях накладки — листовые, при соединении профильных элементов — двутавров, уголков и других — накладки применяются как листовые, так и профильные, например уголки.

В соединениях внахлестку происходит изгиб элементов, так как усилие стремится «идти» в конструкции по прямой (рис. 4.5, в). В соединении втавр также нужны дополнительные элементы — уголки (рис. 4.5, г).

В. Как работает болтовое соединение на сдвиг?

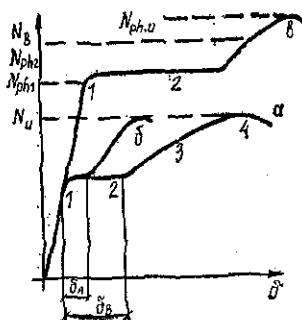


Рис. 4.6. Диаграмма работы болтового соединения на сдвиг

a — болты класса В, С; *б* — класса А; *в* — высокопрочные болты с контролируемым натяжением (1 — у фрикционных соединений; 2 — у фрикционно-срезных соединений)

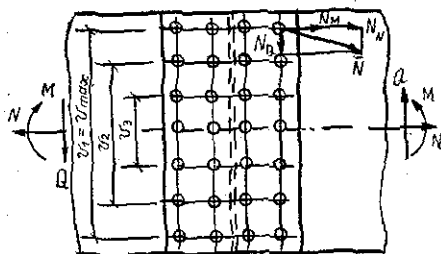


Рис. 4.7. Расчетная схема болтового соединения

От. Сложная работа болтового соединения существенно зависит от величины зазора δ и силы натяжения. На 1-й стадии все болты на сдвиг работают упруго за счет некон- трольруемого, но имеющего место натяжения (рис. 4.6). Затем, когда действующая внешняя сила превзойдет возникающую силу трения, произойдет сдвиг на величину имеющегося зазора δ (рис. 4.6, а). Это 2-я стадия работы. Далее, при соприкосновении стержня болта и кромок отверстия начинается их совместная работа (3-я стадия): металла на смятие, а стержня болта одновременно на изгиб, растяжение и сдвиг.

Наконец, начинается последняя 4-я стадия: в металле и стержне болта развиваются пластические деформации.

Характер разрушения разнообразный — срез болта, отрыв его головки, смятие и выкол в одном из соединяемых элементов (предельная нагрузка N_u).

В болтах класса А работа совершенно идентичная, только величина зазора значительно меньше δ_A (рис. 4.6, б).

Высокопрочные болты с контролируемым напряжением в принципе работают так же, но из-за значительного зазора полностью проработать 2-ю стадию и особенно 4-ю допустить нельзя. Это повлияет на деформативность всей конструкции (рис. 4.6, в).

В. Как же рассчитать болтовые соединения в связи с такой картиной работы и разрушения?

От. Болты в соединении без контролируемого натяжения, передающие сдвиговые усилия, условно рассчитываются на срез стержня болта или смятие основного металла, а при передаче растягивающего усилия — на растяжение. Условно потому, что, как говорилось выше, работа болта гораздо сложнее.

Расчетное усилие (несущая способность), которое может воспринять один болт, равно:

при срезе

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c; \quad (4.10)$$

при смятии металла

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t_{\min} \gamma_b \gamma_c; \quad (4.11)$$

при растяжении

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c, \quad (4.12)$$

где R_{bs} , R_{bp} , R_{bt} — расчетные сопротивления соответственно для металла болта на срез, основного металла на смятие, болта на растяжение; d_b — наружный диаметр болта; $A_b = 0,785 d_b^2$ — площадь сечения стержня болта; A_{bn} — площадь стержня болта нетто по нарезке, указана в нормах; $\sum t_{\min}$ — наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении; n_s — число сечений среза одного болта; $\gamma_b \leq 1,0$ — коэффициент условия работы болтового соединения, зависящий от R_{yn} металла соединяемых элементов, шага болтов (s), расстояния от центра отверстия до края элемента (a), количества болтов в соединении. Чем меньше s и a , тем меньше единицы γ_b .

В. Как определить усилие, действующее на один болт в многоболтовом соединении, нагруженном про-

дольной и поперечной силой, а также изгибающим моментом, и как проверить прочность соединения?

От. В этом случае компоненты от каждого силового фактора геометрически складываются. Равнодействующая равна (рис. 4.7)

$$\bar{N} = \sqrt{(N_N + N_M)^2 + N_Q^2}, \quad (4.13)$$

где

$$N_N = N/n; \quad N_Q = Q/n; \quad N_M = Mv_{\max}/(m \sum v^2),$$

n — число болтов с одной стороны; m — число рядов болтов вдоль усилия от M .

Формула (4.13) годится для отдельных силовых факторов или их комбинаций.

Условие прочности выполнено, если

$$\bar{N}/N_{bs} \leq 1,0; \quad \bar{N}/N_{bp} \leq 1,0, \quad (4.14)$$

а при растяжении $N_N/N_{bt} \leq 1,0$.

Если при растяжении болты работают на срез, то нужна еще одна проверка:

$$\sqrt{(N_N/N_{bt})^2 + (N_Q/N_{bs})^2} \leq 1,0. \quad (4.15)$$

В. Какие особенности расчета высокопрочных болтов с контролируемым натяжением?

От. Расчет отличается для фрикционных соединений и фрикционно-срезных (рис. 4.6, в). У фрикционных соединений несущая способность определяется только за счет сил трения ($N_{ph,1}$). В частности, несущая способность одного болта по одной площадке трения (болто-контакт) выражается формулой

$$Q_{bh} = R_{bh} A_{bh} \mu / \gamma_h, \quad (4.16)$$

где $T = R_{bh} A_{bh}$ — сила натяжения болта; R_{bh} — расчетное сопротивление металла высокопрочного болта на растяжение; $\mu = 0,25 \dots 0,58$ — коэффициент трения, зависящий от способа обработки (очистки) соединяемых поверхностей (нижний предел без обработки, верхний при дробеметной или дробеструйной обработки); $\gamma_h = 1,12 \dots 1,70$ — коэффициент надежности фрикционного соединения, зависящий от зазора δ , обработки поверхности и вида нагружения (статического и динамического).

▲ Проверка сдвигоустойчивости одного болта проводится по формуле

$$\bar{N}/(Q_{bh}n_T\gamma_b\gamma_c) \leq 1,0, \quad (4.17)$$

где n_T — количество плоскостей трения; $\gamma_b = 1,0 \dots 0,8$ в зависимости от числа болтов от более 10 до менее 5; \bar{N} — определяется по формуле (4.13).

Учитывая, что сдвиг во фрикционных болтовых соединениях не допускается, их разумно применять в конструкциях, к которым предъявляются повышенные требования в отношении ограничения деформативности. Кроме того, благодаря сравнительно малой концентрации напряжений у отверстий и отсутствия остаточных температурных напряжений (аналогичных сварочным), эти соединения рекомендуется применять при циклических и динамических нагрузках, а также при действии низких температур.

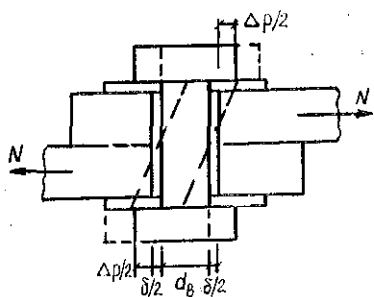


Рис. 4.8. Схема работы болта во фрикционно-срезном соединении

Иная ситуация складывается с применением фрикционно-срезных болтовых соединений. Так как у них допускается сдвиг и притом значительный, их можно применять только в тех конструкциях, в которых нет жестких ограничений деформативности.

Расчет производится по первому предельному состоянию по критерию потери несущей способности, в данном случае из-за среза ($N_{ph.3}$), а также по первому предельному состоянию по критерию полной непригодности к дальнейшей эксплуатации, в данном случае из-за чрезмерных суммарных сдвиговых и пластических деформаций смятия основного металла $N_{ph.2}$ (рис. 4.6, 4.8).

Несущая способность одного болта для этого состояния

$$Q_{bh} = Q_{bh}m_p + \alpha\gamma_p N_{bh}n_T/1,3, \quad (4.18)$$

где m_p — коэффициент, учитывающий уменьшение начального натяжения болта после общего сдвига, равный

для сталей до С255, 0,9; при более прочных сталях 0,85 (динамика), 0,80 (статика); $N_{\delta n}$ — нормативное усилие смятия для одного рассматриваемого среза (болтоконтакта), вызывающее деформацию смятия сдвигаемых элементов, равную $\Delta_p = 1$ мм при динамических нагрузках, и $\Delta_p = 1,5$ мм при статических. Величина $N_{\delta n}$ принимается по табл. 50 [3]; α — коэффициент использования нормативного усилия смятия при ограничении деформаций смятия. При предварительной выборке зазоров (до 1 мм) $\alpha = 1$, без выборки зазоров при $\delta = 3$ мм $\alpha = 0,45 \dots 0,6$ (динамика), $\alpha = 0,6 \dots 0,7$ (статика), причем α увеличивается по мере увеличения числа болтов в соединении от 1...4 до 10 и более; γ_p — коэффициент условия работы, учитывающий величину зазора δ и неравномерность распределения усилий между болтами $\gamma_p = 0,95 \dots 1,0$ при $\delta = 1$ мм и $\gamma_p = 0,75 \dots 1,0$ при $\delta = 3$ мм в зависимости от числа болтов от 1...4 до 10 и более.

В формуле (4.18) первый член учитывает фрикционную стадию работы, второй — смятие основного металла.

Проверка соединения осуществляется по формуле

$$\bar{N}/(Q_{\delta n} \cdot n) \leq 1,0, \quad (4.19)$$

где \bar{N} по формуле (4.13) и на срез по формулам (4.10) и (4.14); n — количество болтов.

В. Какими соображениями следует руководствоваться при проектировании болтовых соединений?

От. Количество болтов должно быть минимальным, но не менее требуемого по расчету прочности. Допускается принимать один болт. Именно количество болтов определяет трудозатраты как на изготовление (образование отверстий, постановка заводских болтов), так и на монтаж (постановка монтажных болтов).

Размещение болтов может быть рядовым и шахматным (рис. 4.7). Болты устанавливаются по прямым линиям, называемым рисками. В профильном металле расстояние от края до риски устанавливается из условия возможности размещения гайки и ее заворачивания.

Расстояние между центрами отверстий для болтов вдоль усилия называется шагом болта (s), поперек — дорожкой (u) (табл. 4.1).

Минимальный шаг и расстояние до края (a) принимается из условия обеспечения прочности на выкол основного металла. Учитывается также необходимость создания условий для закручивания гаек.

Таблица 4.1

Геометрические размеры в болтовых соединениях

Размер	Величина
1. Шаг и дорожка (s и u)	
а) минимальные при $R_{un} \leq 380$ МПа при $R_{un} > 380$ МПа	$2d \dots 2,5d$ $3d$
б) максимальные в крайних рядах при отсутствии окоймляющих уголков	$8d$ или $12t$
в) максимальные в средних рядах, а также в крайних при наличии окоймляющих уголков при растяжении при сжатом	$16d$ или $24t$ $12d$ или $18t$
2. Расстояние до края (a)	
а) минимальное вдоль усилия при $R_{un} \leq 380$ МПа при $R_{un} > 380$ МПа	$1,5d \dots 2d$ $2,5d$
б) то же, поперек усилия при обрезанных кромках при прокатных кромках	$1,5d$ $1,2d$
в) максимальное	$4d$ или $8t$
г) минимальное во фрикционном соединении при любой кромке и любом направлении	$1,3d$
3. Шаг минимальный при шахматном размещении	$u + 1,5d$

Примечание. d — диаметр отверстия, для болтов класса точности А $d = d_b$, для болтов класса точности В и С $d = d_b + 3$ мм

Максимальный шаг, дорожка и расстояние до края назначаются из условия, чтобы между соединяемыми элементами не возникали зазоры — потенциальные источники коррозии, которые невозможно контролировать.

Кроме того, в сжатых элементах нужно предотвратить возможность потери местной устойчивости ($\lambda = 18t / (0,287t) = 63$, если считать по центрам отверстий шарнирное соединение, если же считать жесткое защемление, то $\lambda = 32$). В крайних рядах болты устанавливаются несколько чаще, учитывая фактически неравномерный характер распределения усилий между болтами.

В пределах стыков выбирают минимальные шаги и дорожки, чтобы уменьшить габариты накладок. Если же, напротив, болты расположены вдоль конструкции (например, в поясах балок), то стараются выбирать максимальные шаги, чтобы уменьшить число отверстий. В пределах одной конструкции, как правило, выбирают один диаметр болтов.

В. Какие особенности у болтовых соединений в конструкциях из алюминиевых сплавов?

От. Особых отличий нет. Болты могут быть из алюминиевых сплавов, а также стальные высокопрочные. В последнем случае болты нужно оцинковать или кадмировать, контакта стали и алюминия допускать нельзя — начнется интенсивная коррозия.

Так как алюминиевые сплавы менее прочны, чем сталь, то при использовании высокопрочных болтов нужно обязательно применять шайбы, чтобы распределить давление от натяжения болта на большую площадь. Порядок размещения и расчет такой же, как у стальных болтовых соединений.

В. Как рассчитать болтовое соединение двух листов при одновременном действии сил $N=800$ кН, $Q=600$ кН и изгибающего момента $M=170$ кН·м. Болты 5.8 класса точности А, $d=24$ мм (рис. 4.9), сталь С255?

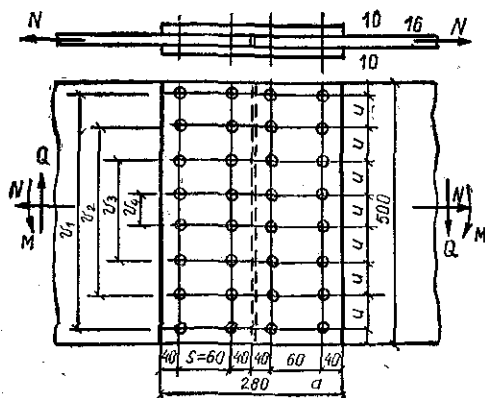


Рис. 4.9. Болтовое соединение

От. Устанавливаем для стали $R_{un}=370$ МПа; для болта $R_{bs}=200$ МПа, $R_{bp}=580$ МПа, $R_{bun}=400$ МПа; $\gamma_c=1,0$. Примем по табл. 4.1 $u_{min}=2,5d=2,5 \cdot 24=60$ мм. Если принять в ряду 8 болтов, тогда $v_1=7 \cdot 60=420$ мм, $d_1=(500-420)/2=40$ мм. По табл. 4.1 $a_{min}=1,5d=2,5 \cdot 24=36$ мм $< a_1$. Примем также два ряда ($m=2$) или $n=2 \cdot 8=16$ шт., $s=60$ мм; $a=a_1$.

По формулам (4.13) $N_N=800/16=50$ кН; $N_Q=600/16=37,5$ кН; $N_M=17000 \cdot 42/[2(42^2+30^2+18^2+6^2)]=118$ кН; $\bar{N}=\sqrt{(118+50)^2+37,5^2}=172,2$ кН.

По формулам (4.10) и (4.11), учитывая, что $A_b = 4,52 \text{ см}^2$, $n_s = 2$; $N_{bs} = 200 \cdot 4,52 \cdot 2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 / 10 = 180,8 \text{ кН}$; $N_{bp} = 580 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,8 \cdot 1,0 / 10 = 178,2 \text{ кН}$; $\gamma_b = 0,8$ при $a/d = 1,5$;

по формулам (4.14) $\bar{N}/N_{bs} = 172,2/180,8 = 0,95 < 1,0$; $\bar{N}/N_{bp} = 172,2/178,2 = 0,97 < 1,0$. Прочность обеспечена.

В. Если заменить обычные болты на высокопрочные с контролируемым напряжением из стали 40Х «селект»?

От. Если их принять, то размещение болтов не изменится, расчет сведется к определению необходимого диаметра болта. Примем $\mu = 0,58$. Устанавливаем $R_{bun} = 1100 \text{ МПа}$, $\delta = 3 \text{ мм}$, нагружение статическое, $\gamma_n = 1,7$. Находим по формулам (4.16) и (4.17): $T = \bar{N} \gamma_n / (\mu \cdot n_t \cdot \gamma_b \gamma_c) = 172,2 \cdot 1,7 / (0,58 \cdot 2 \cdot 1,0 \cdot 1,0) = 252,4 \text{ кН}$, $\gamma_b = 1$; требуемая $A_{bn} = T / R_{bun} = 252,4 \cdot 10 / 1100 = 2,29 \text{ см}^2$. Подойдет болт с $d_b = 20 \text{ мм}$, $A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$.

Раздел II.

ЭЛЕМЕНТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Глава 5. БАЛКИ. БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

5.1. Классификация

В. Для чего применяются балки, какими параметрами они характеризуются?

От. Балки служат для перекрытия пролетов и восприятия в основном поперечных нагрузок. В связи с этим балки работают на поперечный изгиб, в них возникают изгибающий момент и поперечная сила. Почти всегда присутствует крутящий момент, так как в реальных конструкциях крайне трудно обеспечить передачу нагрузки строго в срединной плоскости.

Балки применяют в перекрытиях и покрытиях зданий, в качестве подкрановых в производственных зданиях, в мостах, в большепролетных зданиях и т. д. Их пролеты от 3...6 до 200...300 м и это не предел. Высота балки колеблется в большом диапазоне от 0,2...0,3 до 25...30 м.

Балки наиболее распространенного двутаврового сечения состоят из двух элементов — поясов и стенки. Каждый элемент предназначен для восприятия одного из силовых факторов — пояса для изгибающего момента, стенки для поперечной силы (и небольшой части изгибающего момента). Изгибающий момент $M = N \cdot u$, где N — усилие в поясе; u — высота (плечо). Очевидно, что

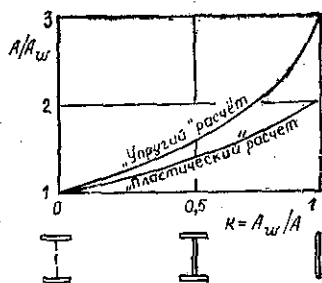


Рис. 5.1. График расхода металла в зависимости от доли площади стенки

усилие в поясе определяет расход металла на пояса и чем плечо больше, тем он меньше. Но рост u ведет к увеличению расхода металла на стенку. В стенке металл работает неэффективно. Достаточно вспомнить эпюру нормальных напряжений в стенке. Напряжения в упругой стадии работы вообще падают до нуля у центра тяжести. Таким образом, противоречие состоит в том, что стенка при восприятии момента работает неэффективно, но без нее не обойтись, так как нужно объединить пояса и воспринимать поперечную силу. На рис. 5.1. показан график расхода металла (отношение площадей A/A_0 , где A_0 — площадь условного двутавра без стенки). Балки имеют одинаковую высоту.

В. По каким признакам классифицируют балки?

От. По назначению — балки рабочих площадок, стропильные и подстропильные, подкрановые, мостовые и т. д.

По материалу — стальные, бистальные (из двух марок — пояса из более прочного металла, стенка из менее прочного, но дешевого металла), полистальные (например, в неразрезных балках три-четыре марки стали), из алюминиевых сплавов, комбинированные стале-железобетонные (железобетонная плита включена в совместную работу с балкой).

По соединению — сварные, болтовые, клепанные, комбинированные балки (заводские соединения — сварные, монтажные — болтовые).

По схеме — разрезные, неразрезные, консольные. Они отличаются по величине M : в разрезных — 100%, в неразрезных 75...100. По величине прогиба при прочих равных условиях: в разрезных — 100%, в неразрезных —

50...70, в защемленных консолях — в 9...16 раз больше, чем в разрезных. В неразрезных схемах появляется неконтролируемое напряженное состояние при неравномерных осадках оснований.

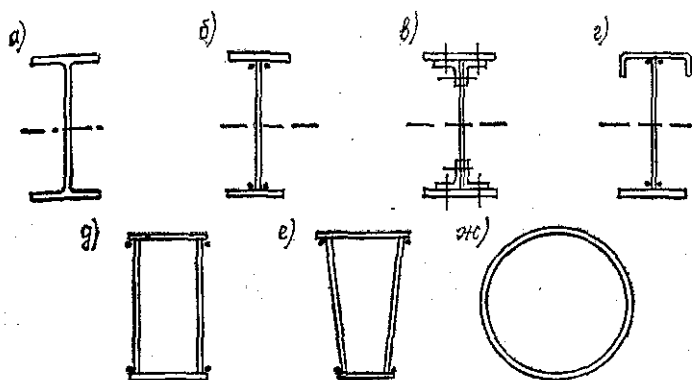


Рис. 5.2. Типы сечений балок

а — прокатный двутавр; б — сварной двутавр; в — клепаный или болтовой двутавр; г — несимметричный сварной двутавр; д — прямоугольная сварная труба; е — трапециевидная сварная труба; ж — круглая труба

По типу сечения — прокатные и составные, открытые и закрытые (замкнутые) (рис. 5.2). Прокатные двутавры выпускаются с высотой до 1 м, ими можно перекрыть пролет до 12...18 м. Прокатные балки наименее трудоемки, но весьма металлоемки. Составные сечения формируются из листов или фасонного проката, а также гнутых профилей. Замкнутые сечения имеют существенные преимущества (см. п. 2.4). Основное сечение балок — двутавр.

По гибкости и конструкции стенки — в прокатных двутаврах $\lambda_w \leq 65$, в составных обычных двутаврах $\lambda_w = 100...150$; балки с гибкой (тонкой) стенкой и возможной закрытической работой стенки $\lambda_w = 180...400$; балки с гофрированной (гнутой) стенкой $\lambda_w = 180...400$, балки с перфорированной стенкой из разрезных прокатных двутавров $\lambda_w \leq 95$. Во всех балках, упомянутых после прокатных, уменьшается толщина стенки или образуются отверстия (рис. 5.3). Это ведет к снижению расхода металла, сглаживанию отмеченного выше противоречия.

По напряженному состоянию — обычные балки и балки с регулированием напряжений: балки с предва-

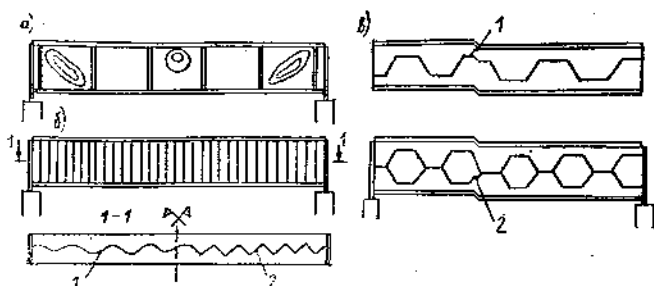


Рис. 5.3. Виды облегченных балок

а — балки с гибкой стенкой, которые эксплуатируются после потери местной устойчивости стенки в упругой стадии; *б* — балки с тонкой гофрированной стенкой (1 — волнистой; 2 — треугольной); *в* — балки с перфорированной стенкой (1 — исходный двутавр; 2 — образованный двутавр)

рительно-напряженными затяжками (шпренгелями), со смещением уровня опор в неразрезных балках и другие.

5.2. Теория расчета изгибаемых элементов

В. Как используется теория изгиба при практических расчетах балок?

От. Если загрузить балку и измерять ее прогиб и деформации волокон (по ним вычислить напряжения) по наиболее загруженному сечению, то ее поведение описывается графиком прогиба и эпюрами σ_x и τ_{xy} (рис.

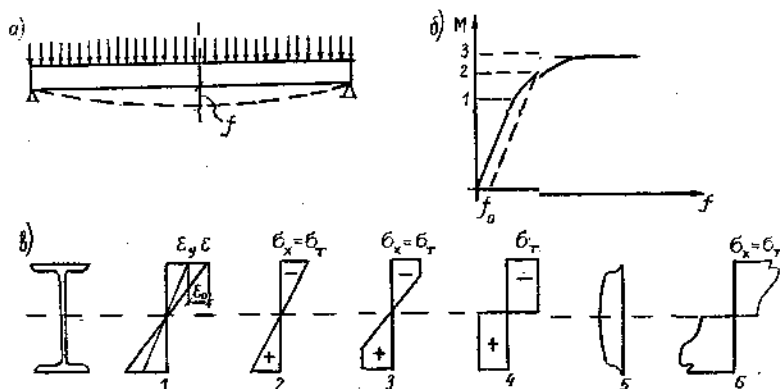


Рис. 5.4. Работа балки на изгиб

а — схема балки; *б* — график работы балки; *в* — эпюры σ_x : τ_{xy} ; *г* (1—*г*; 2 — σ_x в упругой стадии; 3 — σ_x в упругопластической стадии; 4 — при образовании шарнира пластичности; 5 — τ_{xy} ; 6 — σ_{ef})

5.4). Основываясь на фундаментальной гипотезе плоских сечений (техническая теория изгиба или теория Бернулли), предполагается, что эпюры относительных удлинений ε всегда линейны как в упругой, так и в пластической стадии работы (рис. 5.4, в, 1). Эксперименты подтверждают, что это явление с приемлемой степенью приближения имеет место в реальных балках.

Если исходить из идеализированного представления о работе металла по диаграмме Прандтля (рис. 2.2, б), то можно выделить три характерных состояния, соответствующих трем критериям расчета.

Первое — конец упругой работы (критерий упругой работы). Момент, соответствующий этому состоянию, равен (рис. 5.4, б):

$$M_1 = \sigma_T W_x \quad (5.1)$$

или в расчетном виде

$$M_1 = W_x R_y \gamma_c. \quad (5.1')$$

Третье состояние наступает, если пластичность полностью проникнет сечение, и эпюра нормальных напряжений будет иметь вид (рис. 5.4, в, 4). Поскольку теоретически деформации в этом случае могут расти без ограничений, то и угол между двумя частями балки слева и справа от рассматриваемого сечения будет расти без ограничения, а это бывает только при наличии шарнира.

Такое состояние называют шарниром пластичности, а расчет в этом случае опирается на критерий шарниров пластичности.

Момент равен

$$M_3 = \sigma_T W_{пл. x} \quad (5.2)$$

или в расчетном виде

$$M_3 = W_{пл. x} R_y \gamma_c. \quad (5.2')$$

где $W_{пл. x} = S_{в. x} + S_{н. x}$ — пластический момент сопротивления; $S_{в. x}$, $S_{н. x}$ — статические моменты полусечений (верхнего и нижнего) относительно нейтральной оси; в симметричном сечении $W_{пл} = 2S$.

В действительности идеальных шарниров нет, так как в крайних зонах сечения начинается стадия самоупрочнения, а у нейтральной оси сохраняется упругое ядро.

Достижение шарнира пластичности связано со значительными деформациями. В связи с этим появилось предложение Н. С. Стрелецкого вести расчет для состо-

яния, ограниченного определенной величиной остаточных деформаций

$$\varepsilon_0([\varepsilon_0]) = \alpha \varepsilon_y, \text{ или } [\varepsilon_0]/\varepsilon_y = \alpha,$$

где $\varepsilon_y = \sigma_y/E$ — предельная упругая относительная деформация, $\alpha > 1$ — устанавливаемый нормами модуль (обычно не более 3...4). Такое состояние находится между первым и третьим (рис. 5.4, в, 3). Расчет по нему называют расчетом по критерию ограниченных остаточных деформаций.

Момент равен

$$M_2 = c_1 W_x \sigma_y \quad (5.3)$$

или

$$M_2 = c_1 W_x R_y \gamma_c, \quad (5.3')$$

где $W_{пл}/W > c_1 > 1$ — коэффициент, учитывающий повышение несущей способности за счет использования пластической стадии работы у части сечения. В двутаврах $W_{пл}/W = 1,22...1,10$, а $c_1 = 1,19...1,07$ в зависимости от соотношения площадей сечения поясов и стенки, причем чем относительно меньше площадь стенки, тем меньше эти отношения. Таким образом, M_2 отличается от M_3 всего на 2...3%.

Определенной величине $[\varepsilon_0]$ будет отвечать и остаточный прогиб балки f_0 (рис. 5.4, б), но, к сожалению, до сих пор вычисление этого прогиба довольно сложная операция.

В. Как учитывается влияние касательных напряжений?

От. Кроме нормальных, в балках возникают касательные напряжения τ_{xy} (рис. 5.4, в, 5). Эти напряжения определяются по формуле Д. И. Журавского

$$\tau_{xy} = QS_x/(t_w I_x), \quad (5.4)$$

где S_x — статический момент сдвигаемой части сечения (иногда полусечения).

Касательные напряжения способствуют более раннему появлению текучести, поэтому анализируется величина приведенных напряжений σ_{ef} по формуле (3.12) при $\sigma_y = 0$. Эпюра этих напряжений показана на рис. 5.4, в, 6. Поперечная сила также способствует более быстрому образованию шарнира пластичности.

Кривая взаимодействия M и Q описывается уравнением

$$r^2 + t^2 - art = 0,$$

где

$$r = M / (W_{пл} R_y \gamma_c); \quad t = Q / (AR_s \gamma_c); \quad (5.5)$$

a — коэффициент.

В. Какие особенности наступления предельного состояния в неразрезных и защемленных балках?

От. Предельное состояние по непригодности к эксплуатации в разрезной балке возникает при появлении первого же шарнира пластичности. Балка приобретает признак механизма — три шарнира на одной прямой, причем, по крайней мере, теперь два звена балки могут повернуться вокруг этих трех шарниров. Иначе обстоит дело в неразрезных и защемленных балках.

Образование одного шарнира пластичности в пределах пролета неразрезной или защемленной балки еще не ведет к их предельному состоянию, лишь при дальнейшем нагружении в этом сечении момент расти больше не будет. Далее начнется перераспределение изгибающих моментов до тех пор, пока не образуется три шарнира пластичности в пределах средних пролетов: как правило, два шарнира на опорах и один в пролете, и два у крайних (один на опоре, второй в пролете).

Если балка работает упруго, то изгибающие моменты могут быть найдены классическими методами строительной механики для расчета статически неопределимых систем — методом сил, методом деформаций, другими методами (рис. 5.5, а).

При выравнивании моментов — образовании шарниров пластичности, предельные моменты ($M_{пр}$) находятся известным методом строительной механики — методом предельного равновесия (рис. 5.5, б). Для среднего пролета неразрезной и защемленной балок

$$M_{пр} = 0,5 M_{разр}, \quad (5.6)$$

для крайнего пролета

$$M_{пр} = M_{разр} / (1 + a/l), \quad (5.6')$$

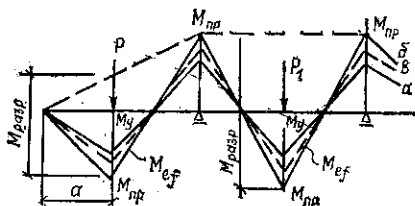


Рис. 5.5. Эпюры M в неразрезной балке

a — в упругой стадии; б — в предельном состоянии после выравнивания моментов; в — при ограниченных остаточных деформациях

где $M_{\text{разр}}$ — изгибающий момент в аналогичной разрезной балке; $M_{\text{пр}}$ — предельный момент, вычисляемый по формулам (5.2) или (5.2').

Следует отметить, что такое предельное состояние может наступить при значительных деформациях; кроме того, формулы (5.6) и (5.6') не учитывают влияние поперечных сил, а вследствие этого влияния выравнивание наступит при несколько меньших нагрузках. Нужно заметить, что при расчете как в упругой области, так и по методу предельного равновесия, предыстория нагружения роли не играет, во внимание принимаются только те нагрузки, по которым производится расчет.

Использование критерия расчета по ограниченным остаточным деформациям для статически неопределимых систем сталкивается с определенными сложностями. Аналитические методы в строительной механике пока не разработаны. Используются численные методы, основанные на итерациях. Кроме того, выравнивания моментов не происходит, лишь в каком-то одном сечении остаточная деформация достигает заданной предельной величины (в частном случае в двух или трех сечениях). Играет роль и предыстория нагружения. Поэтому в нормах приведен упрощенный метод определения изгибающего момента для этого состояния как среднего между первыми двумя (рис. 5.5, в):

$$M_{ef} = 0,5 (M_y + M_{пр}). \quad (5.7)$$

В. Как учитываются в балках воздействия сосредоточенных сил?

От. Из курса сопротивления материалов известен принцип Сен-Венана, в соответствии с которым местное воздействие от сосредоточенной силы не оказывает влияния в целом на конструкцию и вызывает изменение напряженного состояния только в зоне самой силы на участке, равном примерно высоте балки. Здесь возникают местные напряжения σ_y или σ_{loc} .

В стенке балки эти напряжения равны

$$\sigma_{loc} = F / (t_w l_{ef}), \quad (5.8)$$

где l_{ef} — длина участка влияния сосредоточенной силы. Длина определяется из рассмотрения задачи расчета балки (пояса, а в подкрановых балках и рельса), лежащей на сплошном упругом основании (стенка).

Для случая (рис. 5.6, а)

$$l_{ef} = b_0 + 2t_f, \quad (5.9)$$

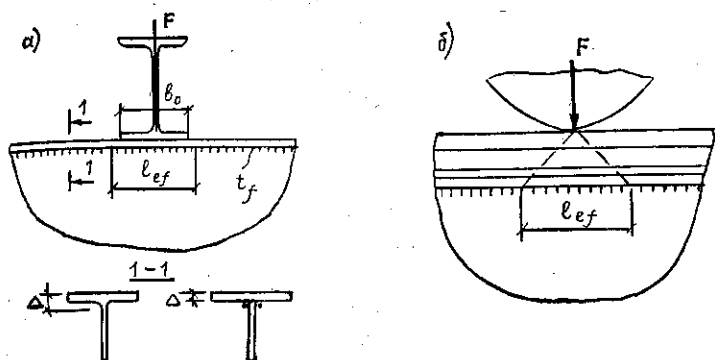


Рис. 5.6. Зона влияния сосредоточенной силы
 а — при опирании на прокатный или сварной двутавр; б — в подкрановой балке

для подкрановой балки (рис. 5.6, б)

$$l_{ef} = \psi \sqrt[3]{I_{f1}/t_w}, \quad (5.9')$$

где $\psi = 3,25$ — для прокатных и сварных балок; $\psi = 4,5$ — для балок с фрикционными соединениями; I_{f1} — сумма собственных моментов инерции рельса и пояса.

Если подставить в числитель и знаменатель подкорневого выражения E , то формула выражает мысль, что зона распределения тем больше, чем больше изгибная жесткость условной балки и податливее основание с характеристикой $E t_w$.

В. Почему в балках возникают напряжения от кручения?

От. Каждая балка, как и любой другой стержень, в реальных условиях испытывает кручение. Это связано с тем, что силы, как правило, приложены с неопределенным меняющимся по длине эксцентриситетом по отношению к центру кручения. Кроме того, балка может иметь кривизну в горизонтальной плоскости, нагрузка может быть односторонней, приложенной с эксцентриситетом. При чистом кручении возникают касательные напряжения

$$\tau_t = M_t \rho / I_t, \quad (5.10)$$

где M_t — крутящий момент; ρ — расстояние от центра кручения до рассматриваемой точки сечения; I_t — момент инерции на кручение.

При стесненном кручении тонкостенных стержней по теории В. З. Власова возникают нормальные напряжения

$$\sigma_{\omega} = B\omega/I_{\omega} \quad (5.11)$$

и касательные

$$\tau = \tau_t + \tau_{\omega} = M_t \rho / I_t + M_{\omega} S_{\omega} / (t_{\omega} I_{\omega}), \quad (5.12)$$

где B — бимомент; ω — секториальная характеристика; I_{ω} — секториальный момент инерции; τ_t , τ_{ω} — касательные напряжения соответственно при свободном и стесненном кручении; M_{ω} — изгибно-крутящий момент; S_{ω} — секториальный статический момент сечения.

В необходимых случаях эти компоненты напряжений суммируют с напряжениями, возникающими от общего изгиба.

Как правило, в тонкостенных элементах нормальные напряжения от кручения не превышают 5...10% изгибных напряжений, касательные — 5...15% от касательных напряжений при изгибе. В большинстве случаев с неконтролируемым стесненным кручением борются конструктивными мерами — устанавливают диафрагмы (поперечные ребра жесткости), замыкая тем самым сечение и снижая его деформацию, применяют замкнутые сечения. Тем самым снижаются нормальные и касательные напряжения от кручения до уровня, когда с ними можно не считаться.

В. Могут ли балки терять общую устойчивость и как проводят расчет в этом случае?

От. Подробно о явлении потери устойчивости можно прочесть в главе 6, посвященной центрально-сжатым колоннам.

В изгибаемом элементе (балке) вследствие того, что часть сечения сжата, также может произойти потеря общей устойчивости. Своеобразие состоит в том, что сжатая часть может искривляться лишь из плоскости, но так как растянутая часть как бы удерживает сжатую часть сечения, то происходит одновременно изгиб из плоскости и закручивание.

Критическая сила, при которой произойдет потеря общей устойчивости, должна зависеть от боковой изгибной жесткости балки (EI_y) и жесткости на стесненное кручение ($GI_t + \pi^2 EI_{\omega} / l_{ef}^2$), также расчетной длины (l_{ef})

$$P_{cr} = c \sqrt{EI_y (GI_t + \pi^2 EI_{\omega} / l_{ef}^2) / l_{ef}^2}, \quad (5.13)$$

где c — коэффициент, зависящий от условий закрепления балки на опорах и места расположения нагрузки.

Далее, найдя M_{cr} и разделив его на W_x , получим критическое напряжение в виде функции

$$\sigma_{cr} = f(I_y/I_x; b_f/l_{ef, y}; \dots). \quad (5.13')$$

Для удобства расчетов выражают

$$\sigma_{cr} = \varphi_b R_y, \quad (5.14)$$

где φ_b — коэффициент устойчивости при изгибе.

Условие общей устойчивости

$$\sigma \leq \sigma_{cr} \text{ или } M/(\varphi_b W_x R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (5.15)$$

где σ — максимальное нормальное напряжение в сжатом поясе; W_x — для сжатого пояса.

В. Как осуществляется проверка деформативности балок?

От. В балках обязательно осуществляется проверка жесткости (или деформативности) по формуле

$$f \leq f_u \text{ или } f_u/l \leq [f/l], \quad (5.16)$$

где f — прогиб от нормативной нагрузки, всей либо временной; f/l — мера деформативности или относительный прогиб.

Почему же нужно ограничивать прогиб? Во-первых, необходимо создать условия для нормальной работы технологического оборудования — мостовых кранов, подвесных кранов, контрольно-измерительных приборов и т. п. Во-вторых, обеспечить целостность примыкающих *оглаждающих конструкций — плит, штукатурки и других*. В-третьих, предотвратить неприятные физиологические воздействия на человека, особенно при колебаниях. В-четвертых, необходимо создать приятное эстетико-психологическое воздействие при зрительном восприятии конструкции. Когда конструкция сильно деформируется, создается ощущение опасности. В-пятых, все теории расчета построены на предположении сравнительно малых деформаций. Основное дифференциальное уравнение изогнутой оси балки принимается в виде

$$y'' = -M_x/EI_x, \quad (5.17)$$

а между тем его точное значение

$$y''/V\{1 + (y')^2\}^{3/2} = -M_x/EI_x. \quad (5.17')$$

Благодаря малым деформациям тангенс угла наклона к изогнутой оси (y'), да еще в квадрате, весьма мал по сравнению с единицей, поэтому им пренебрегают.

Для различных балок допускается мера деформативности $\{f_u/l\} = 1/600 \dots 1/200$.

Прогиб определяется от нормативной нагрузки (второе предельное состояние) в предположении упругой работы балки.

5.3. Проектирование балок

5.3.1. Прокатные балки

В. Когда рекомендуется применять прокатные балки?

От. Прокатные балки весьма толстостенны и металлоемки, но наименее трудоемки в изготовлении. В то же время стенки можно не укреплять ребрами жесткости (за исключением опорных зон и зон приложения значительных сосредоточенных сил). Это несколько компенсирует перерасход металла. В большинстве случаев предпочтительнее применять прокатные балки там, где их несущей способности хватает.

В. Как подобрать и проверить сечение прокатной балки?

От. Чаще всего тип сечения — двутавр, в некоторых — швеллер, еще реже — круглая труба.

Прежде всего выбирается марка стали (R_y) и определяется максимальный изгибающий момент. Далее требуемый момент сопротивления

$$W_{тр.н} = M / (R_y \gamma_c). \quad (5.18)$$

Принимая $W_n = 0,9W$, определяется $W_{тр}$ и по сортументу выбирается номер двутавра или другого профиля больше требуемого. Если ослаблений отверстиями нет, то $W = W_n$. При определенных условиях допускается развитие пластических деформаций, что учитывается коэффициентом c_1 . Тогда

$$W_{тр} = M / (c_1 R_y \gamma_c). \quad (5.18')$$

Принятый номер профиля проверяется на прочность, общую устойчивость и жесткость. Алгоритм проверки, как и у составных балок (см. формулы п. 5.3.3).

5.3.2. Генеральные размеры составных балок

В. Какие размеры балок относятся к генеральным?

От. Два размера — пролет и высота. Пролет выбирается, исходя из трех соображений.

1. В зависимости от технологического процесса, который протекает в здании. В этом случае устанавливаются примерные величины пролета, и только в редких случаях фиксируется конкретная величина пролета.

2. Если нет ограничений по первому пункту, то пролет выбирается из экономических соображений так, чтобы либо расход металла был минимальным, либо стоимость. Пролет в этом случае называют оптимальным. Но отступление от l_{opt} на 10...20% существенно не скажется на экономических показателях (рис. 5.7).

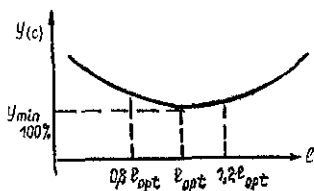


Рис. 5.7. График расхода металла (стоимости) в зависимости от величины пролета

3. Принятый пролет должен быть кратным модулю — 6 м (6, 12, 18, 24, 30 м и т. д.) или в частных случаях — 3 м (9, 15, 21, 27 м). В отдельных случаях можно отступить от этого требования.

В. Из каких же соображений выбирается высота балки?

От. Их также три.

1. Требования технологического процесса. В большинстве случаев по этому требованию устанавливается верхний предел высоты, но иногда назначается ее фиксированное значение. Это так называемая строительная высота ($h_{стр}$).

2. Требование обеспечить условие экономичности. Это оптимальная высота (h_{opt}).

3. Требование обеспечить необходимую жесткость — высота по жесткости (h_r).

В. Как определить оптимальную высоту? —

От. Уравнение стоимости (целевая функция) балки

$$C = (2A_f \psi_f c_f + A_w \psi_w c_w) l \gamma_0, \quad (5.19)$$

где ψ_f , ψ_w — соответствующие строительные коэффициенты, учитывающие дополнительный расход металла на конструктивные элементы — ребра, накладки и другие; c_f , c_w — удельная стоимость металла поясов и стенки.

Приняв M , распределяющийся между полками и стенкой пропорционально их жесткости, получим $A_f = M_f / (h R_y \gamma_c) = M [1 - t_w h^3 / (12 I)] / (h R_y \gamma_c)$, $M = 2 I R_y \gamma_c / h$.

$$h_w \simeq h, t_w = ah^n, \text{ (где } a, n \text{ — параметры), и далее}$$

$$C = \left[\frac{2M}{R_y \gamma_c h} \psi_f c_f + ah^{n+1} (\psi_w c_w - \psi_f c_f / 3) \right] l \gamma_0. \quad (5.19')$$

Минимизируя эту функцию ($\partial C / \partial h = 0$), получим

$$-2W_{тр} \psi_f c_f / h^2 + a(n+1)h^n (\psi_w c_w - \psi_f c_f / 3) = 0$$

или

$$h_{opt} = \sqrt[n+2]{a W_{тр} / [a(n+1)]}, \quad (5.20)$$

где

$$\alpha = 2\psi_f c_f / (\psi_w c_w - \psi_f c_f / 3).$$

В частности, для балок с $h=1...3$ м имеет место прямая пропорциональная зависимость толщины от высоты ($n=1$; $a=1/\lambda_w$)

$$h_{opt} = k \sqrt[3]{\lambda_w W_{тр}}, \quad (5.20')$$

где $k = \sqrt[3]{\alpha/2}$.

При допущении пластических деформаций и переменности сечения в формулу (5.20') вносятся некоторые коррективы. В табл. 5.1 представлены h_{opt} для разных балок. Анализ уравнения (5.19') показывает, что, как и в пролетах, имеет место размытый минимум, поэтому высоту можно уменьшать на 10...20%, всего на 1...4% увеличивая стоимость.

В. Всегда ли оптимальная высота определяется из условия минимума стоимости (расхода металла) только балки?

Таблица 5.1
Оптимальные высоты балок при $n=1$ (формула 5.20')


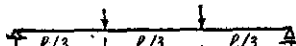
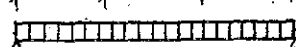

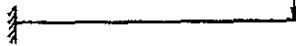
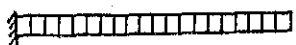
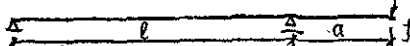

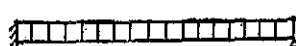
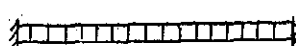


Вид балки, работа металла, соотношение R_{yf}/R_{yw} и c_f/c_w	k	Множитель
Постоянное сечение, упругая работа, моно-стальная	1,02	$\sqrt[3]{\lambda_w W_{тр}}$
То же, при развитии шарнира пластичности	0,98	$\sqrt[3]{\lambda_w W_{пл. тр}}$
То же, при ограниченных деформациях	0,99	$\sqrt[3]{\lambda_w (c_1 W)_{тр}}$
Переменное сечение, упругая работа, моно-стальная	0,96	$\sqrt[3]{\lambda_w W_{тр}}$
Постоянное сечение, бистальная при $R_{yf}/R_{yw}=1,35$, $c_f/c_w=1,2$	1,02	$\sqrt[3]{\lambda_w (c_1 W)_{тр}}$
То же, при переменном сечении	0,95	$\sqrt[3]{\lambda_w (c_1 W)_{тр}}$

От. Нет, не всегда. В тех случаях, когда балки используются в перекрытиях или покрытиях и их высота влияет на другие параметры, минимизировать нужно более полную функцию с учетом стоимости стен, затрат на отопление и вентиляцию объема, зависящего от высоты:

$$C = \left[\frac{2M}{R_y h} \psi_f c_i + a h^n (\psi_w c_w - \psi_f c_f / 3) \right] l \gamma_0 + [\sum h B k_c c_{ст} + h l B (c_e + c_o T)], \quad (5.21)$$

где B — шаг балок; $c_{ст}$, c_e , c_o — стоимость стен, р./м², единовременных и эксплуатационных затрат на отопление и вентиляцию (р./м³; р./м³·год); T — расчетный

Таблица 5.2
Коэффициент β в формуле (5.24)

№ пп	Схема балки и нагрузки	β
1.		1/12
2.		1/9,8
3.		1/9,6
4.		1/15,6
5.		1/3
6.		1/4
7.		$(1/3)(l + a)/a$
8.		$(1/12)(4l + 3a)/a$
9.		1/24
10.		1/48
11.		1/10,6
12.		1/24

срок окупаемости; k_c — коэффициент, учитывающий долю торцевых стен.

Из условия минимизации этой функции получим

$$\left[-\frac{2W_{\text{тр}}}{h} \psi_f c_f + a(n+1) h^n (\psi_w c_w - \psi_f c_f / 3) \right] l \gamma_0 + \\ + [\sum B c_{\text{ст}} k_c + B l (c_s + c_s T)] = 0. \quad (5.22)$$

Найденная из этого уравнения оптимальная высота ($h_{\text{opt.1}}$) всегда существенно меньше h_{opt} (только для балок), особенно для районов с суровым климатом.

В. Как определить высоту по жесткости?

От. В любой балке меру деформативности можно выразить формулой

$$\frac{f}{l} = \beta \frac{M_{\text{max}} l}{EI}, \quad (5.23)$$

где β — коэффициент, зависящий от схемы нагружения балки и условий закрепления на опоре (табл. 5.2).

Принимая $l = Wh/2$, $M_{\text{max}} = \sigma_{n,q} W_{\text{тр}}$ и подставляя в (5.23), с учетом условия (3.4)

$$h_r \geq 2\beta \frac{\sigma_{n,q}}{E} \left[\frac{l}{f} \right] l, \quad (5.24)$$

где $[f_u/l]$ — предельная мера деформативности; $\sigma_{n,q}$ — напряжение от нормативного значения нагрузки, от которой разыскивается прогиб.

Предполагается, что от всех расчетных нагрузок напряжение в балке достигает R_y , т. е.

$$\gamma_{f,p} \sigma_{n,p} + \gamma_{f,q} \sigma_{n,q} = R_y,$$

можно определить

$$\sigma_{n,q} = \frac{R_y}{\gamma_{f,q} + \gamma_{f,p} \sigma_{n,p} / \sigma_{n,q}} = \frac{R_y}{\gamma_{f,q} + \gamma_{f,p} p/q}, \quad (5.25)$$

где $\gamma_{f,p}$, $\gamma_{f,q}$ — коэффициент надежности для соответствующей нагрузки. В формуле (5.25) принято, что соотношение напряжений такое же, как соотношение нагрузок.

Высоту h_r можно найти, не начиная расчета балок.

В. Какую же высоту выбрать окончательно?

От. Итак, имеется три значения высоты: $h_{\text{стр}}$, h_{opt} , h_r . Обычно $h_{\text{стр}}$ — верхний предел, h_r — нижний. Если $h_{\text{стр}} > h_{\text{opt}} > h_r$, то разумно принять 0,8...0,9 h_{opt} . Если

же $h_{opt.1} < h_r$, то следует принять h_r . В табл. 5.3 представлены наиболее употребительные высоты балок.

5.3.3. Подбор и проверка сечения составной балки

Таблица 5.3
Рекомендуемые соотношения h/l

Тип балок					
Разрезная		Неразрезная		Консольная обычная	
Обычная	Подкрановая	Обычная	Подкрановая		
$\frac{1}{10} \dots \frac{1}{13}$	$\frac{1}{7} \dots \frac{1}{10}$	$\frac{1}{14} \dots \frac{1}{20}$	$\frac{1}{10} \dots \frac{1}{14}$	$\frac{1}{5} \dots \frac{1}{7}$	

В. Какой выбирается следующий размер сечения?

От. Установив общую высоту балки и несколько меньше высоту стенки ($h_w \approx 0,95 h$), можно перейти к определению толщины стенки t_w . Она устанавливается, исходя из трех соображений: из условия прочности на срез; из условия обеспечения местной устойчивости и из условия стандартизации.

Из первого условия (пользуясь формулой Д. И. Журавского для прямоугольного сечения — стенки)

$$t_w \geq 1,5 Q_{max} / (h_w R_{sz}), \quad (5.26)$$

Из условия обеспечения местной устойчивости при наличии ребер жесткости

$$t_w = h_w / (100 \dots 180). \quad (5.27)$$

В балках с гибкой и гофрированной стенкой толщина принимается значительно меньше $t_w = h_w / (180 \dots 400)$.

Часто используется формула

$$t_w = 7 + 3h, \quad (5.28)$$

h — в метрах, а t_w — в миллиметрах.

В табл. 5.4 приведены практически применяемые толщины в соответствии с существующими ГОСТами.

В. Как определить ширину пояса и его толщину?

От. Обычно ширина принимается в пределах

$$b_f = h / (2,5 \dots 6). \quad (5.29)$$

Верхний предел связан с возникновением неравномерности напряжений по ширине пояса, нижний — из

Таблица 5.4

Толщины стенки двутавровых балок

h , м	1,0	1,25	1,50	1,75	2,0	2,5	3,0
t_w , мм	8...10	9...10	10...12	12...14	14	14...16	16...18
λ_w	125...100	140...125	150...125	140...125	145	180...150	180...160

условия обеспечения общей устойчивости, т. е. достаточной боковой жесткости. Из этих же соображений

$$b_f \geq l_{ef.y} / (16...12), \quad (5.30)$$

где 16 — для сталей С235; 12 — С390; остальные в промежутке; $l_{ef.y}$ — расчетная длина балки из плоскости.

Теперь остается найти последний размер — t_f . Для этого определяется

$$I_w = t_w h^3 / 12, \quad I_{tr} = W_{tr} h / 2; \quad I_f = I_{tr} - I_w \simeq 2A_f (h/2)^2$$

и, наконец,

$$t_f \geq 2 (I_{tr} - I_w) / (b_f h^2). \quad (5.31)$$

Для исключения вредного влияния мощных поясных швов $t_f \leq 3t_w$, недопущения значительного снижения прочности металла при толстых листах $t_f \leq 40$ мм, в то же время для обеспечения местной устойчивости поясов

$$t_f \geq b_f / (30...25), \quad (5.32)$$

30 — для стали С235; 25 — С345; остальные в промежутке. Окончательно t_f принимается по ГОСТу на листовую сталь.

В. Имея все размеры, каким проверкам должно удовлетворять сечение?

От. Сечение должно удовлетворять трем проверкам — прочности, общей устойчивости, жесткости.

В. Как осуществляется проверка прочности?

От. Прочность по нормальным напряжениям (σ_x) для сечений 3-го класса (только упругая работа) проверяется по формуле, исходя из (5.1'),

$$\sigma_x / (R_y \gamma_c) = M / (W_{n.min} R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (5.33)$$

где $W_{n.min}$ — минимальный момент сопротивления нетто.

Для сечений 2-го класса (ограниченные пластические деформации), исходя из (5.3')

$$\sigma_x / (R_y \gamma_c) = M / (c_1 W_{n.min} R_y \gamma_c) \leq 1. \quad (5.34)$$

Коэффициент c_1 приводится в нормах, в частности для симметричных двутавров при $A_f/A_w = 0,25; 0,5; 1,0; 2,0$ (A_f — площадь одного пояса) $c_{1x} = 1,19; 1,12; 1,07; 1,04$ (это при $\tau \leq 0,5 R_s$). При $0,5 R_s < \tau \leq 0,9 R_s$ эти коэффициенты уменьшаются, так как τ ускоряет пластифицирование сечения. Они также уменьшаются при чистом изгибе, поскольку соседние сечения, находясь в таком же напряженно-деформированном состоянии, не могут оказывать поддерживающего влияния.

Прочность неразрезных балок с отличающимися пролетами не более чем на 20%, а также зашеченных балок при статических нагрузках и обеспечении местной устойчивости проверяется по формуле (5.34), а изгибающий момент принимается по (5.7), исходя из некоторого выравнивания несущей способности двух или трех сечений.

Наконец, есть своеобразие при проверке прочности в бистальных балках, у которых вследствие более низкой прочности стенки, в зоне примыкания ее к поясу обязательно развиваются пластические деформации.

Проверка осуществляется также по формуле (5.34). При $\tau \leq 0,5 R_s$

$$c_1 = [(A_f/A_w) (R_{y,f}/R_{y,w}) + 0,25 - 0,0833/(R_{y,f}/R_{y,w})^2] / [(A_f/A_w) + 0,167],$$

при $0,5 R_s < \tau \leq 0,9 R_s$ для вычисления c_1 , который уменьшается, в нормах есть специальные формулы.

Далее производится проверка прочности по касательным напряжениям (5.4)

$$\tau_{xy}/(R_s \gamma_c) \leq 1; \quad \frac{Q S_x}{I_x \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad \text{норм. рас.} \quad (5.35)$$

по локальным напряжениям (5.8)

$$\sigma_{loc}/(R_y \gamma_c) \leq 1; \quad \frac{Q S_y}{I_y \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad \text{норм. рас.} \quad (5.36)$$

при сложном напряженном состоянии

$$\sigma_{ef}/(1,15 R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (5.37)$$

где σ_{ef} рассчитывается по (3.12); σ_y определяется как σ_{loc} , σ_x и τ_{xy} как обычно для зоны стенки у пояса.

В. Как осуществляется проверка общей устойчивости?

От. Проверка производится по условию (5.15) или

$$M/(\varphi_b W_x R_y \gamma_c) \leq 1. \quad (5.38)$$

При определении коэффициента φ_b необходимо прежде установить расчетную длину балки из плоскости

$l_{ef.y}$ (подробно о расчетных длинах в п. 6.2.2.). Она равна расстоянию между точками закрепления сжатого пояса балки от выхода из плоскости, а если таких закреплений нет, то всему пролету, считая, что балка закреплена на опорах с помощью анкеров и опорных ребер жесткости.

Балки, у которых на сжатый пояс опирается сплошной жесткий настил, соединенный с поясом (железобетонные плиты, профилированный металлический настил, волнистая сталь и другие), закреплены от потери общей устойчивости, т. е. $\varphi_b = 1$.

Не требуется также проверка общей устойчивости ($\varphi_b = 1$), если ширина пояса была выбрана так, что σ_{cr} по (5.13') больше σ_r , т. е. потеря устойчивости должна наступать уже после исчерпания прочности.

Это условие имеет вид

$$\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{ub}, \quad (5.39)$$

где $\bar{\lambda}_b = (l_{ef.y}/b_f) \sqrt{R_{yf}/E}$ — условная гибкость пояса; $\bar{\lambda}_{ub} = 0,35 + 0,0032 b_f/t_f + (0,76 - 0,02 b_f/t_f) b_f/h$ — для балки симметричного двутаврового сечения при приложении нагрузки к верхнему поясу.

Из условия (5.39) следует, что

$$b_f/l_{ef.y} \geq \sqrt{R_{yf}/E}/\bar{\lambda}_{ub}. \quad (5.40)$$

В таблице 5.5 даны безопасные размеры $l_{ef.y}/b_f$. В нормах приведены формулы для вычисления φ_b .

Можно проверить устойчивость из плоскости только сжатого пояса, без учета поддерживающего влияния остальной части балки (в запас) по формуле

$$M/(h\varphi_y A_f R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (5.38')$$

где φ_y — коэффициент устойчивости сжатого стержня (см. п. 5.2.1); A_f — площадь собственно пояса и части стенки.

Таблица 5.5
Относительная ширина верхнего пояса балки, при которой не теряется общая устойчивость ($l_{ef.y}/b_f$)

b_f/t_f	R_y , МПа		
	235	345	440
15	14...18,6	11,6...15,3	10,3...13,6
35	14,3	11,8	10,4

Примечание. 1. Для $b_f/h = 1/6 \dots 1/2,5$. 2. Нагрузка приложена к верхнему поясу

В. Как осуществляется проверка на жесткость (деформативность)?

От. По формуле (5.16). Нормы определяют предельную меру деформативности — $[f_u/l]$. В частности, для балок покрытий и перекрытий это 1/200...1/300. Для подкрановых балок — 1/400...1/600 в зависимости от назначения крана и т. д.

В. Какие еще проверки могут осуществляться в балках?

От. В некоторых балках, например в подкрановых, при тяжелых режимах работы проверяется их выносливость. В балках, работающих на кручение, прочность проверяется и от кручения. В балках, работающих на косой изгиб, прочность проверяется от действия двух моментов.

В. Как подобрать и проверить сечение стропильной балки пролетом 18 м под постоянную $p=40$ кН/м и временную (снеговую) $q=60$ кН/м нагрузки, балки из сталей в поясе С345, в стенке С245? Эти нагрузки передаются через ребра плит в виде сосредоточенных через 3 м — постоянная 120 кН, временная 180 кН.

От. Производится силовой расчет. Определяются M и Q при $\gamma_{fp}=1,1$, $\gamma_{fq}=1,4$.

Расчетная нагрузка $\bar{q}=1,1 \cdot 40 + 1,4 \cdot 60 = 128$ кН/м;
 $M_{\max} = 128 \cdot 18^2 / 8 = 5184$ кНм; $Q_{\text{оп}} = 128 \cdot 9 = 1152$ кН;
 $F = 120 \cdot 1,1 + 1,4 \cdot 180 = 384$ кН.

Выбирается тип сечения — сварной двутавр. Выбирается высота балки. Допустим, ограничений строительной высоты нет. Определяется оптимальная высота по формуле из табл. 5.1:

$$h_{\text{opt}} = 1,02 \sqrt[3]{\lambda_w (c_1 W)_{\text{тр}}}.$$

Принимаем $\lambda_w = 140$, $c_1 = 1,1$. Определяем $W_{\text{тр}} = M_{\max} / (0,98 c_1 R_{yf} \gamma_c) = 5184 \cdot 10^3 / (0,98 \cdot 1,1 \cdot 315 \cdot 1,0) = 15584$ см³.

Принято $R_{yf} = 315$ МПа для $t_f \leq 20$ мм; $\gamma_c = 1,0$. Коэффициент 0,96 учитывает, что в бистальных балках стенка имеет несущую способность меньше из-за меньшей прочности стали стенки:

$$h_{\text{opt}} = 1,02 \sqrt[3]{140 \cdot 1,1 \cdot 15584} = 136 \text{ см}.$$

Определяется высота по жесткости по формуле (5.24) при $\beta = 1/9,6$ из табл. 5.2 п. 3. Прогиб разыскивается

от полной нормативной нагрузки $\sigma_{н. p+q} = 315(48+60)/$
 $/(44+84) = 246 \text{ МПа}; [f_u/l] = 1/250, h_f = \frac{2 \cdot 246 \cdot 250 \cdot 1800}{9,6 \cdot 2,06 \cdot 10^5} =$
 $= 116 \text{ см.}$

Принимается высота, близкая к оптимальной, $h_w =$
 $= 1300 \text{ мм.}$

Определяется толщина стенки по (5.26): $t_w \geq$
 $\geq 1,5 \cdot 1152 \cdot 10 / (130 \cdot 139,2 \cdot 1,0) = 0,95 \text{ см}; R_s = 0,58 \quad R_{yw} =$
 $= 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа.}$

По уравнению (5.27) $t_w \approx 130/140 = 0,93 \text{ см};$ по
(5.28) $t_w = 7 + 3 \cdot 1,3 = 11 \text{ мм.}$ Принимаем 11 мм.

Определяется ширина пояса b_f по (5.29); $b_f \approx 0,3 h_w =$
 $= 0,3 \cdot 130 = 39 \text{ см.}$ Принимаем 400 мм.

Расстояние между ребрами плит — 3 м: $l_{ef.y} = 300 \text{ см};$
 $b_f/l_{ef.y} = 40/300 = 1/7,5.$ Судя по данным табл. 5.5, общая
устойчивость обеспечена.

Определяется толщина пояса t_f по (5.31): $I_{тp} = 15584 \cdot$
 $\cdot 130/2 = 1012960 \text{ см}^4; \quad I_w = 1,1 \cdot 130^3/12 = 200000 \text{ см}^4;$
 $t_f = 2(1012960 - 200000)/(40 \cdot 130^2) = 2,4 \text{ см.}$ Принимаем
по ГОСТ $t_f = 25 \text{ мм.}$

Проверка на местную устойчивость по (5.32): $t_f/b_f =$
 $= 25/400 = 1/16$ — устойчивость обеспечена.

Определяем истинные геометрические характери-
стики: $I_x = 200000 + 2 \cdot 40 \cdot 2,5 \cdot 66,25^2 = 200000 + 887812 =$
 $= 1087812 \text{ см}^4; \quad W_x = 108712/67,5 = 16116 \text{ см}^3.$

В сечении с M_{\max} поперечная сила равна нулю. Про-
верка на прочность по (5.34). Определяется c_1 при
 $A_f/A_w = 2,5 \cdot 40 / (1,1 \cdot 130) = 0,7.$ По интерполяции $c_1 =$
 $= 1,1, \quad \sigma_x = 5184 \cdot 10^3 / (0,96 \cdot 1,1 \cdot 16116 \cdot 1,0) = 305 \text{ МПа};$
 $305 / (315 \cdot 1,0) = 0,97.$ Недонапряжение — 3%... Проверка
прочности по τ_{xy} на опоре $\tau_{xy} = 1,5 \cdot 1152 \cdot 10 / (1,1 \cdot 130) =$
 $= 121 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 139 \text{ МПа.}$

Проверка прочности по локальным напряжениям по
(5.9): $l_{ef} = 10 + 2 \cdot 2,5 = 15 \text{ см,}$ считая $b_0 = 10 \text{ см,}$ $\sigma_{loc} =$
 $= 384 \cdot 10 / (1,1 \cdot 15) = 232,7 \text{ МПа} \leq R_{y\gamma c} = 240 \text{ МПа.}$
Проверка жесткости

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{(40+60) 1800^3}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 1087812} = \frac{1}{293} < \left[\frac{f_u}{l} \right] = \frac{1}{250}.$$

✓ Сечение удовлетворяет всем проверкам.

5.3.4. Изменение сечения балки. Поясные
швы

В. Изменяется ли сечение балки по длине?

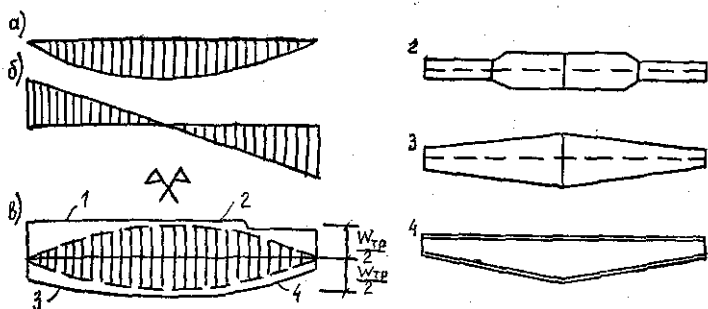


Рис. 5.8. Изменение сечения в балках

a — эпюра M ; $б$ — эпюра Q ; $в$ — эпюра $W_{тр} = M/R_y$ (эпюра материалов);
 1 — при постоянном сечении; 2 — при двух размерах ширины пояса;
 3 — при непрерывно меняющейся ширине пояса; 4 — с переменной высотой и шириной пояса

От. Это зависит от характера эпюры моментов. Например, в балке с равномерно распределенной нагрузкой (рис. 5.8) наибольший момент в середине пролета. Если балка из прокатного элемента, то ее сечение постоянно и несущая способность определяется только одним этим сечением. Такая балка выгодна с точки зрения затрат на изготовление, но в ней явные излишки металла. Это видно по эпюре материалов (требуемого $W_{тр}$).

Учитывая, что на действие поперечной силы балка загружена, как правило, на опоре, толщина стенки не изменяется. Редко меняют толщину пояса, так как нужно иметь одну плоскость для опирания рельсов, настила, других балок. Чаще всего меняют ширину пояса — в одном сечении на половине пролета либо непрерывно, но так, чтобы $b_f \geq h/10$. Реже меняется высота в балках с пролетами 24 м и более, при этом высота на опоре составляет 0,4...0,5 h . Из рис. 5.8, в видно, как приближается фактическая эпюра материалов к требуемой при непрерывном изменении сечения. Экономия металла может достигать 10..15%, но ценой повышения трудозатрат на изготовление.

В балках неразрезных при подвижных нагрузках очертание должно приближаться к очертанию объемлющей эпюры моментов. В балках с изменяющимся сечением проверки прочности нужно производить в нескольких местах — в месте дискретного изменения сечения, а также в других местах, где может быть существенным одновременное влияние M и Q .

При проверке общей устойчивости следует иметь в виду, что при уменьшении ширины пояса устойчивость снижается. При проверке деформативности также нужно учитывать, что прогиб несколько возрастает. В расчет следует вводить эквивалентный момент инерции $I_{\text{экв}} = kI_{\text{max}}$, где $k=0,8...0,9$ зависит от характера изменения сечения балки.

В. Какую роль играют поясные швы и как их рассчитывать?

От. Поясные швы связывают пояс и стенку. Обычно — это два угловых шва, но при сравнительно тонкой стенке 6...8 мм, либо при стенке 10...14 мм со снятыми кромками можно создать и стыковые швы. Поясные швы выполняют непрерывными с помощью автоматической или полуавтоматической сварки. Помимо связи, они еще обеспечивают защемление стенки балки поясом и соответственно пояс стенкой. Это удерживает пояс от закручивания, а в стенке повышаются критические напряжения, вызывающие потерю местной устойчивости.

Швы передают сдвигающие усилия, зависящие от поперечной силы Q , по всей длине балки. Эти усилия на 1 пог. см равны

$$T = QS_{fx}/I_x. \quad (5.41)$$

Условие прочности двух угловых швов (4.4) и (4.5)

$$T \leq 2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c \quad (\text{или для зоны сплавления } 2\beta_s k_f R_{ws} \gamma_c) \quad (5.42)$$

Наибольшее сдвигающее усилие возникает на опоре, но катет шва принимают одинаковым по всей длине балки.

Если на балку действует поперечная сосредоточенная сила F , то усилия в шве от нее суммируются (геометрически) со сдвигающей силой

$$\bar{R} = \sqrt{T^2 + V^2},$$

где $V = F/l_{ef}$, l_{ef} вычисляется по (5.9) или (5.9'), а \bar{R} подставляется в формулы (5.42).

5.3.5. Обеспечение местной устойчивости

В. Как проявляется потеря местной устойчивости элементов конструкций?

От. Металлические конструкции в подавляющем большинстве представляют собой набор различных пла-

стин. Например, двутавр образуется из трех пластин — двух поясов и стенки, уголок из двух, прямоугольная труба из четырех. Гибкость пластин (отношение поперечного габарита к толщине) — 10...400 и более. Это весьма тонкие пластины. Под действием сжимающих напряжений они могут выпучиваться — терять местную устойчивость. Из-за этого явления первоначальная форма конструкции искажается. Новая форма может не обладать запасом несущей способности на прочность или на общую устойчивость. Естественно, конструкция в этом случае перейдет в предельное состояние. Таким образом, потеря местной устойчивости хотя бы одной из пластин, из которых формируется конструкция, инициирует потерю несущей способности всей конструкции. Отсюда следует, что запас местной устойчивости отдельной пластины должен быть выше общего запаса несущей способности всей конструкции (балки, колонны и другие). И только сравнительно тонкие пластинки, оставаясь после потери местной устойчивости упругими, могут продолжать работать, не вызывая исчерпания несущей способности элемента.

В. Какие формы потери местной устойчивости пластин чаще встречаются?

От. Прежде всего отметим, какие конфигурации пластин имеют место. Это в основном прямоугольные пластины с четырьмя, тремя, двумя и одним опертым кантом. Условия опирания — жесткое защемление, условно шарнирное и чаще всего упругое защемление, когда в защемлении возникает изгибающий момент, пропорциональный углу поворота.

Трапецеидальные, треугольные, круглые пластины встречаются редко.

Форма потери местной устойчивости зависит от вида напряженного состояния, конфигурации пластины и условий опирания (рис. 5.9).

В. Как установить величину критических напряжений?

От. Критические напряжения находятся, как и в сжатых стержнях. Если вырезать в пластине полосу размером 1 см и рассматривать ее как отдельный стержень, то критическая сила для этой полосы (рис. 5.10) по формуле Эйлера запишется

$$N_{cr} = cEI_a/a^2, \quad (5.43)$$

где $EI_a = EI t^3 / (12(1 - \nu^2))$ — цилиндрическая жесткость,

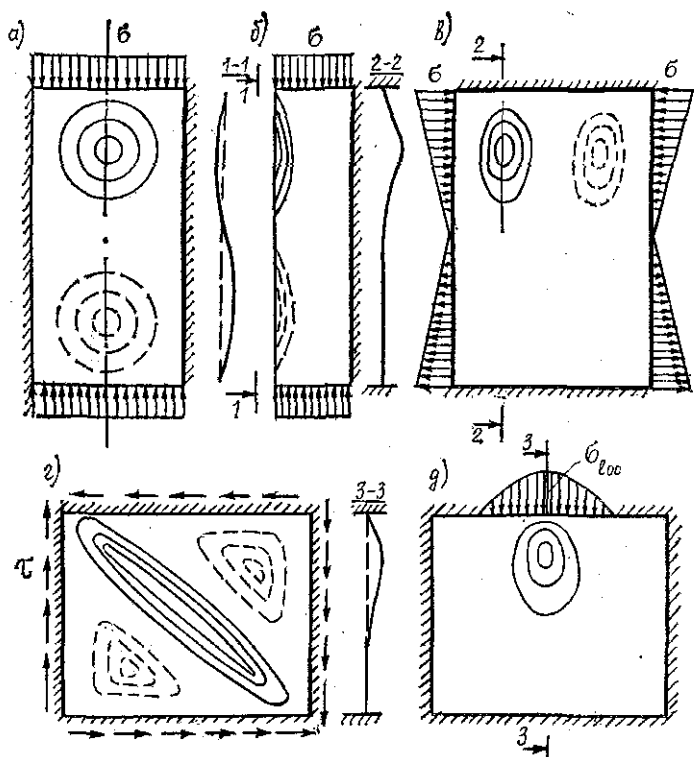


Рис. 5.9. Форма потери местной устойчивости пластин
 а — при центральном сжатии (стенка колонны); б — при центральном сжатии (пояса двутавровых балок, колонны); в — при изгибе (стенка балки); г — при сдвиге (стенка балки вблизи опоры); д — при местном давлении (стенка балки в зоне сосредоточенной силы)

учитывающая совместную работу полосок; $\nu=0,3$ — коэффициент Пуассона; c — коэффициент, учитывающий характер напряженного состояния и условий закрепления.

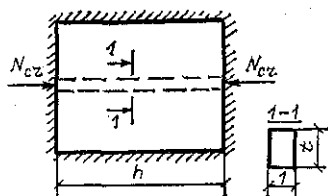


Рис. 5.10. Расчетная схема пластинки

Критическое напряжение

$$\sigma_{cr} = N_{cr}/(1 \cdot t) = \frac{cE}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{a}\right)^2 = kE \left(\frac{t}{a}\right)^2 = kE/\lambda_a^2, \quad (5.44)$$

если обозначить $\bar{\lambda}_a = \lambda_a \sqrt{R_y/E}$, то критическое напряжение равно

$$\sigma_{cr} = kR_y/\bar{\lambda}_a^2, \quad (5.44')$$

где $k = c/[12(1-\nu^2)]$, $\lambda_a = a/t$ — гибкость пластины; $\bar{\lambda}_a$ — условная гибкость пластины.

Очевидно, опасны ситуации, когда потеря местной устойчивости произойдет еще до того, как напряжения достигнут $\sigma_r(R_y)$, ибо предполагаемая потеря местной устойчивости, которая может произойти после достижения σ_r , теряет смысл, предельное состояние уже наступило.

Проверка местной устойчивости осуществляется по формуле

$$\sigma \leq \sigma_{cr} \gamma_c \text{ или } \sigma/(\sigma_{cr} \gamma_c) \leq 1. \quad (5.45)$$

С другой стороны, из условия $\sigma_{cr} > R_y$ можно найти безопасные отношения из (5.44) и (5.44'):

$$\lambda_a \leq \lambda_u = \sqrt{kE/R_y} \text{ или } \bar{\lambda}_a \leq \bar{\lambda}_u = \sqrt{k}. \quad (5.46)$$

Таким образом, чтобы обеспечить местную устойчивость открывается два пути: первый — увеличить толщину пластинки (t), второй — уменьшить размер пластинки (a). Последнее можно достичь постановкой соответствующих ребер жесткости, в основном так, чтобы они проходили через вершины выпучиваний (холмов). В конструкциях, например в балках, часто действуют одновременно несколько компонентов напряжений — σ , τ и σ_{loc} . В этом случае проверка осуществляется с помощью условий устойчивости, учитывающей взаимодействие различных компонентов напряжений. Например, для стенок балок

$$\frac{1}{\gamma_c} \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc, cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1 \quad (5.47)$$

Для других самых разнообразных пластинок используются сходные условия, представленные в нормах.

В. В каких элементах сечения балки проверяется местная устойчивость?

От. Пояса и стенка весьма тонкостенные элементы и поэтому при подборе их толщины приходилось задумываться о необходимости обеспечения местной устойчивости — (5.27) и (5.32).

В частности, в поясах единственный способ обеспечить местную устойчивость — выбрать толщину не менее t_{\min} . В стенках имеется возможность использовать и ребра жесткости.

В. Как определить минимально необходимую толщину пояса, чтобы он не терял местную устойчивость?

От. Свес пояса (половина b_f) рассматривается как сжатая пластинка, упруго защемленная с одной стороны. По формуле (5.46) условие устойчивости

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} \leq 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}}. \quad (5.48)$$

Отсюда

$$b_f/t_f \leq \sqrt{E/\sigma_{f,c}},$$

где $\sigma_{f,c} \leq R_{yf}$ — напряжение в сжатом поясе.

Если $\sigma_{f,c} = R_{yf}$, то для сталей С235, С345 и С440 соответственно $t_f \geq b_f / (30 \dots 25 \dots 22)$. Если же в поясе недо-напряжение, то толщину можно уменьшить умножением на величину $\sqrt{\sigma_{f,c}/R_{yf}}$. В коробчатых сечениях благодаря тому, что пояс защемлен с двух сторон, $t_f \geq b_f / (45 \dots 37 \dots 33)$.

В. Какими ребрами укрепляют стенки балок?

От. Таких типов ребер несколько (рис. 5.11.)

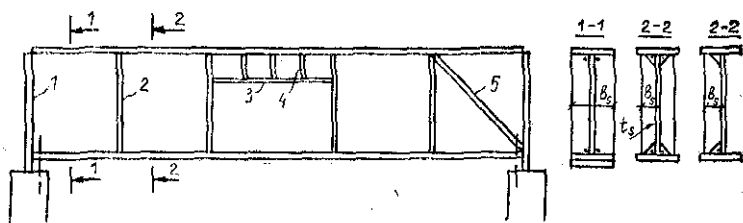


Рис. 5.11. Ребра жесткости в балках

1 — опорные; 2 — поперечные двусторонние и односторонние; 3 — продольные;
4 — короткие; 5 — диагональные

Основные ребра поперечные — двусторонние или односторонние. Они повышают устойчивость стенки при

действии поперечной силы (сдвиг). Они же укрепляют стенку при действии в этом месте сосредоточенной силы. Полезно запомнить правило: «где сила, там ребро». Это правило относится и к опорному ребру. Но при изгибе поперечные ребра устойчивости стенки не повышают. Наконец, поперечные ребра выступают в роли диафрагм — они резко увеличивают сопротивляемость балок на кручение, препятствуют искажению формы сечения.

Продольные ребра, расположенные в сжатой зоне, повышают устойчивость стенки от действия изгибных напряжений. Наконец, короткие ребра укрепляют стенку от действия перемещающихся сосредоточенных сил в подкрановых балках.

Диагональные ребра весьма эффективны для укрепления стенки при сдвиге, но несколько сложны при изготовлении.

В. При каких условиях стенка не может потерять местную устойчивость, будучи укрепленной поперечными ребрами жесткости?

От. Исходя из условия (5.46),

$$\bar{\lambda}_w = (h_w/t_w) \sqrt{R_y/E} \leq 3,5 \quad (3.2)$$

для балок при $\sigma_{loc} = 0$ и двусторонних (односторонних) швах, $\bar{\lambda}_w \leq 2,5$ при наличии σ_{loc} и двусторонних швах. Это касается стенок, работающих в упругой стадии (сечения 3-го класса).

Для различных сталей С235...С345 для первого случая $\lambda_w = h_w/t_w = 105...85$, для последнего $\lambda_w \leq 75...67$.

Если же в стенке допускаются пластические деформации, особенно в зоне примыкания к поясу, то условия для устойчивости пластинки ухудшаются. Опираание принимается шарнирным, критические напряжения снижаются, следовательно, и безопасные гибкости стенки (λ_w) уменьшаются.

Поперечные ребра устанавливаются для сечений 3-го и 4-го класса при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ при отсутствии подвижной нагрузки и $\bar{\lambda}_w > 2,2$ при наличии подвижной нагрузки; для сечений 1-го и 2-го класса — обязательно независимо от условной гибкости стенки на тех участках, где возникают пластические деформации.

Расстояние между ребрами до $2h_w$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и до $2,5 h_w$ при $\bar{\lambda}_w < 3,2$.

Ширина ребра b_s принимается $b_s = h_w/30 + 40$ мм

при парных ребрах и $b_s = h_w/24 + 50$ мм — при одностороннем ребре.

Толщина ребра $t_s \geq 2b_s \sqrt{R_y/E}$ или для сталей С235 $t_s \geq b_s/15$.

Ширина ребра выбирается из условия, чтобы ребро не потеряло устойчивость из плоскости балки вместе со стенкой, а толщина ребра из условия, чтобы ребро не потеряло местную устойчивость, как сжатая полоса (например, свес пояса).

В. Как проверить местную устойчивость сравнительно тонких стенок при наличии поперечных ребер?

От. Проверка устойчивости стенки с $\bar{\lambda}_w \leq 5,5$ или для стали С235 $\lambda_w \leq 163$ производится по обобщенной формуле (5.47), где σ , σ_{loc} , τ — напряжения в пределах отсека, вычисляемые по формулам (5.33) с поправкой для точки примыкания стенки к поясу, локальные по (5.8) и средние касательные; σ_{crs} , $\sigma_{loc, cr}$, τ_{cr} — соответствующие критические напряжения, вычисляемые по формулам, приведенным в нормах и имеющим структуру по (5.44'). Если условие (5.45) для стенок, работающих в упругой стадии (сечение 3-го класса) соблюдается, то их устойчивость обеспечена.

Стенки с $\bar{\lambda}_w > 5,5$ (для С235 $\lambda_w > 163$) можно укреплять продольными ребрами. В нормах приводятся формулы для проверки устойчивости различных отсеков — между сжатым поясом и продольным ребром, между растянутым поясом и продольным ребром и т. д.

В. Как рассчитывать опорные ребра жесткости?

От. В зоне опорного ребра в балке из-за действия значительной сосредоточенной силы — опорной реакции возникает сложное напряженное состояние. Вместе с ребром сжимаются примыкающие части стенки. Поэтому сечение в виде тавра или креста (рис. 5.12) условно называют опор-

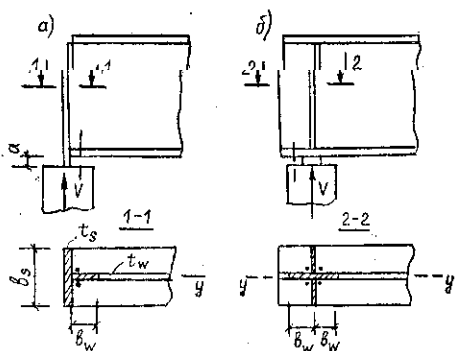


Рис. 5.12. Опорные ребра жесткости
а — торцевое ребро; б — ребра, сдвинутые от торца балки

рая проверяется на устойчивость из плоскости балки:

$$V/(\varphi_y A_{oc} R_y \gamma_c) \leq 1. \quad (5.49)$$

Расчетная длина из плоскости равна высоте балки, если настил или другие балки опираются на верхний пояс. Кроме того, торцы ребер должны быть проверены на смятие

$$V/(t_s b_s R_p \gamma_c) \leq 1, \quad (5.50)$$

где $R_p = R_u$ — расчетное сопротивление смятию, $a \leq 1,5 t_s$.

5.3.6. Стыки в балках

В. Для чего нужны стыки в балках?

От. В балках, как впрочем и в других элементах, есть две основные причины создания стыков — несовпадение длины элемента и длины проката (заводские стыки) и необходимость членения элемента на отдельные отправочные или перевозочные марки (монтажные стыки). Заводские стыки составных балок, как правило, не устраиваются в одном сечении, а в разбежку. Их выполняют с целью максимального использования всех кусков металла, а также в местах изменения сечения балки.

Сварка позволяет стыковать между собой отдельные части стенки или поясов, как правило, без дополнительных элементов, поэтому заводские стыки сварные.

Отличительная особенность монтажных стыков: все элементы балки соединяются между собой в одном сечении. Каждая отправочная марка по условиям возможности перевозки по железной дороге имеет ограничения по размерам. Высота не более 3,85 м (подмостовой габарит); длина — при перевозке на одной платформе — 13,7 м, в полувагоне — 12 м, на сцепе трех платформ — не более 24 м. При перевозке автотранспортом — высота не более 3,5 м, длина на трейлерах до 15...18 м. Кроме того, на заводах для удобства технологического процесса желательно иметь длину отправочной марки 12...14 м, редко 18 м.

Таким образом, противоречие между стремлением иметь как можно более высокую степень заводской готовности (уменьшить число отправочных марок) и возможностями при перевозке и изготовлении, решается в пользу последних.

В монтажных стыках крайне желательно заменять

сварку на болты, особенно высокопрочные. Связано это с тем, что сварка более трудоемкая операция и требует высокой квалификации труда. Так как стоимость труда особенно быстро растет, экономически целесообразно повсеместно переходить на болтовые монтажные соединения. У болтовых соединений, как известно, есть и другие преимущества.

В. Какие конструктивные решения применяются в монтажных стыках?

От. Их несколько (рис. 5.13). Прост сварной стык без накладок. Сварка должна вестись в последовательности, указанной цифрами на рис. 5.13, *а*, чтобы избежать возникновения сварочных напряжений. Желательно, чтобы стык не попадал в место с наибольшим изгибающим моментом.

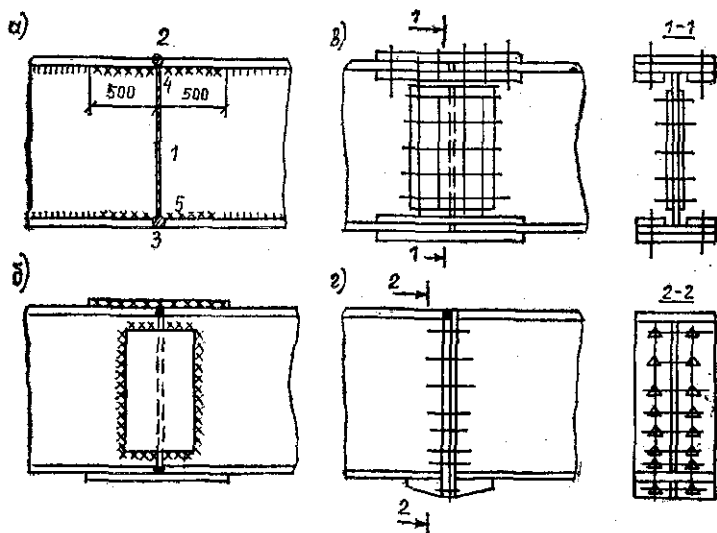


Рис. 5.13. Типы монтажных стыков в балках

а — сварные; б — сварные с накладками; в — болтовые с накладками; г — фланцевые

Сварной стык с накладками требует дополнительный металл, но угловые швы менее трудоемки. Это преимущество отпадает, так как требуется по существу двойная длина швов с каждой стороны от стыка. Кроме того, в этих стыках возникают значительные сварочные напряжения, снижающие их надежность. Стыки

с накладками на болтах, прежде всего сдвигоустойчивых высокопрочных, менее трудоемки на монтаже по сравнению со сварными. Их недостатки: дополнительные затраты металла на накладки, дополнительные затраты труда на заводе на образование отверстий, ослабление сечения отверстиями.

Наиболее эффективны фланцевые соединения. По сравнению со сдвигоустойчивым соединением количество болтов уменьшается в 3,5...4 раза. Во-первых, болты работают на растяжение, а у сдвигоустойчивых болтов коэффициент трения $\mu = 0,3...0,5$; во-вторых, болты устанавливаются не с двух сторон, а по стыку; в-третьих, в сжатой зоне болты нужны лишь для передачи сдвигающих усилий. Таким образом, затрат труда на заводе меньше, не нужно вести отдельно накладки, на монтаже затраты труда уменьшаются в том же соотношении, что и количество болтов.

Недостаток фланцевого соединения в его повышенной деформативности, вследствие чего прогиб балки несколько увеличивается (на 5...10%).

В. Как рассчитываются монтажные стыки?

От. Сварной стык без накладок проверяется на прочность, как обычное сечение балки, только по расчетному сопротивлению стыкового шва, выполненного ручной сваркой. В стыках на накладках изгибающий момент делят на поясную часть и часть для стенки пропорционально соответствующим моментам инерции. Площадь накладок должна быть эквивалентна площади перекрываемых частей сечения. Количество болтов подбирается по усилию в поясах и устанавливается с каждой стороны стыка. Расчет болтов в стенке проводится по методике, изложенной в п. 4.3. Расчет фланцевых соединений довольно сложен, болты работают неодинаково. Более нагружены болты внутренней зоны, находящиеся в углах между поясом и стенкой. Фланцы испытывают изгиб, кроме того, возможен вырыв металла [5].

5.4. Балочные клетки

5.4.1. Схемы и сопряжения балок

Балочная клетка — простейшая металлическая конструкция, которая применяется в покрытиях и перекрытиях зданий, рабочих площадок, в мостах, в гидротехнических затворах и других инженерных сооружениях. Конструкция состоит из различных балок, поддержи-

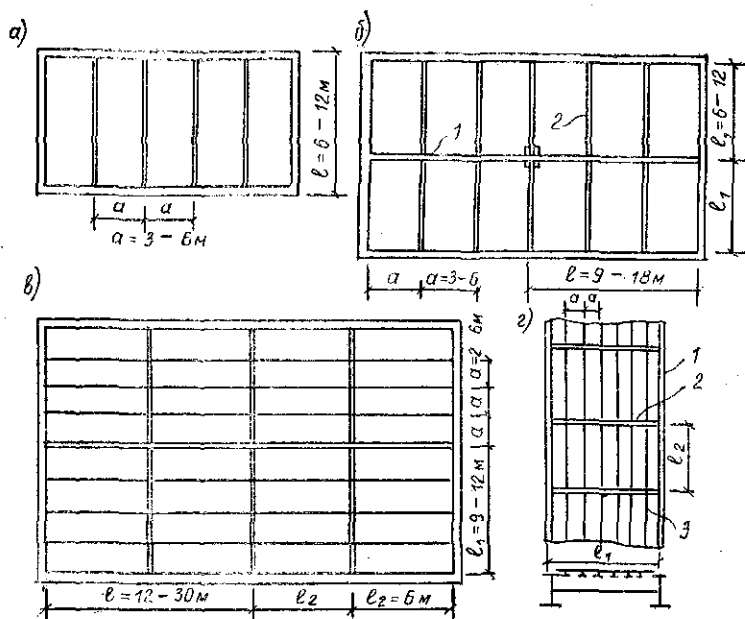


Рис. 5.14. Схемы балочных клеток

a — простейшая; b — нормальная; $в$ — усложненная; $г$ — с ортотропным настилом; 1 — главные балки; 2 — второстепенные; 3 — балки настила

вающих какой-либо настил. Схемы балочных клеток с приближенными размерами представлены на рис. 5.14. Шаг балок зависит от типа настилов — ребристых и многопустотных железобетонных плит, металлического профилированного настила, трехслойных плит, металлических плит с ребрами из швеллеров и профнастила, наконец, стальных листов. Этот шаг колеблется в диапазоне 2...6 м, а иногда до 12 м.

В балочных клетках применяются балки различной мощности. Главные балки обычно сварные, вспомогательные — прокатные либо сварные, балки настила — прокатные. В мостах, рабочих площадках применяется ортотропный настил — сравнительно тонкие листы (10...14 мм) подкреплены приваренными вертикальными ребрами в виде полос или тавров. Вместе с листом создается условная балка настила. Такое решение получило большое распространение последние 20...25 лет.

В. Как сопрягаются балки между собой?

От. Сопряжения можно классифицировать по двум

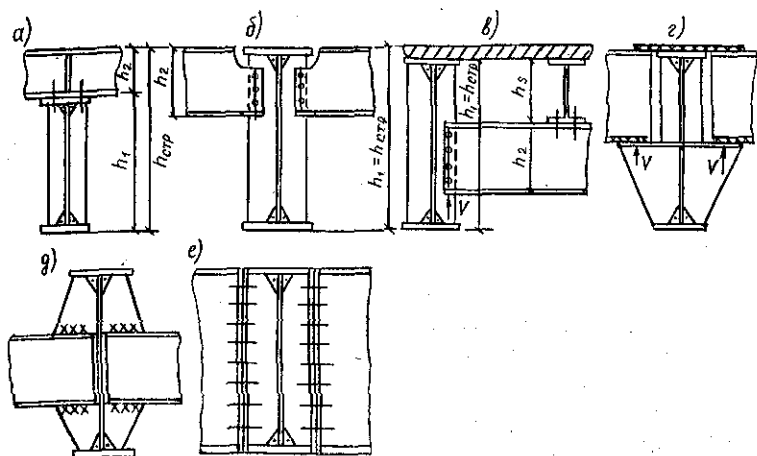


Рис. 5.15. Сопряжения балок

a — этажное; *б* — в одном уровне свободное; *в* — с пониженным уровнем; *г* — в одном уровне с защемлением; *д* — с пониженным уровнем и защемлением; *е* — в одном уровне с упругим защемлением

признакам — по уровню и условию опирания (рис. 5.15). Этажное удобно с точки зрения монтажа, но увеличивает строительную высоту, что невыгодно. В одном уровне дает возможность опирания настила на все балки. С пониженным уровнем опирание удобно при наличии балок настила. Обычно опирания выполняют свободные (шарнирные), обеспечивающие передачу опорных реакций. В некоторых случаях могут быть жесткие защемления, когда пояса перекрыты накладками, либо упругие защемления, когда изгибающий момент передается только стенкой.

5.4.2. Опорные части балок

В. Для чего нужны опорные части балок?

От. Балка опирается на нижележащую конструкцию — колонну, стену либо другую балку (ферму). Поддерживающая конструкция может быть выполнена из менее прочного материала — бетона, кирпича и других. Для того чтобы передать опорную реакцию, нужен промежуточный элемент — «посол» от балки к поддерживающей конструкции. Кроме того, опорная часть выполняет и другие функции — обеспечивает центрацию в передаче усилия, в необходимых случаях свободу поворота, чтобы не было защемления, свободу перемещения конца балки.

Под действием нагрузки балка деформируется и смещается в сторону пролета. Кроме того, под влиянием изменения температуры балка на опоре перемещается в ту или другую сторону, причем это перемещение тем больше, чем больше длина балки. Известно, что в балочных свободно опертых конструкциях от вертикальных нагрузок возникают только вертикальные реакции. В действительности в опорных частях возникают силы трения T :

$$T = \mu V, \quad (5.51)$$

где V — реакция; μ — коэффициент трения.

Суммарное смещение балки на опоре $\Delta = \Delta_d \pm \Delta_T$, где Δ_d — смещение от деформирования балки; Δ_T — смещение от колебаний температуры.

Приближенно

$$\Delta = f^2/(3l) \pm \alpha \Delta T l, \quad (5.52)$$

где f — прогиб балки; $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$ — коэффициент линейного удлинения стали; ΔT — разность температур — фактической и температуры в момент установки балки.

Так, как $f/l = 1/250$ и $\Delta T = 40^\circ\text{C}$ $\Delta/l = 5,27/10^4$, т. е. при $l = 12 \dots 24$ м $\Delta = 0,63 \dots 1,26$ см. При больших нагрузках такое смещение будет сказываться на работе ниже лежащей конструкции.

В. Какие опорные части применяются в балках и как их рассчитывать?

От. Несколько типов — плоские плиты, тангенциальные подушки, катки, комбинированные катковые и балансирующие опорные части, слоенные из стальных и резиновых плит (рис. 5.16).

Простейшие опорные части — опорные плиты при необходимости с центрирующей прокладкой устанавливаются на кирпичные стены или железобетонные колонны. Площадь плиты определяют из условия равномерной передачи опорной реакции

$$A_{пл} = V/(R_0 \gamma_c), \quad (5.53)$$

где R_0 — расчетное сопротивление кладки или бетона на сжатие.

Плита работает на изгиб. Ее толщина из условия прочности

$$t_{пл} = a \sqrt{1,5 R_0 / (R_y \gamma_c)}. \quad (5.54)$$

Принимается обычно не менее 16...20 мм,

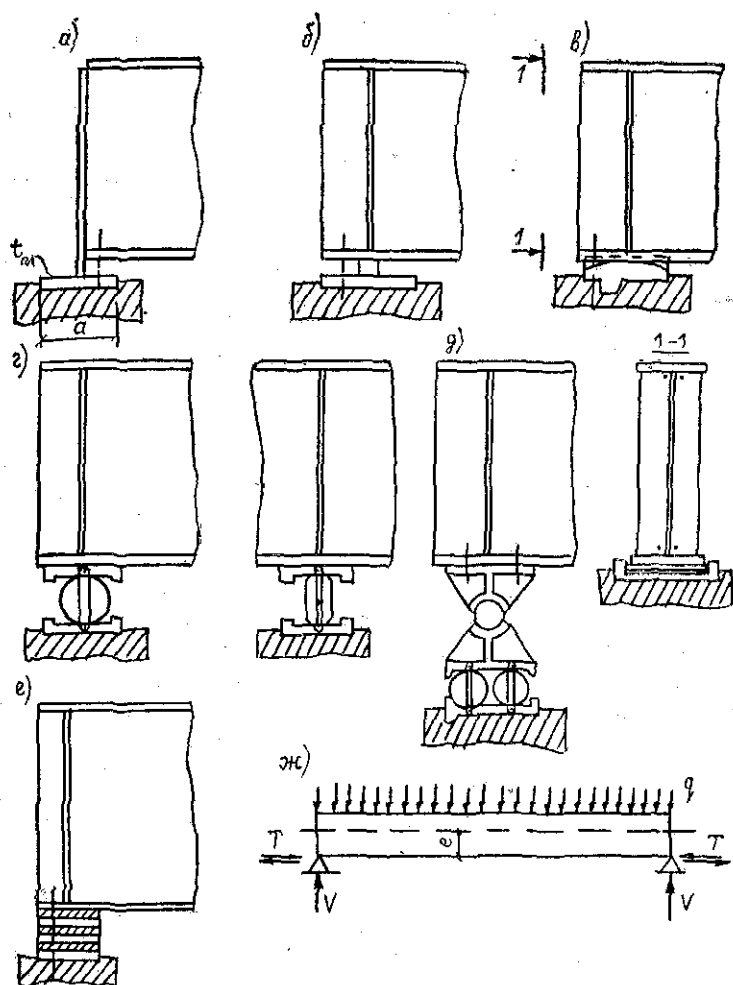


Рис. 5.16. Опорные части балок (ферм)

а — плоская плита; *б* — плоская плита с центрирующей прокладкой; *в* — тангенциальная подушка; *г* — катковая опора; *д* — балансирно-катковая опорная часть; *е* — слоеная плиточная; *ж* — расчетная схема балки

Тангенциальные подушки позволяют балке свободно поворачиваться на опоре. Их площадь и толщина определяются как в опорных плитах. Если опорная реакция значительная (более 1000...1500 кН), то можно применять в неподвижных опорах балансиры (рис. 5.16, *д* без катков). Цилиндрические вкладыши и ложе

обрабатываются по высокому классу точности для обеспечения свободы поворота при угле касания, равном или больше $\pi/2$. Радиус вкладыша определяется из условия

$$r \geq V/(1,25lR_{lp}\gamma_c), \quad (5.55)$$

где l — длина вкладыша; $R_{lp} = 0,5 R_y$ — расчетное сопротивление для местного смятия при плотном касании.

Если же нужно обеспечить и свободу поворота, и свободу смещения, то в средних балках применяют катковые опоры, а в мощных балансирно-катковые.

Расчет катка производится на основе решения задачи теории упругости о контактных нагружениях. Напряжение по линии контакта плиты и катка условно переводится на напряжение в диаметральной плоскости. Отсюда требуемый диаметр катка

$$d \geq V/(nlR_{cd}\gamma_c), \quad (5.56)$$

где n — число катков; $R_{cd} = 0,025 R_u$ — расчетное сопротивление диаметральному сжатию при свободном касании.

Простая опорная часть может быть выполнена из чередующихся стальных и резиновых листов. Свобода поворота обеспечивается за счет упругих деформаций низкомолекулярной резины, смещение также за счет суммарного сдвига резиновых листов. Из этого условия и выбирается суммарная толщина этих листов. Недостатком опор является то, что они не могут работать при низких температурах, резина теряет эластичность.

В. Как выбрать опорную часть?

От. Суммарный изгибающий момент, который действует в балке (рис. 5.16, ж), запишется

$$M = M_p \pm Te = M_p \pm \mu Ve, \quad (5.57)$$

а напряжение равно

$$\sigma = \sigma_p \pm \sigma_\mu \leq R_y \gamma_c. \quad (5.58)$$

Обычно дополнительные напряжения от сил трения не учитывают, если они не превышают $0,03...0,05 R_y$. Эти напряжения пропорциональны коэффициенту трения μ . Для плоских и тангенциальных опорных частей $\mu = 0,3$, для катковых $\mu = 0,03$.

Балансирные и катковые опорные части трудоемки в изготовлении и поэтому дорогостоящие. В связи с этим только в том случае, если нужно снизить σ_μ , переходят на катковые опорные части. Величина сме-

щения зависит от длины балки. Обычно в балках пролетом до 24...30 м обходятся плоскими опорами, до 42 м — тангенциальными, свыше 42 м — катковыми или балансирно-катковыми.

5.5. Особенности балок из алюминиевых сплавов

В. В чем состоят особенности проектирования балок из алюминиевых сплавов?

От. Алюминиевые сплавы имеют прочность несколько меньшую, чем сталь, поэтому при прочих равных условия сечения должны быть несколько более мощные. Но главное отличие связано с меньшим в три раза модулем упругости. На чем это скажется?

Прежде всего высота по жесткости (5.24) h_r должна быть в три раза больше. Это неэкономично, поэтому выгодно применять неразрезные и защемленные схемы (по табл. 5.2 — в 2,5...5 раз меньше), что компенсирует уменьшение E . С другой стороны, алюминиевые балки менее чувствительны к неравномерным осадкам, так как благодаря меньшему E и напряжения от неравномерной осадки будут в три раза меньше при прочих равных условиях.

Из-за уменьшенного E и G в три раза меньше критическая сила (5.13). Следовательно, полки нужно принимать шире в $\sqrt[3]{3} = 1,73$ раза, т. е. по (5.30) должно быть для сплавов $R_y = 180...250$ МПа

$$b_f \geq l_{ef.y} / (10,5 \dots 9).$$

Поэтому в алюминиевых балках нужно принимать конструктивные меры по обеспечению общей устойчивости балки — сплошной настилу, связи.

Та же ситуация с местной устойчивостью. Например, толщина пояса по (5.32) для тех же сплавов $t_f \geq b_f / (20...16,8)$. Следовательно, целесообразно применять утолщения (бульбы) в поясе, выполнять пояса из швеллеров, применять замкнутые сечения балок, на стенках чаще ставить ребра жесткости. В остальном особенностей нет.

Глава 6. ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ И СТЕРЖНИ

6.1. Классификация

В. Каково назначение колонн, где применяются сжатые стержни?

От. Колонны служат для поддержания конструкций, перекрывающих пролеты (балки, фермы и другие), и передают нагрузки от них на фундаменты. Центрально-сжатые колонны или стойки обычно применяются для поддержания рабочих площадок, в некоторых других системах. Центрально-сжатые стержни весьма распространены в фермах, сквозных рамах и других. Главный параметр стойки или другого сжатого стержня — его геометрическая длина, которая составляет от 3...4 до десятков метров. Стойки, как правило, шарнирно закреплены по концам, но могут быть и защемленными.

В. По каким признакам классифицируют центрально-сжатые колонны и стержни?

От. В значительной мере эти признаки повторяют то же, что свойственно балкам. По назначению — стойки (колонны), стержни в различных системах. По материалу — стальные, из алюминиевых сплавов, трубобетонные (стальная труба заполняется бетоном). По соединениям — аналогично балкам. По изменению размеров сечения — стойки или стержни постоянного сечения, стойки переменного сечения (меняется высота сечения и площадь). По типу сечения — прокатные и составные; сплошные и сквозные; открытые и закрытые (замкнутые) (рис. 6.1).

В сжатых стержнях, как это будет показано ниже, важную роль играют радиусы инерции, которые пропорциональны двум генеральным размерам сечения — высоте и ширине. Так как момент инерции элемента сечения относительно любой оси равен $I = I_0 + A(v/2)^2$, то при малой площади и малом собственном моменте инерции I_0 можно иметь нужный I за счет v^2 . В этом заложена идея сквозных сечений — пояса разносятся и соединяются дискретно либо планками, либо решеткой. На сплошное сечение металла пошло бы больше. Особенности прокатных и составных, открытых и закрытых сечений такие же, как в балках. Обычны и требования, предъявляемые к сечениям: сечения должны обеспечивать экономию металла за счет выгодности геометрических характеристик и тонкостенности, быть технологичными (удобными и малотрудоемкими) в изготовлении; удобными в эксплуатации (доступными для осмотра, окраски); долговечными или коррозионно-стойкими, ремонтнопригодными, т. е. удобными для реконструкции и т. д.

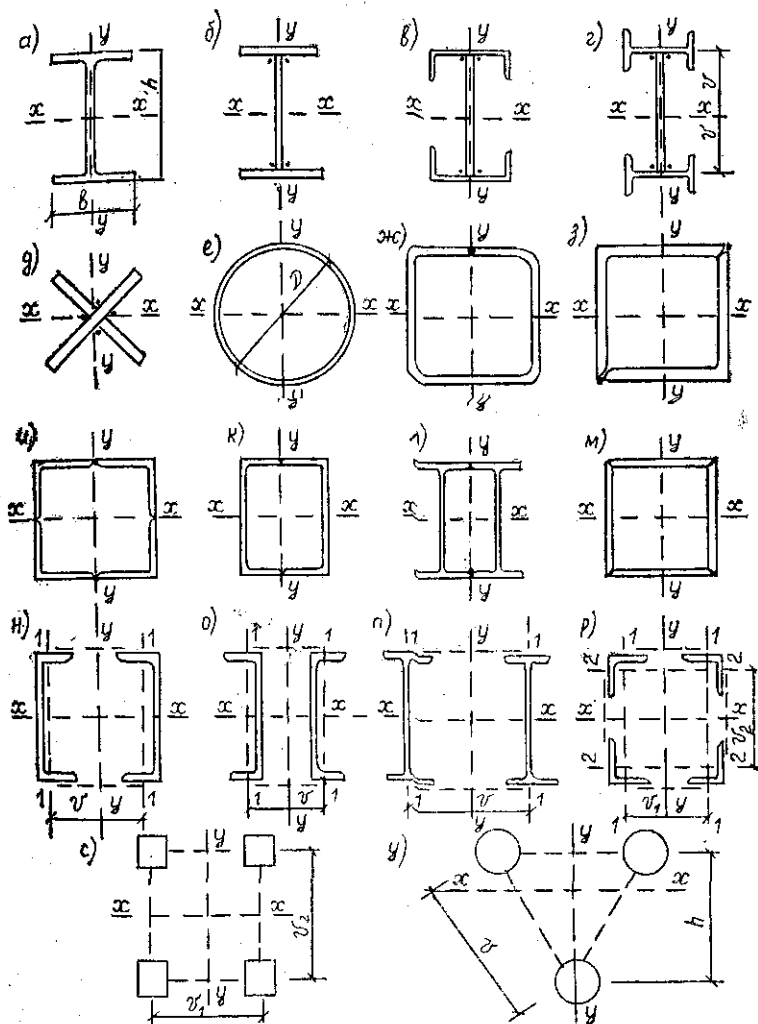


Рис. 6.1. Сечения центрально-сжатых стоек и стержней

а — сплошное открытое прокатное; б—д — сплошные открытые составные;
 е — сплошное закрытое цельное; ж — сплошное закрытое гнутосварное; з —
 и — сплошные закрытые составные; к—п — сквозные с одной свободной осью;
 р—у — сквозные с двумя свободными осями

6.2. Теория расчета центрально-сжатых стержней

6.2.1. Сплошные стержни

В. Как теоретически устанавливается несущая способность центрально-сжатых стержней?

От. Теория устойчивости составляет очень развитый и важный раздел механики. Многие ученые и инженеры отдали свой труд и талант изучению явления потери устойчивости. Применительно к строительным конструкциям это явление связано прежде всего с наличием сжатия в стержне (центрального, внецентренного, изгиба, сжатия с изгибом).

Из теории устойчивости известно, что идеально-центрально-сжатый стержень может в определенный момент

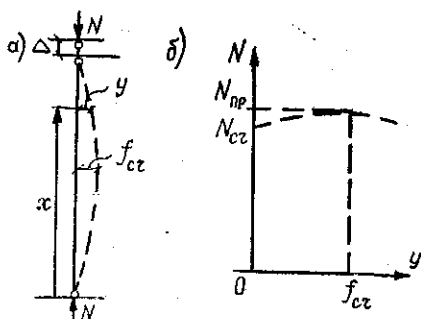


Рис. 6.2. Потеря устойчивости центрально-сжатого стержня

а — схема стержня; б — график работы стержня

перейти в положение неустойчивого равновесия и под влиянием малейших внешних воздействий, нарушив свою первоначальную прямолинейную форму равновесия, искривиться (рис. 6.2). После этого стержень начинает работать как внецентренно-сжатый. Выгиб (y) быстро возрастает, стержень не в состоянии нести нагрузку. Поэтому допускать потери устойчивости нельзя — она вызывает наступление первого предельного состояния.

Критическая сила (N_{cr}) для упругого стержня впервые была установлена Леонардом Эйлером:

$$N_{cr} = \pi^2 EI / l_{ef}^2, \quad (6.1)$$

где EI — изгибная жесткость; l_{ef} — расчетная длина (рис. 6.3.).

Формула Эйлера выражает мысль, что сжатый стержень тем устойчивее, чем больше его изгибная жесткость и в квадрате меньше расчетная длина. Из формулы Эйлера может быть найдено критическое напряжение

$$\sigma_{cr} = \pi^2 E / \lambda^2. \quad (6.2)$$

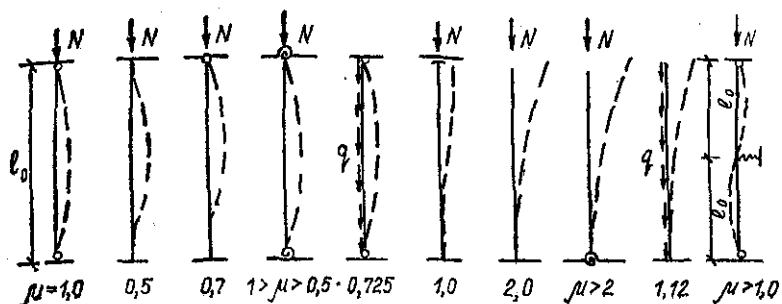


Рис. 6.3. Коэффициенты расчетных длин ($\mu = l_{eff}/l_0$)

Пользуются и другим выражением, если умножить числитель и знаменатель на σ_T :

$$\sigma_{cr} = \pi^2 \sigma_T / \bar{\lambda}^2 \quad (\text{или } \pi^2 R_y / \bar{\lambda}^2), \quad (6.2')$$

где $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\sigma_T / E}$ (или $\lambda \sqrt{R_y / E}$) — условная гибкость.

Критическое напряжение по Эйлеру может действовать только в пределах $\sigma_{cr} \leq \sigma_{пл}$ ($\sigma_{пл}$ — предел пропорциональности), т. е. в пределах действия закона Гука, когда модуль упругости постоянный. С другой стороны, в металлическом стержне $\sigma_{cr} \leq \sigma_T$, так как если представить себе, что сечение сжатого стержня все пластифицировано и он имеет гибкость $\lambda > 5 \dots 10$, то такой стержень немедленно потеряет устойчивость при малейшем внешнем воздействии.

В пределах $\sigma_T > \sigma_{cr} > \sigma_{пл}$ критическое напряжение определяется по формуле

$$\sigma_{cr} = \pi^2 T / \lambda^2, \quad (6.3)$$

где T — переменный приведенный модуль (модуль Энгессера — Кармана), характерный для упругопластической стадии работы.

Итак, центрально-сжатый стержень устойчив, если действующее напряжение

$$\sigma = N/A \leq \sigma_{cr}. \quad (6.4)$$

Однако в реальных конструкциях в подавляющем большинстве имеются начальные несовершенства — расцентровка при воздействии силы (e_0) и начальная погибь стержня (f_0). Поэтому стержни рассчитываются как внецентренно-сжатые с начальным моментом $N (e_0 + f_0)$.

Принимается $e_0 = l/20$, $f_0 = l/750$. (Правильнее было бы принимать $e_0 = h/40 \dots 50$, так как расцентровка связана с размером сечения стержня). Следует отметить, что T , e_0 и f_0 зависят от формы сечения, следовательно, и критические напряжения зависят от формы сечения. Для удобства расчетов используется выражение

$$\sigma_{cr, e_0, f_0} = \varphi \sigma_T \text{ (или } \varphi R_y), \quad (6.5)$$

где σ_{cr, e_0, f_0} — критическое напряжение, вычисленное с учетом начальных несовершенств; φ — коэффициент устойчивости при центральном сжатии (иногда называют коэффициентом продольного изгиба).

Формула для проверки устойчивости стержня вытекает из (6.4)

$$\sigma = N/(\varphi A) \leq R_y \gamma_c \text{ или } N/(\varphi A R_y \gamma_c) \leq 1,0. \quad (6.6)$$

Так проверяется устойчивость стержня, если его изгиб осуществляется в одной плоскости. Это так называемая изгибная форма потери устойчивости. Ей соответствуют две критические силы — $N_{cr, x}$ и $N_{cr, y}$ в двух главных плоскостях сечения. Но, кроме того, у тонкостенных стержней может иметь место и пространственная или изгибно-крутильная форма потери устойчивости. Критическая сила по В. З. Власову равна

$$N_{cr, xy} = (GI_t + \pi^2 EI_{\omega} / l_{ef}^2) / i_{xy}^2, \quad (6.7)$$

где $i_{xy}^2 = (I_x + I_y) / A$, остальные обозначения, как у (5.13).

Чтобы предотвратить потерю устойчивости по изгибно-крутильной форме, т. е. обеспечить $N_{cr, xy} > N_{cr, x}$ или $N_{cr, xy} > N_{cr, y}$, нужно повысить жесткость на кручение GI_t , а кручение обязательно присутствует и при центральном сжатии. Очень большая жесткость на кручение у замкнутых сечений. У открытых их сопротивляемость кручению повышают конструктивными мерами — устанавливают диафрагмы (поперечные ребра жесткости), которые дискретно замыкают сечение, предотвращая искажение их формы.

В. Как определить коэффициент устойчивости φ ?

От. Коэффициент φ для формул (6.6) зависит от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и типа сечения (рис. 6.4). Для зоны $\bar{\lambda} \geq 0,4$

$$\varphi = 0,5 (\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}^2}) / \bar{\lambda}^2, \quad (6.8)$$

где $\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2$, α и β по табл. 6.1.

Для зоны $\bar{\lambda} > 3,8$ (тип кривой *a*), $\bar{\lambda} > 4,4$ (тип *b*) и $\bar{\lambda} > 5,8$ (тип *c*).

$$\varphi = 7,6/\bar{\lambda}^2. \quad (6.8')$$

Как видно из рис. 6.4 и табл. 6.1, замкнутые сечения более устойчивы. В замкнутых сварных сечениях учитывается отрицательное влияние сварочных напря-

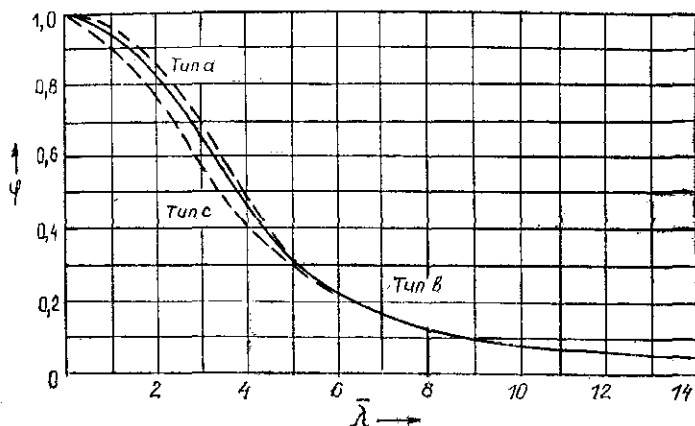


Рис. 6.4. Кривые коэффициента φ (типы сечений по табл. 6.1)

Таблица 6.1
Коэффициенты α и β для различных типов сечений

Тип сечений	Тип кривой устойчивости	Коэффициенты	
		α	β
	<i>a</i>	0,03	0,06
	<i>b</i>	0,04	0,09
	<i>c</i>	0,04	0,14

жений на устойчивость. Наименее устойчивы сечения типа «с», так как они более подвержены закручиванию.

6.2.2. Понятие гибкости

В. Какой физический смысл имеет гибкость?

От. Как известно, $\lambda = l_{ef}/i$. Расчетная длина (l_{ef}) является длиной полуволны кривой, форму которой принимает потерявший устойчивость стержень:

$$l_{ef} = \mu l_0, \quad (6.9)$$

где l_0 — геометрическая длина стержня; μ — коэффициент приведения к расчетной длине (рис. 6.3). Радиус инерции

$$i = \sqrt{I/A} = \sqrt{EI/EA}, \quad (6.10)$$

т. е. характеризуется соотношением изгибной жесткости и нормальной жесткости стержня. Во внецентренно-сжатых стержнях (а уже отмечалось, что реальные центрально-сжатые стержни фактически сжаты со случайным эксцентриситетом e_0 и погибью f_0), прогиб можно определить по формуле

$$f = \beta M_{\max} l^2 / EI = \beta N (e_0 + f_0) l_0^2 / (EI).$$

С другой стороны, $\Delta = N l_0 / (EA)$. Определяя жесткости из этих формул и подставляя их в формулу гибкости, получим

$$\lambda = \frac{\mu}{\beta^{0.5}} \left[\frac{l_0}{e_0 + f_0} \right]^{0.5} \left[\frac{f/l_0}{\Delta/l_0} \right]^{0.5}. \quad (6.11)$$

Коэффициенты μ и β — постоянные величины для заданных условий закрепления стержня на опорах. Величина $(e_0 + f_0)$ также задается и тогда

$$\lambda = \alpha_0 \left[\frac{f/l_0}{\Delta/l_0} \right]^{0.5}. \quad (6.12)$$

Итак, физический смысл гибкости состоит в том, что она является функцией соотношения относительных изгибных деформаций и относительных нормальных деформаций в момент потери устойчивости стержня, т. е. как бы комплексным показателем двух разных деформаций сжатого стержня.

В. Какие же предельные величины гибкостей устанавливаются, исходя из этого смысла?

От. Примем стержень шарнирно-опертый по концам.

Тогда $\mu=1$, $\beta=1/8$ (приближенно как для стержня, нагруженного двумя концевыми моментами). Фактически коэффициент β должен быть несколько увеличен за счет нелинейной работы стержня. Учитывая предельные величины начальных несовершенств (e_0+f_0) , можно считать $l_0/(e_0+f_0) \approx 590 \dots 470$. В этом случае $\alpha_0 \approx 70$. Нормы устанавливают $[f/l] \approx 1/200$, $[\Delta/l] = 1/500$ (0,2% — до конца упругой работы). Отсюда

$$[\lambda] = 70 \sqrt{1/200/(1/500)} = 110.$$

Действительно, нормы устанавливают для основных стержней

$$[\lambda] = 180 - 60\alpha, \quad (6.13)$$

для второстепенных

$$[\lambda] = 210 - 60\alpha, \quad (6.13')$$

где $\alpha = N/(\varphi A R_y \gamma_c)$, но не менее 0,5. Или для основных стержней $[\lambda] = 120 \dots 150$, для второстепенных $[\lambda] = 150 \dots 180$.

Эти величины предельных гибкостей близки к выведенным и, следовательно, имеют научное и практическое обоснование.

6.2.3. Сквозные стержни

В. Влияют ли планки или решетка на устойчивость стержней со сквозными сечениями?

От. Да, влияют. И планки, и решетка влияют на податливость ветвей. Если стержень со сплошным сечением в момент потери устойчивости сжимается и весь изгибается, то в стержнях со сквозными сечениями появляются дополнительные деформации сдвига и изгиба ветвей (рис. 6.5). В результате влияния этих двух последних деформаций критическая сила снижается, потеря устойчивости наступит раньше, чем в аналогичном стержне с условно

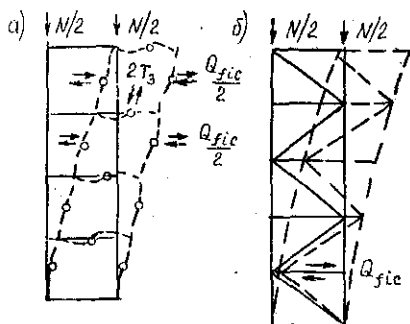


Рис. 6.5. Схемы деформирования стержней

а — с планками; б — с решеткой

сплошным сечением. Каким же образом учитывается это обстоятельство? Глядя на формулы (6.2) и (6.3), коррективы можно внести путем увеличения гибкости стержня.

В связи с этим вводятся понятия приведенных гибкостей (λ_{ef}). В частности, для стержня с планками (рис. 6.1, н, о)

$$\lambda_{ef, y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_1^2}, \quad (6.14)$$

где $n = I_{b1}v/(I_s l_b)$; I_{b1} — момент инерции ветви относительно собственной оси $1-1$; I_s — момент инерции сечения одной планки; v и l_b по рис. 6.6, а; для стержня с решеткой

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha A/A_d}, \quad (6.14')$$

где $\alpha = 10d^3/(v^2 l_b)$; A и A_d — площади сечения всего стержня и раскосов решеток, остальные размеры по рис. 6.6, б.

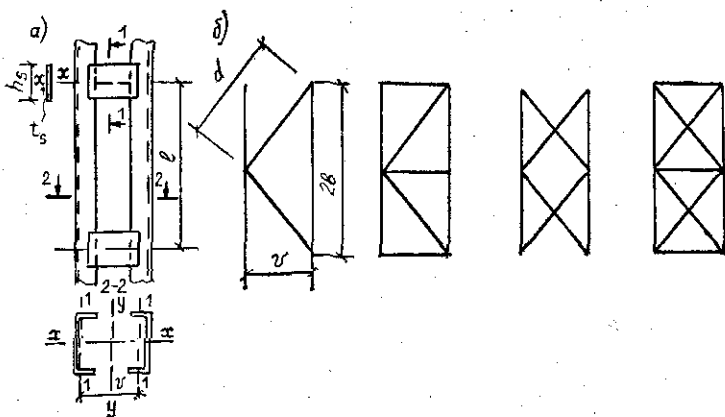


Рис. 6.6. Соединительные элементы в сквозных колоннах
а — планки; б — решетки (треугольная, треугольная с распорками, крестовая, крестовая с распорками)

В. Что же вызывает изгиб ветвей и появление усилий в раскосах решетки?

От. Пока сжатый стержень остается прямолинейным, ветви не изгибаются, сдвигов нет. Но в момент потери устойчивости стержня, его общего изгиба в стержне появляется поперечная сила, которая может быть

найдена из дифференциального уравнения $Q = dM/dx$, где $M = N_{cr}y$ (рис. 6.2). Приняв кривую потерявшего устойчивость стержня в виде синусоиды, легко найти $Q = \pi f_{cr} A o_{cr} / l$, где f_{cr} — прогиб стержня после потери устойчивости. Нормы предусматривают расчет вести по условной поперечной силе:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N/\varphi. \quad (6.15)$$

Именно эта сила вызовет изгиб ветвей или усилие в раскосе.

6.3. Проектирование центрально-сжатых колонн

6.3.1. Конструкция колонны

В. Из каких частей состоит колонна?

От. Колонна состоит из ствола, оголовки и базы (рис. 6.7, а). Стволы, как правило, постоянного сечения могут быть и переменного с изменяющейся высотой сечения. Сопряжение с примыкающими или опирающимися элементами — свободное (шарнирное — рис. 6.7, б), полужесткое (рис. 6.7, в) и жесткое защемление. При этом реакция от каждой балки одинакова, в противном случае, кроме продольной силы, возникнет изгибающий момент и тогда колонна становится внецентренно-сжатой.

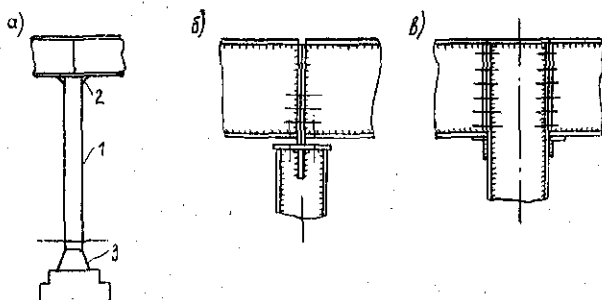


Рис. 6.7. Схема колонны

а — 1 — ствол; 2 — оголовка; 3 — база; б — свободное опирание; в — полужесткое (упругое) сопряжение

Представлять конструкцию до начала расчета необходимо, иначе невозможно правильно выбрать расчетную схему. В зависимости от конструкции и расчетной схемы определяется расчетная длина (l_{ef}) по коэффициенту μ в обеих главных плоскостях (рис. 6.3).

6.3.2. Методика подбора сечения сплошных колонн

В. Каков алгоритм по []

От. Подбор сечения состоит из двух этапов — компоновочного и проверочного.

Начнем с компоновки.

1. Итак, известна сжимающая сила N , определены расчетные длины $l_{ef.x}$ и $l_{ef.y}$. Прежде всего нужно выбрать подходящее для данных условий сечение, например из представленных на рис. 6.1. Важным фактором для выбора типа сечения является условие равноустойчивости ($\sigma_{cr.x} = \sigma_{cr.y}$). Из выражения (6.2) ясно, что в этом случае $\lambda_x = \lambda_y$ или $l_{ef.x}/i_x = l_{ef.y}/i_y$. Отсюда следует, что сечение равноустойчиво, если

$$i_x/i_y = l_{ef.x}/l_{ef.y}. \quad (6.16)$$

Для конкретных сечений соотношение i_x/i_y более или менее постоянно, например, для широкополочных двутавров — 2,0...4,0; для круглых и квадратных труб — 1,0 и т. д. Таким образом, по соотношению $l_{ef.x}/l_{ef.y}$ можно подобрать подходящее сечение. Но нужно учитывать требования конструирования и изготовления. Наконец, до начала расчета нужно выбрать сталь (R_y) с учетом назначения конструкции, принять γ_c .

2. Определяющим требованием при подборе размеров сечения является условие устойчивости $N/(\varphi A R_y \gamma_c) \leq 1$. В этом выражении неизвестных два — A и φ , поэтому чем-то надо задаваться. В наиболее распространенной методике подбор начинается с назначения λ_3 (заданная гибкость). Примерные величины $\lambda_3 = 70...100$ при $l = 5...6$ м и $N = 2500...1500$ кН; при $N = 2500...4000$ кН принимается $\lambda_3 = 70...50$. Теперь можно найти требуемую площадь, предварительно вычислив $\bar{\lambda}$ по (6.2) и далее φ по (6.8 и 6.8'):

$$A_{tr} = N/(\varphi R_y \gamma_c). \quad (6.17)$$

3. По λ_3 определяются требуемые радиусы инерции

$$i_x = l_{ef.x}/\lambda_3, \quad i_y = l_{ef.y}/\lambda_3. \quad (6.18)$$

Между радиусом инерции и соответствующим генеральным размером (рис. 6.1) существует сравнительно постоянная связь $i_x \simeq \alpha h$, $i_y \simeq \beta b$ и далее

$$h \simeq i_x/\alpha, \quad b \simeq i_y/\beta. \quad (6.19)$$

Например, у двутавра $\alpha \approx 0,42$, $\beta \approx 0,24$. Если сечение прокатное, то по сортаменту, пользуясь $A_{тр}$, h и b , выбирается подходящий номер. Если сечение составное, то принимаются размеры h и b , причем если сталь универсальная, то с учетом сортамента.

4. Далее назначается толщина стенки (t_w) из условия обеспечения местной устойчивости и с учетом возможностей сортамента

$$t_w \geq (h_w / \bar{\lambda}_{uw}) \sqrt{R_y / E} \cdot k_n, \quad (6.20)$$

где $k_n = \sqrt{\sigma / (\varphi R_y)} \geq 0,8$ — коэффициент, учитывающий возможную недогрузку колонны, если $\sigma < \varphi R_y$, $\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,16 \bar{\lambda}^2$ (при $\bar{\lambda} \leq 2$) и $1,2 + 0,35 \bar{\lambda} \leq 2,5$ (при $\bar{\lambda} > 2$); $\bar{\lambda}$ — условная гибкость самой колонны.

В частности, при $k_n = 1$, $\bar{\lambda} = 2$; $R_y = 230$ МПа; $t_w \geq h_w / 58$; при $\bar{\lambda} = 4$ $t_w \geq h_w / 75$.

В том случае, если t_w принято меньше этих значений, то при проверке сечения нужно вводить коррективы.

5. Теперь остается определить толщину поясов t_f . Очевидно, для двутавра

$$t_f \geq (A_{тр} - t_w h_w) / (2b_f). \quad (6.21)$$

Толщина должна выбираться из сортамента. Как и в балках, не рекомендуется выбирать $t_f > 40 \dots 50$ мм, так как возникают существенные сварочные напряжения и, кроме того, прочность стали снижается по мере роста толщины. С другой стороны, минимальная толщина пояса определяется из условия обеспечения местной устойчивости:

$$t_f \geq (b_f / (2\bar{\lambda}_{uf})) \sqrt{R_y / E} \cdot k_n, \quad (6.21')$$

где $\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda}$, $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$, а при $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ следует принять 0,8 или 4.

Так, при $k_n = 1$ $R_y = 230 \dots 335$ МПа. $t_f \geq b_f / (26 \dots 16)$ при $\bar{\lambda} \leq 0,8$ и $t_f \geq b_f / (45 \dots 28)$ при $\bar{\lambda} \geq 4$, для остальных $\bar{\lambda}$ в этой области.

Чем $\bar{\lambda}$ выше, тем критические напряжения в целом для стержня меньше. Следовательно, и в поясе фактические напряжения меньше и толщина может быть уменьшена, поскольку может быть снижено критическое напряжение для пояса.

Итак, в итоге этапа компоновки определены все размеры сечения.

В. Какие проверки необходимо выполнять?

От. Как и во всех других элементах металлических конструкций, нужно выполнить три проверки — на прочность, на общую устойчивость и на гибкость (в балках проверка жесткости).

Необходимо определить геометрические характеристики: A ; I_x ; I_y ; i_x ; i_y .

1. На прочность

$$N/(A_n R_y \gamma_c) \leq 1. \quad (6.22)$$

Эта проверка имеет смысл для сечений, ослабленных отверстиями для болтов, т. е. если $A_n < A$ (см. п. 3.2).

2. На общую устойчивость

$$N/(\varphi A R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (6.22')$$

где $\varphi = \varphi_{\min}$ по максимальной величине $\bar{\lambda}_x$ или $\bar{\lambda}_y$. Если толщина стенки не обеспечивает ее местную устойчивость, то из A вычитается часть площади стенки.

3. На гибкость

$$\lambda_x \leq [\lambda]; \quad \lambda_y \leq [\lambda], \quad (6.22'')$$

где $[\lambda]$ определяется по (6.13) или (6.13'). Перенапряжения не допускаются, недонапряжение не более 5...7%. В тех случаях, когда определяющим является условие гибкости, то недонапряжения могут быть значительны. Если одно из условий (6.22), (6.22') и (6.22'') не выполняется, то размеры сечений корректируются.

В. При подборе сечения балки стремились обеспечить минимальный расход металла путем выбора высоты h_{opt} .

Как реализуется это требование в колоннах?

От. Действительно, принимая величину λ_z сравнительно случайной, размеры сечения, удовлетворяя названным трем условиям, отнюдь не обеспечивают минимум расхода металла. Имеются методики, которые позволяют найти оптимальные размеры сечений центрально-сжатых стержней. Например, кривую $\varphi - \bar{\lambda}$ можно по участкам аппроксимировать выражением $\varphi = 1 - \alpha \bar{\lambda}^2$. Подставляя его в (6.6), получим $N/(R_y \gamma_c) = A(1 - \alpha \bar{\lambda}^2)$. Далее, подставляя значение $\bar{\lambda}$, найдем выражение для площади центрально-сжатого стержня A :

$$A = A_0 + \alpha_0 \nu l_{ef}^2. \quad (6.23)$$

где $A_0 = N/(R_y \gamma_c)$, $\alpha_0 = \alpha R_y/E$ — коэффициент аппроксимации, зависящий от прочности стали и типа сечения (ветви a , b и c по рис. 6.4); $\nu = A^2/I$ — безразмерная характеристика сечения ($\nu = 1/j$). Очевидно, для каждого сечения можно найти ν , при котором это сечение имеет наиболее рациональные размеры, а ν достигает минимума (наибольший I при заданной площади). Формула (6.23) удобна тем, что в ней прослеживается физический смысл. Площадь состоит как бы из двух частей — первая необходима для обеспечения прочности, а вторая — добавка для обеспечения устойчивости. Она тем больше, чем прочнее сталь (увеличивается α_0), чем больше расчетная длина, чем менее выгодные соотношения размеров (увеличивается ν). В двутавре наименьший расход металла достигается при выполнении условия равноустойчивости. Генеральные размеры такого сечения — высота и ширина пояса будут оптимальными.

Им соответствует оптимальная гибкость стержня. Обычно в рационально подобранных сечениях и стенка, и полки достаточно тонкостенны, их толщина выбирается минимальной из условия обеспечения местной устойчивости.

В. Как подобрать сечение центрально-сжатой колонны длиной 8,5 м, шарнирно опертой сверху и снизу в обеих плоскостях при расчетном усилии $N = 3500$ кН?

От. Если не задана сталь, то ее следует выбрать. Для сжатого элемента можно применить С235 с $R_y = 230$ МПа для $t = 2 \dots 20$ мм по ГОСТ 27772 (см. табл. 2.2), $\gamma_c = 1,0$. Расчетные длины (рис. 6.3) $l_{ef.x} = l_{ef.y} = \mu l_0 = 1 \cdot 850 = 850$ см. Для таких условий подойдет сечение, симметричное относительно двух осей, например прямоугольная или круглая труба. Принимаем прямоугольную трубу ($\alpha = \beta = 0,4$). Начинаем подбор сечения.

1. Задаемся $\lambda_s = 60$; $\bar{\lambda}_s = 60 \sqrt{230/(2,06 \cdot 10^5)} = 2,0$; $\varphi = 0,826$ по кривой типа «в» (рис. 6.4).

2. Требуемая площадь по (6.17) $A_{tr} = 3500 \cdot 10 / (0,826 \cdot 230) = 184,2$ см².

3. По выражениям (6.19) определяются габариты h и b : $h = 850 / (0,4 \cdot 60) = 35,4$ см. Принимается 350 мм.

4. Требуемая толщина стенки трубы $t_w \geq 184,2 / (4 \cdot 35) = 1,315$ см. Принимается 14 мм.

Проверка на местную устойчивость по (6.20).

Для прямоугольной трубы $\bar{\lambda}_{uw} = 1,0 + 0,2\bar{\lambda} \leq 1,6$

при $\bar{\lambda} > 1$; $\bar{\lambda}_{uw} = 1,0 + 0,2 \cdot 2 = 1,4$, $k_n = 1$, $t_w \geq (35/1,4) \times \sqrt{230/(2,06 \cdot 10^5)} = 0,835$ см. Местная устойчивость обеспечена.

Итак, все размеры сечения определены (рис. 6.8, а). Листы между собой сварены угловыми швами.

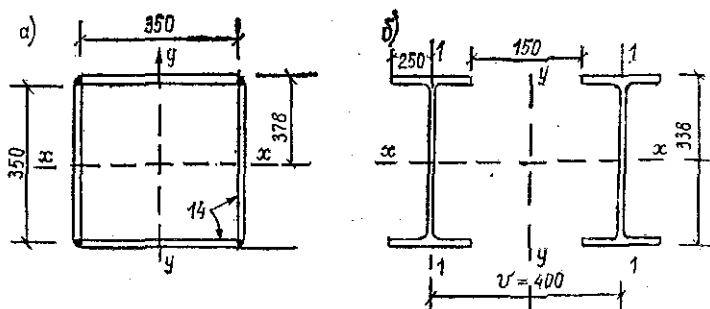


Рис. 6.8. Сечение колонны
а — сплошная колонна; б — сквозная

Устанавливаются геометрические характеристики:
 $A = 4 \cdot 1,4 \cdot 35 = 196$ см²; $I_x = I_y = 2(1,4 \cdot 35^3/12 + 1,4 \cdot 35 \cdot 18,2^2) = 42463,4$ см⁴; $i_x = i_y = \sqrt{42463,4/196} = 14,72$ см (0,39 h).

Далее осуществляются проверки.

1. Проверка на прочность может не производиться, так как сечение не ослаблено отверстиями.

2. Проверка на устойчивость (6.22'): $\lambda_x = \lambda_y = 850/14,72 = 58$; $\bar{\lambda}_x = \bar{\lambda}_y = 58 \sqrt{230/(2,06 \cdot 10^5)} = 1,94$; $\varphi = 0,835$; $\sigma = 3500 \cdot 10 / (0,835 \cdot 196) = 214$ МПа или сравнение несущих способностей; $3500 \cdot 10 / (0,835 \cdot 196 \cdot 230) = 0,93$ (недонапряжение 7%).

При толщине $t = 12$ мм (следующая толщина по сокращенному сортаменту) это отношение составит приблизительно $0,93 \times 14/12 = 1,082$, т. е. перенапряжение 8,2%. Таким образом, оставляем принятые размеры.

3. Проверка гибкости по (6.22").

Определяем по уравнению (6.13): $[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,93 = 124$, $\lambda_x = \lambda_y = 58 < [\lambda]$. Все проверки удовлетворены.

6.3.3. Методика подбора сечений сквозных колонн

В. Каков алгоритм подбора сечения такой колонны?

От. Известны N , $l_{ef.x}$, $l_{ef.y}$, выбрана сталь.

1. Выбирается тип сечения (рис. 6.1).

Условие равноустойчивости

$$\lambda_x = \lambda_{ef.y}, \quad (6.24)$$

где $\lambda_{ef.y}$ определяется по (6.14), (6.14').

Воспользоваться сразу же, как при подборе сечения сплошной колонны нельзя, так как не известны добавки в подкорейном выражении. Но поскольку сечение удобно развивать относительно свободной оси, то, очевидно, плоскость развития должна совпадать с плоскостью, в которой наибольшая l_{ef} .

2. Назначается λ_z — при $N \leq 1500$ кН и $l = 5 \dots 7$ м $\lambda_z \approx 60 \dots 90$, при $N \approx 2500 \dots 4000$ кН $\lambda_z = 40 \dots 60$. Определяется A_{tr} по (6.17).

3. Далее подбор идет относительно материальной оси ($x-x$). По выражениям (6.19) $h \approx l_{ef.x}/(\alpha \lambda_z)$. Затем по A_{tr} и h по сортаменту выбранного профиля для ветви определяем подходящий номер.

4. Задав габариты соединительных элементов (планок или решетки), из условия равноустойчивости (6.24)

определяется $\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - 0,82(1+n)\lambda_1^2}$ (для планок)

или $\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha A/A_d}$ (для решетки). По λ_y определяется габарит колонны $b \approx l_{ef.y}/(\beta \lambda_y)$, уточняется разнос ветвей v (рис. 6.1, н, о, п).

Если же сечение ветвей относительно материальной оси подобрано с запасом из-за дискретности сортамента, то разнос ветвей находится самостоятельно, не из условия равноустойчивости, а из необходимости полного использования несущей способности колонны относительно свободной оси.

При подборе сечения нужно, чтобы всегда сохранялось условие $\lambda_1 < \lambda_x$ и $\lambda_1 < \lambda_y$, чтобы запас устойчивости в ветви был больше, чем во всей колонне.

В. Какие проверки необходимо выполнить для такой колонны или стержня?

От. Определяем геометрические характеристики: A ; I_x ; I_y ; i_x ; i_y ; i_1 .

Затем по формулам (6.21), (6.21') и (6.21'') осуществляем те же проверки с той лишь разницей, что вместо λ_y и $\bar{\lambda}_y$ используем $\lambda_{ef.y}$ и $\bar{\lambda}_{ef.y}$.

В. Как осуществить подбор сечения сквозной колонны по предельной гибкости?

От. Исползуется вышеприведенный алгоритм, но задается предельная гибкость $\lambda_s = [\lambda]$ (150 — для основных колонн и 180 — для второстепенных). Затем komponуется сечение из наиболее тонких профилей и осуществляютсЯ проверки.

В. Как подобрать сечение сквозной колонны при тех же данных, что были у сплошной колонны?

От. Примем сечение из двух широкополочных двутавров на планках (рис. 6.1, n).

1. Геометрические характеристики (при требуемых $h \approx 35$ см, $i_x \approx 14$ см) двутавра 35Ш1 по ГОСТ 26020: $A = 95,67$ см², $i_x = 14,38$ см; $I_1 = 2360$ см⁴; $i_1 = 5,84$ см (рис. 6.8, б).

2. Проверяется устойчивость колонны в плоскости y — y относительно оси x — x :

$\lambda_x = 850/14,38 = 59$; $\bar{\lambda}_x = 59 \sqrt{230/(2 \cdot 0,6 \cdot 10^5)} = 1,97$; $\varphi_x = 0,83$; $\sigma_x = 3500 \cdot 10/(0,83 \cdot 191,34) = 220$ МПа (недонапряжение 4,4%).

3. Приняв $n = 0,3$; $\lambda_1 = 40$, то по (6.14)

$$\lambda_{ef, y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1 + 0,3) \cdot 40^2} = \sqrt{\lambda_y^2 + 1705} = \lambda_x;$$

$$\lambda_y = \sqrt{59^2 - 1705} = 42;$$

$v = 850/(0,51 \cdot 42) = 39,7$ см. Принимаем $v = 40$ см.

Расстояние между полками $40 - 25 = 15$ см достаточно.

4. Определяется $I_y = 2(2360 + 95,67 \cdot 20^2) = 81256$ см⁴; $i_y = \sqrt{81256/191,34} = 20,6$ см; $\lambda_y = 850/20,6 = 41,2$. Уточняем размер планки (см. 6.3.4): $h_s \approx 0,67v = 0,67 \cdot 40 = 27$ см; $t_s \approx v/15 = 27/15 = 1,8$ см; $I_s = 1,8 \cdot 27^3/12 = 2952$ см⁴; принимаем высоту оголовка 35, траверсы — 50 см, тогда на длину ветви в чистоте остается $850 - (35 + 50 + 2 \cdot 27) = 684$ или один из трех участков $l_1 = 228$ см. Тогда $\lambda_1 = 228/5,84 = 39$, $n = 2360 \cdot 40/(2952 \cdot (228 + 27)) = 0,17$, $\lambda_{ef, y} = \sqrt{41,2^2 + 0,82(1 + 0,17)39^2} = 56$.

Так как $\lambda_{ef, y} < \lambda_x$, то устойчивость и в этой плоскости обеспечена. Предельная гибкость по (6.13) при $\alpha = 220/230 = 0,956$; $[\lambda] = 180 - 0,956 \cdot 60 = 123$. Во всех случаях (λ_x ; $\lambda_{ef, y}$) меньше $[\lambda]$, а $\lambda_1 < [\lambda] = 40$ (для ветви).

6.3.4. Выбор размеров планок и решетки в сквозных колоннах

В. Как работают планки в сквозных колоннах?

От. При возникновении Q_{flic} (6.15) планки начинают работать на сдвиг. Из условия равновесия фрагмента колонны (рис. 6.9) $0,5Q_{flic}l = 2T_s 0,5v$, откуда

$$T_s = Q_{flic}l / (0,5v), \quad (6.25)$$

где T_s — сила сдвига (среза) в одной планке.

Швы, прикрепляющие планку к ветви колонны, рассчитываются на одновременное действие силы T_s и момента $M = 0,5 T_s v$ по правилам расчета угловых швов.

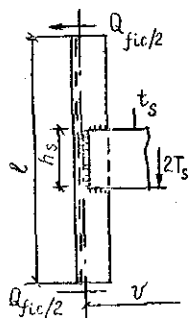


Рис. 6.9. К определению усилий в планках

Размеры планки: $h_s \approx 0,5 \dots 0,75v$ (из условия, чтобы планка обладала достаточной жесткостью), $t_s \approx h_s/15$ (из условия, чтобы планка не теряла местной устойчивости).

В. Как рассчитывать раскосы решеток колонн?

От. Если расчет вести по недеформированной схеме, считать в узлах шарнирное крепление между раскосом и участками ветви колонн, то поперечная сила Q_{flic} воспринимается только раскосами. В каждом раскосе возникает продольная сила: $N_d = Q_{flic} / (\cos \alpha)$ — при треугольной или раскосной решетке и $N_d = Q_{flic} / (2 \cos \alpha)$ — при крестовой решетке и соответственно напряжение $\sigma_d = N_d / A_d$, A_d — площадь раскосов одного направления (например уголков, приваренных в двух плоскостях ветви).

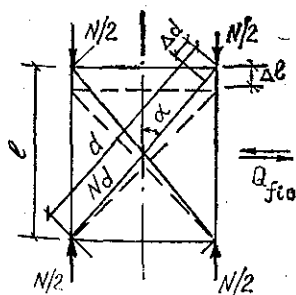


Рис. 6.10. К определению усилий в раскосах

В действительности, раскос деформируется совместно с ветвями, поэтому из рассмотрения деформируемой схемы (рис. 6.10) следует, что $\Delta l = \Delta d / \cos \alpha$; $l = d \cdot \cos \alpha$; $\Delta l = \sigma_d l / E$; $\Delta d = \sigma_d d / E$.

Решая эти уравнения совместно, получим

$$\bar{\sigma}_d = \sigma_b \cos^2 \alpha, \quad (6.26)$$

где $\bar{\sigma}_d$ — дополнительное напряжение в раскосе, возника-

ющее от обжатия ветвей; σ_b — напряжение в ветви. Более точное решение дает несколько меньшее значение:

$$\bar{\sigma}_d = \sigma_b \cos^2 \alpha / (1 + 2 \sin^2 \alpha). \quad (6.26')$$

Полное напряжение и условие устойчивости раскоса имеет вид

$$[Q_{frc} / (2 \cos \alpha A_d) + \sigma_b \cos^2 \alpha] / (\varphi R_y \gamma_c) \leq 1. \quad (6.26'')$$

Таким образом, нельзя пренебрегать дополнительными напряжениями, которые возникают в конструкции с учетом ее реального деформирования.

6.3.5. Оголовки и стыки колонн

В. Для чего необходим оголовок колонны?

От. Оголовок колонны служит для создания опорной поверхности, на которую опирается вышележащая конструкция (балка, ферма и другие), для равномерного включения в работу всех ветвей колонны. Опорную поверхность создает опорная плита толщиной, как правило, не менее 20 мм. Плиту полезно подкрепить ребрами для восприятия опорной реакции (рис. 6.11). Вместе с поперечными ребрами создается как бы двутавр, равномерно передающий опорную реакцию на колонну. Сварные швы, прикрепляющие ребра к стенке, рассчитываются на восприятие полной величины опорной реакции V . Соответственно определяют толщины и размеры ребер.

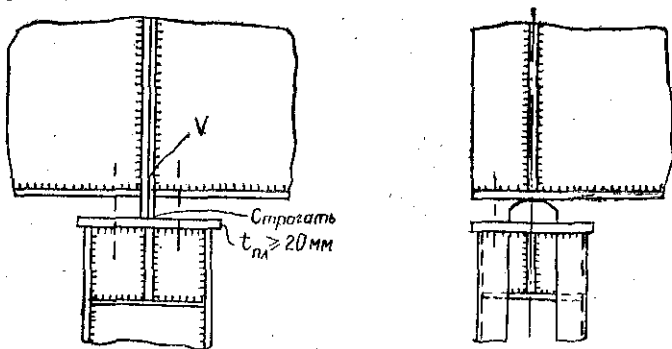


Рис. 6.11. Оголовки колонн

В. В каких случаях устраивают стыки колонн и какую они имеют конструкцию?

От. Стыки колонн имеют те же разновидности, что и стыки балок. Они бывают заводские и монтажные. Монтажные стыки могут выполняться на сварке, на болтах и с помощью фланцев (рис. 6.12).

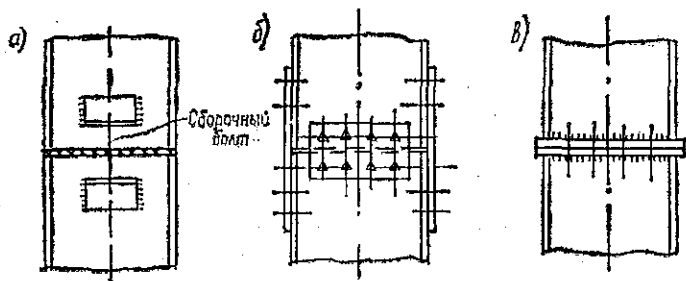


Рис. 6.12. Монтажные стыки колонн
а — на сварке; б — на болтах; в — на фланцах

При стыке на монтажной сварке обе части колонны объединяются с помощью сборочных болтов. Важно не допускать смещений относительно оси (рис. 6.12, а). В стыках с болтами, в частности высокопрочными, каждый элемент сечения колонны перекрывается накладками с эквивалентной площадью (рис. 6.12, б). Наконец, весьма технологичны на монтаже фланцевые соединения, причем в колоннах фланцы могут быть достаточно тонкими (12...20 мм), так как они не передают растягивающих усилий. Важно, чтобы строго соблюдалась соосность и поверхности фланцев прилегали друг к другу, особенно по контуру сечения колонн (рис. 6.12, в).

6.3.6. Базы колонн

В. Для чего необходимы базы колонн и каковы их разновидности?

От. Базы или башмаки колонн служат для передачи усилия от колонны на фундамент или нижележащую конструкцию. Их задача обеспечить равномерное распределение нагрузки, переход от прочности стали в колонне к прочности бетона в фундаменте, наконец, в необходимых случаях обеспечить либо заземление колонны, либо свободу поворота.

Базы бывают трех типов — с траверсой, без траверсы и с шарнирным элементом.

В. Какова роль опорной плиты и каковы конструкции баз?

От. Основной элемент базы — опорная плита, равномерно распределяющая давление на фундамент. Размеры опорной плиты (a , b) определяются исходя из предположения, что бетон не деформируется, представляет жесткое основание. Площадь плиты

$$A_{пл} = N/R_6, \quad (6.27)$$

где R_6 — расчетное сопротивление бетона при сжатии.

В действительности база колонны и прежде всего плита работает совместно с бетоном, распределение напряжений вовсе не равномерное, в основном оно концентрируется под контуром сечения колонны.

Под действием реактивного давления от фундамента

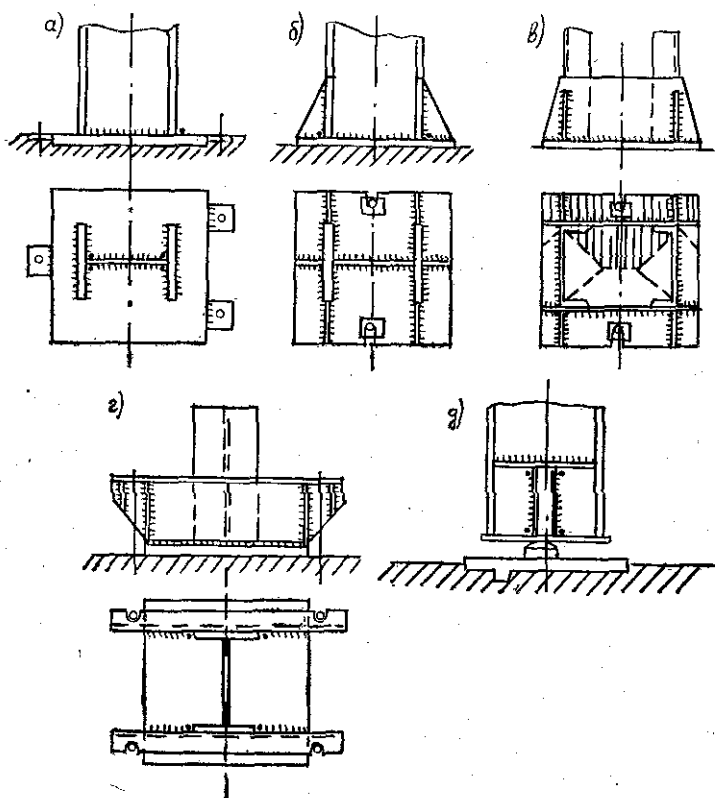


Рис. 6.13. Базы колонн

a — с фрезерованным торцом; $б$ — с ребрами; $в$ — с трассерами при шарнирном креплении; $г$ — с трассерами при жестком креплении; $д$ — шарнирное опирание на тангенциальную подушку

плита изгибается в двух направлениях. При применении баз без траверс с фрезерованным торцом колонны (рис. 6.13, а) вначале устанавливается плита. Ее положение выверяется с помощью трех винтов, и, если необходимо, осуществляется подливка цементного раствора под плиту, чтобы обеспечить плотное касание с фундаментом. Колонна передает усилие непосредственно на плиты и небольшие монтажные сварные швы лишь фиксируют ее положение.

Базы с траверсами и ребрами применяются при более тонких плитах, так как эти элементы служат для уменьшения отсеков плиты, а следовательно, и изгибающих моментов в них. Простейшая база, в которой ребра как бы развивают сечение колонны до габаритов опорной плиты, представлена на рис. 6.13, б. Вместо ребер можно ставить более мощные элементы — траверсы (рис. 6.13, в). Плита крепится анкерными болтами, входящими в специальные вырезы. Это дает возможность рихтовать колонны, устанавливать их строго по осям. Затем на анкер надевается планка с отверстием, которая приваривается к плите. Далее на анкерные болты наворачиваются гайки. Так как плита весьма гибкая, то такое крепление базы к фундаменту можно считать шарнирным, хотя некоторое защемление все же имеет место.

Полное защемление обеспечивается при креплении анкерных болтов в верхнем уровне траверс (рис. 6.13, г).

В. Как определить толщину опорной плиты?

От. Расчет опорной плиты производится на поперечный изгиб как пластин, опертых на четыре, три, два и один кант.

В плите условно рассматривается полоска шириной 1 см. Изгибающий момент в ней равен

$$M = \alpha \cdot q \cdot a^2, \quad (6.28)$$

где $q = \sigma_{\phi}$ — погонная нагрузка — реактивное давление фундамента; a — пролет (вылет); α — коэффициент, учитывающий вид пластинки и соотношение ее размеров. В пластине, опертой на четыре канта, $\alpha = 1/20,8 \dots 1/8$ при отношении сторон 1 : 1 до 1 : 2. В пластине, опертой на три канта, $\alpha = 1/16,7 \dots 1/7,5$ при соотношении сторон 0,5...2, опертой на один кант, $\alpha = 0,5$.

Далее определяется необходимая толщина плиты по наибольшему изгибающему моменту для различных участков:

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{6M/(1 \cdot R_y \gamma_c)}, \quad (6.29)$$

где ширина полоски принята 1 см.

Толщина округляется до целой в сторону увеличения и уточняется по сортаменту. Обычно принимается не менее 20 мм.

При учете фактической совместной работы плиты с фундаментом толщина может быть существенно уменьшена.

В. Как рассчитывают траверсы?

От. Обычно траверса рассматривается как балка на двух опорах. Опорами служат сварные швы, прикрепляющие траверсу к ветвям колонны.

Траверса нагружена распределенной нагрузкой, снимаемой с заштрихованной площади (рис. 6.13, в). Высота траверсы принимается 0,5...0,7 а и согласуется с длиной указанных выше сварных швов. Траверса рассчитывается на изгиб. В действительности совместно с траверсами работают опорные плиты, к которым траверсы обычно приварены. При такой сравнительно с условным пролетом большой высоте траверса скорее работает как балка-стенка. Ребра также рассчитываются на изгиб и срез.

В. Как обеспечивается шарнирное опирание?

От. Устраиваются опорные части типа тангенциальных подушек (рис. 6.13, д), а в очень нагруженных колоннах — по типу балансирных опор. При этом для обеспечения свободы поворота в любой плоскости вместо цилиндрического вкладыша устанавливается шар.

6.4. Особенности колонн из алюминиевых сплавов

В. В чем состоят особенности проектирования колонн из алюминиевых сплавов?

От. Главное влияние оказывает уменьшенный в три раза модуль упругости.

Вспомним величину критической силы по Эйлеру (6.1). При одинаковых l_{ef} и I алюминиевая колонна теряет устойчивость при N_{cr} в три раза меньшей, чем стальная. Компенсировать это можно либо уменьшением l_{ef} , либо увеличением I . Отсюда в алюминиевых колоннах выгодно применять защемления, ставить связи, распорки с тем, чтобы уменьшить l_{ef} в 1,5...2 раза, и следовательно, увеличить N_{cr} в 2,25...4 раза. Необходимо выбирать типы сечений так, чтобы не увеличивая расход металла, увеличить I (замкнутые, сквозные сечения).

В то же время, как и в балках (см. п. 5.5), толщина пластин по условиям местной устойчивости при одинаковых закреплениях и размерах требуется больше. Приходится применять те же конструктивные приемы, что и в балках.

Глава 7. ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ И СТЕРЖНИ

7.1. Классификация

В. В каких случаях применяются внецентренно-сжатые стержни?

От. Внецентренно-сжатые колонны и стержни в зданиях и сооружениях используются очень часто. Это стержни, которые, кроме сжимающей силы, испытывают воздействия от изгибающего момента в одной или двух главных плоскостях. Причина возникновения моментов — либо влияние поперечной нагрузки, либо внецентренное приложение осевой силы.

В таких условиях работают колонны производственных зданий, стойки фахверка (изгиб от ветровой нагрузки), ригели и стойки сплошностенчатых и сквозных рам, арки и многие прочие элементы.

Классификация такая же, как у центрально-сжатых колонн и стержней.

В. Какие применяются типы сечения у внецентренно-сжатых стержней?

От. Это зависит от ряда факторов — от характера комбинаций усилий, от соотношения расчетных длин и других. Комбинации могут быть различные (рис. 7.1), причем по типу (рис. 7.1, в) — самые разнообразные сочетания.

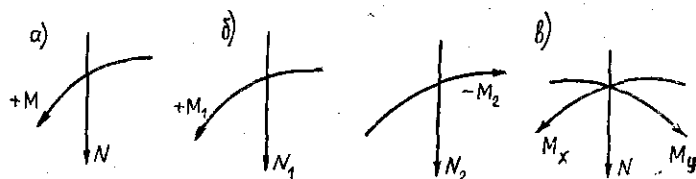


Рис. 7.1. Комбинации усилий у внецентренно-сжатых колонн
а — изгиб в одном направлении; б — изгиб в противоположных направлениях; в — изгиб в двух плоскостях

Закономерности в образовании сечения: сечение развивается в плоскости момента; при действии момента в одном направлении более рационально несимметричное сечение; при действии моментов в двух разных направлениях (рис. 7.1, б) и близких по абсолютной величине более рационально симметричное сечение; при действии моментов M_x и M_y и одинаковых расчетных длинах рациональны сечения с двумя осями симметрии.

Деление сечений на прокатные и составные, открытые и замкнутые, сплошные и сквозные — такое же, как в центрально-сжатых колоннах (рис. 7.2).

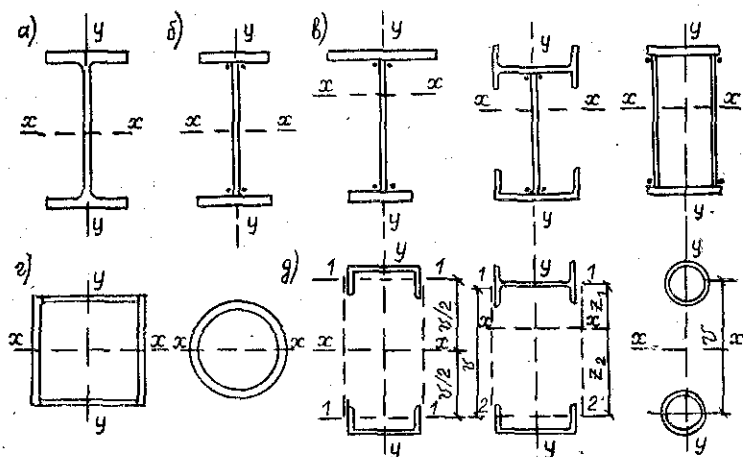


Рис. 7.2. Типы сечений внецентренно-сжатых колонн и стержней
а — сплошное прокатное симметричное; б — то же, сварное, в — сварные несимметричные; г — сплошные закрытые; д — сквозные симметричные и несимметричные

7.2. Теория расчета внецентренно-сжатых стержней

7.2.1. Сплошные стержни

В. В чем особенность работы внецентренно-сжатого стержня?

От. Стержень работает в условиях нагружения продольной силой и моментами с двух сторон (наличие физического или расчетного эксцентриситета), причем эти эксцентриситеты e_1 и e_2 (рис. 7.3, а) могут быть одинаковыми и разными по величине и знаку (направление момента). Худший случай, когда моменты равны и изгибают стержень в одну сторону.

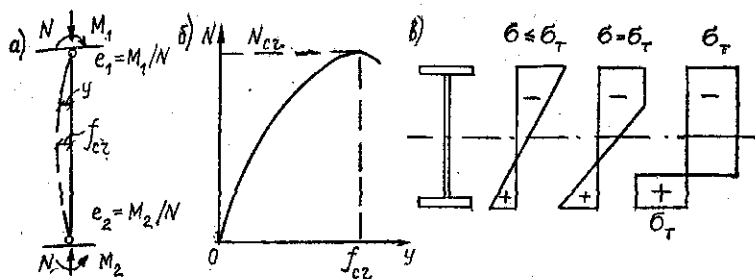


Рис. 7.3. К расчету внецентренно-сжатого стержня
а — расчетная схема; б — диаграмма работы; в — эпюры σ

В стержне с малой гибкостью возникают выгибы (y), но незначительные, с которыми можно не считаться. Стержень работает линейно, напряжения растут пропорционально усилию и изгибающим моментам. Затем постепенно развиваются пластические деформации сначала со стороны сжатых волокон, далее растянутых и, наконец, теоретически образуется шарнир пластичности (рис. 7.3, в).

Иначе работает более гибкий стержень. С первых же этапов работы образуется выгиб, который увеличивает воздействие момента.

Напряжение в крайней сжатой фибре запишется

$$\sigma = N/A + M/W_x = N/A + N(e + y)/W_x. \quad (7.1)$$

Установлено, что в высшей точке кривой, за которой начинается нисходящая ветвь и заканчивается устойчивое равновесие, имеет место следующая зависимость:

$$e + y = e/(1 - N/N_{cr.э}) = e/(1 - \sigma_0/\sigma_{cr.э}). \quad (7.2)$$

Подставляя выражение (7.2) в (7.1), получим

$$\sigma = N/A + Ne/[W(1 - \sigma_0/\sigma_{cr.э})]. \quad (7.3)$$

Здесь $\sigma_0 = N/A$, $\sigma_{cr.э}$ — критическое напряжение по Эйлеру аналогичного центрально-сжатого стержня.

Из этого уравнения видно, что стержень работает нелинейно, напряжение изменяется непропорционально от осевой силы. Таким образом, расчет такого стержня относится к классу задач с геометрической нелинейностью.

По аналогии с центрально-сжатым стержнем достижение точки А (рис. 7.3, б), когда приращение силы N

для наступления состояния неустойчивого равновесия равно нулю, называется критическим, а сила — критической или, точнее, предельной, хотя бифуркации (т. е. две формы равновесия) здесь уже быть не могут.

В. Почему и во внецентренно-сжатых стержнях опасна потеря устойчивости?

От. Потому что при искривлении стержня, а именно при достижении $y = f_{cr}$ несущая способность исчерпывается, развиваются пластические деформации, стержень фактически превращается в механизм. Наступает предельное состояние по потере несущей способности.

В. Как осуществить проверку прочности стержня?

От. Для стержней, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок при действии изгибающих моментов в двух плоскостях, а также при условии $\tau < 0,5R_s$ и $\sigma = N/A_n > 0,1R_y$ (кроме стержней из стали С590 и выше), расчет ведется по критерию остаточных относительных деформаций:

$$\begin{aligned} [N/(A_n R_y \gamma_c)]^n + M_x/(c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c) + \\ + M_y/(c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c) \leq 1, \end{aligned} \quad (7.4)$$

где $n=1...3$, $c_x=1,04...1,6$, $c_y=1,04...1,47$ — в зависимости от формы сечения стержня.

Для стержней, подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, выполненных из высокопрочных сталей, проверка проводится по критерию упругой работы:

$$\begin{aligned} N/(A_n R_y \gamma_c) + M_x/(W_{xn, \min} R_y \gamma_c) + \\ + M_y/(W_{yn, \min} R_y \gamma_c) \leq 1. \end{aligned} \quad (7.5)$$

Проверка на прочность имеет значение в стержнях, сечение которых ослаблено отверстиями для болтов.

В. Каким образом оценивается несущая способность стержней с позиций требования устойчивости?

От. Прежде всего потеря устойчивости может происходить в двух плоскостях:

в плоскости действия момента M_x (если $M_y = 0$), обычно это изгибная или плоская форма потери устойчивости;

из этой плоскости, причем, как правило, это изгибно-крутильная или пространственная форма.

Проверка осуществляется по формуле, вытекающей из (7.3):

$$\sigma_x = N/(\varphi_{ex}A) \leq R_y \gamma_c \text{ или } N/(\varphi_{ex}AR_y \gamma_c) \leq 1, \quad (7.6)$$

где φ_{ex} — коэффициент устойчивости внецентренно-сжатого стержня в плоскости действия изгибающего момента.

Судя по выражению (7.3), φ_{ex} должен зависеть от λ_x или $\bar{\lambda}_x$ (так как λ_x зависит от $\sigma_{cr.э}$ по формуле (6.2)). Влияние изгибающего момента выражается через $m_{ef.x} = \eta_x e_x / r_x$ — приведенный относительный эксцентриситет. Здесь $r_x = W_x / A$ — ядровое расстояние; η_x — коэффициент, учитывающий влияние формы сечения. Дело в том, что распространение пластических деформаций на одинаковую глубину по-разному влияет на несущую способность различных сечений. Прямоугольное сечение принято за эталон и $\eta_x = 1$, в сечении типа ромб это влияние будет совершенно не существенное, поэтому $\eta_x < 1$.

Иначе ведет себя двутавр. Если сжатая полка пластифицирована, то сопротивляться дальше будет тавр, существенно ослабленный по сравнению с двутавром. Это учитывается условным повышением эксцентриситета ($\eta_x > 1$). Коэффициенты φ_e и η представлены в нормах.

Расчет на устойчивость из плоскости действия изгибающего момента производится по формуле

$$\sigma_y = N/(c\varphi_y A) \leq R_y \gamma_c \text{ или } N/(c\varphi_y AR_y \gamma_c) \leq 1. \quad (7.7)$$

где $c < 1$ — коэффициент, учитывающий влияние изгибающего момента в плоскости (M_x) на устойчивость из плоскости аналогичного центрально-сжатого стержня. Ясно, что в формуле коэффициента «с» должен присутствовать этот момент — он и присутствует в виде

$$m_x = e_x / r_x, \quad c = \beta / (1 + \alpha \nu m_x), \quad (7.8)$$

где β , α , ν — коэффициенты, представленные в нормах.

В. Как реализовать условие равноустойчивости по аналогии с центрально-сжатыми стержнями?

От. Условие $\sigma_x = \sigma_y$ реализуется, если

$$\varphi_{ex} = c\varphi_y. \quad (7.9)$$

7.2.2. Сквозные стержни

В. В чем особенность расчета сквозных внецентренно-сжатых стержней?

От. Сквозной стержень так же может потерять ус-

тойчивость в плоскости действия момента. Проверка производится по формуле (7.6) с той лишь разницей, что вместо λ_x используется $\lambda_{ef, x}$, определяемая по формулам (6.14) и (6.14'), как это делалось и в сквозных центрально-сжатых стержнях. Но, кроме того, каждая ветвь рассчитывается как центрально-сжатый (растянутый) стержень. Усилие в каждой ветви определяется с учетом действия N и M_x . В сжатой ветви (рис. 7.2, ∂)

$$S_{1-1} = -Nz_2/v - M_x/v, \quad (7.10)$$

в растянутой (или тоже сжатой)

$$S_{2-2} = -Nz_1/v + M_x/v. \quad (7.10')$$

Далее каждая ветвь рассчитывается на устойчивость относительно собственных осей 1—1 или 2—2 при расчетной длине, равной расстоянию между узлами при соединительных элементах в виде решетки или расстоянию между планками, а также из плоскости относительно оси $y-y$. Последний расчет идет в запас, так как ветви из плоскости фактически работают совместно: одна ветвь поддерживает другую с помощью соединительных элементов и особенно диафрагм, если таковые имеются. Особую поддержку оказывают растянутые ветви. Поэтому в действительности $l_{ef, y}$ будет меньше, чем расстояние между точками закрепления из плоскости.

7.3. Проектирование внецентренно-сжатых колонн и стержней

7.3.1. Выбор сечения и его генеральных размеров

В. Каков порядок проектирования внецентренно-сжатых стержней и колонн?

От. Он таков же, как и в других элементах. В связи с тем, что внецентренно-сжатые стержни чаще всего являются элементами различных систем — поперечных рам производственных зданий, других рамных конструкций, арок и прочее, то по существу их проектирование органически вписывается в процесс проектирования самих систем.

В. Как выбрать тип сечения колонны или стержня?

От. Для этого нужно знать назначение элемента, установить расчетные длины, т. е. иметь эскиз конструк-

ции, знать условия закрепления, места примыкания прогонов, элементов связей и т. п. Нужно представлять характер комбинаций нагрузок (рис. 7.1). Сечение должно отвечать обычным требованиям, как это было у балок и центрально-сжатых колонн. Из этих соображений и выбирается нужное сечение (рис. 7.2).

В. Как выбрать генеральные размеры сечения?

От. К ним, как и в балках, относятся высота сечения и ширина пояса.

Высота устанавливается с учетом назначения элемента, увязки его размеров с размерами других элементов и стандартных модулей (например, колонны производственных зданий).

Может быть выбрана высота по жесткости, как в балках, практически по формуле (5.24), но чаще минимальная высота устанавливается из условия предельной гибкости:

$$h_{\lambda} \geq l_{ef.x}/(\alpha [\lambda]), \quad (7.11)$$

где α — коэффициент по (6.19), для двутавра $\alpha \approx 0,4$. Отсюда при $[\lambda] = 120$ для защемленной колонны со свободным концом $l_{ef.x} = 2H$ или $h_{\lambda} \geq 2H/(0,4 \cdot 120) = H/24$, для арки $l_{ef.x} = 0,6 \cdot l$, $h_{\lambda} \geq 0,6l/(0,4 \cdot 120) = l/80$ и т. д. Кроме того, имеются методики, которые позволяют устанавливать h_{opt} . Но чаще всего принимается минимальная высота. Ширина пояса также выбирается так, чтобы гибкость из плоскости не превышала предельной.

7.3.2. Методика подбора сечения сплошного стержня

В. Каков алгоритм подбора сечения?

От. Начнем с компоновочного этапа.

1. Должны быть известны комбинации N , M_x (следовательно, $e_x = M_x/N$), $l_{ef.x}$, $l_{ef.y}$, назначение элемента, марки стали. Выбирается тип сечения и его высота (см. 7.3.1).

2. Основными условиями являются условия устойчивости в двух плоскостях (7.6) и (7.7). Для того, чтобы решать эти уравнения, нужно чем-то задаться. Таким параметром и является высота сечения. Имея h , можно приближенно найти геометрические характеристики i_x и r_x : $i_x \approx \alpha h$, $r_x \approx \rho h$ (где $\rho = \alpha^2$, для двутавра $\rho = 0,34$).

3. С помощью t_x и r_x определяются $\lambda_x = l_{ef.x}/i_x$, $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y/E}$, $m_x = e_x/r_x$ и $m_{ef.x} = \eta_x \cdot m_x$ и далее по $\bar{\lambda}_x$ и $m_{ef.x}$ находится φ_{ex} (он представлен в виде таблиц в нормах). Наконец, устанавливается

$$A_{тр} = N/(\varphi_{ex} R_y \gamma_c). \quad (7.12)$$

Если сечение прокатное, например двутавр, то по h и $A_{тр}$ разыскивается в сортаменте подходящий номер.

4. Далее в составном сечении выбирается толщина стенки — t_w , как и в центрально-сжатом стержне из условия обеспечения местной устойчивости и с учетом возможностей сортамента по формуле (6.20). В этой формуле для двутавра и прямоугольной трубы $\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}_x^2$ (при $\bar{\lambda}_x < 2$) и $\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \bar{\lambda}_x$ (при $\bar{\lambda}_x > 2$). В других случаях в нормах приведены другие формулы. Если же t_w принято меньше этих значений, то при проверке сечения нужно вводить коррективы.

5. Теперь нужно выбрать ширину сжатого пояса b_f . Она назначается либо из требования предельной гибкости $b_f \geq l_{ef.y}/(\beta [\lambda])$, где β по формуле (6.19), либо разыскивается из условия равноустойчивости (7.9). Для этого определяется коэффициент «с» по (7.8) или аналогичным формулам, далее $\varphi_y = \varphi_{ex}/c$; по φ_y определяется λ_y по (6.8) или по табличным значениям, представленным в нормах, затем λ_y и, наконец, $b_f \approx l_{ef.y}/(\beta \lambda_y)$.

6. Далее можно назначить толщину t_f из баланса площади. Соображения по выбору t_f те же, что и в центрально-сжатом двутавре (см. п. 5 параграфа 6.3.2). После этого все размеры сечения установлены. Компоновка сечения завершена.

В. Какие же проверки необходимо выполнить?

От. Прежде всего нужно определить все необходимые геометрические характеристики сечения: A ; I_x ; I_y ; W_x ; i_x ; i_y ; r_x . Далее проверки.

1. На прочность в том случае, если сечение ослаблено отверстиями для болтов по формулам (7.4) либо (7.5).

2. На общую устойчивость в плоскости действия момента по формуле (7.6) и из плоскости по формуле (7.7). Если толщина стенки не обеспечивает ее местную

устойчивость, то при проверке по формуле (7.6) площадь сечения стенки, а следовательно A , нужно уменьшить.

3. Проверка на гибкость по (6.21), в нужных случаях проверка на жесткость по (5.16). Как и в других элементах конструкций — балках, центрально-сжатых стержнях, перенапряжения не допускаются, запасы не более 5...7%.

В. Как подобрать сечение двухшарнирной арки пролетом 80 м с двумя комбинациями усилий: $N_1 = -700$ кН, $M_{1x} = +1570$ кНм; $N_2 = -750$ кН, $M_{2x} = -1420$ кНм; расстояние между связями, закрепляющими арку от потери устойчивости из плоскости, 6 м?

От. Прежде всего нужно выяснить, какая комбинация наиболее опасна.

Находим условное усилие в ветви по (7.10") при $v \approx 1$ м:

$$S_1 = 700/2 + 1570/1 = 1920 \text{ кН}, \quad e_{1x} = 1570/700 = 2,24 \text{ м};$$

$$S_2 = 750/2 + 1420/1 = 1795 \text{ кН}, \quad e_{2x} = 1420/750 = 1,89 \text{ м}.$$

Первая комбинация принимается для расчета.

Принимается сталь С255 с $R_y = 240$ МПа для $t = 10...20$ мм по ГОСТ 27772. Расчетные длины — для двухшарнирной арки $l_{ef.x} = 0,5S = 0,5 \cdot 1,08l = 0,54l = 43,2$ м (S — периметр арки), $l_{ef.y} = 6$ м.

Начинаем подбор сечения.

1. Поскольку в комбинациях усилия примерно равны, а изгибающие моменты близки по абсолютной величине, но имеют разный знак, выбирается симметричное сечение — сварной двутавр с параметрами $\alpha = 0,42$; $\rho_x = 0,34$, $\beta = 0,24$. Задаемся высотой. Для арки $h \approx l/60...80$. Принимаем $h = 110$ см; $h_w = 1050$ мм (рис. 7.4).

2. Находим $i_x = 0,42 \cdot 110 = 46,2$ см; $r_x = 0,34 \cdot 110 = 37,4$ см.

3. Определяем $\lambda_x = 4320/46,2 = 93,5$; $\bar{\lambda}_x = 93,5 \times \sqrt{240/(2,06 \cdot 10^5)} = 3,2$; $m_x = 224/37,4 \approx 6,0$; по нормам $\eta = 1,25$; $m_{ef.x} = 1,25 \cdot 6 = 7,5$. По $m_{ef.x}$ и $\bar{\lambda}_x$ находим в нормам $\varphi_{ex} = 0,137$;

$$A_{tr} = 700 \cdot 10 / (0,137 \cdot 240 \cdot 1) = 213 \text{ см}^2.$$

4. Определяем $t_{w.min}$ по условию местной устойчивости. Вычисляется $\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \cdot 3,2 = 2,32$. По формуле (6.20) при

$$k_n = 1 \quad t_w \geq (105/2,32) \sqrt{240/(2,06 \cdot 10^5)} = 1,54 \text{ см.}$$

Имеется смысл снизить толщину до $t_w = 10$ мм, введя соответствующие коррективы в определение расчетной площади. В расчет вводится по участку стенки у пояса длиной $a = 0,5h_{\text{ред}}$, где $h_{\text{ред}}$ вычисляется по формуле в нормах, которая здесь не приводится, $a = 16,5$ см. Вычисляется A с учетом условного выбытия из работы части стенки:

$$A = A_{\text{тр}} + t_w (h_w - 2a) = 213 + 1(105 - 2 \cdot 16,5) = 285 \text{ см}^2.$$

5. Далее определяем b_f из условия равноустойчивости:

$$N/(\varphi_{ex} A_{\text{тр}}) = N/(c\varphi_y A) \quad \text{или} \quad \varphi_{ex} = c\varphi_y A/A_{\text{тр}}.$$

Определяем коэффициент «с» по (7.8), где $\beta = 1$; $\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot 6 = 0,95$; $\nu = 1 - 0,07 \cdot 3,2 = 0,78$; $C = 1/(1 + 0,95 \cdot 0,78 \cdot 6) = 0,183$; $\varphi_y = 0,137 \cdot 213/(0,183 \cdot 285) = 0,56$; $\bar{\lambda}_y = 3,4$; $\lambda_y = 3,4 \cdot 100/3,41 = 100$; $b_f = 600/(100 \cdot 0,24) = 25$ см. Принимаем $b_f = 260$ мм.

6. Теперь определяется t_f :

$$t_f = (213 - 2 \cdot 1 \cdot 16,5)/(2 \cdot 26) = 3,46 \text{ см.}$$

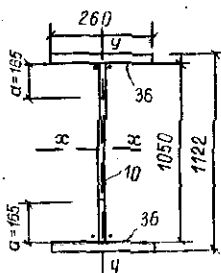


Рис. 7.4. Размеры сварного двутавра

Принимается 36 мм $t_f/b_f = 1/7,2$. Судя по данным для центрально-сжатого стержня (6.20), местная устойчивость пояса обеспечена. Далее определяют истинные геометрические характеристики сечения (рис. 7.4):

$$A = 105 \cdot 1 + 2 \cdot 26 \cdot 3,6 = 292,2 \text{ см}^2; \quad A_{\text{ред}} = 2 \cdot 1 \cdot 16,5 + 2 \cdot 26 \cdot 3,6 = 220,2 \text{ см}^2; \\ I_x = 1 \cdot 105^3/12 + 2 \cdot 26 \cdot 3,6 \cdot 54,3^2 = 648426 \text{ см}^4; \quad I_y = 105 \cdot 1^3/12 + 2 \cdot 3,6 \cdot 26^3/12 = 10555 \text{ см}^4; \\ W_x = 648426/56,1 = 11584 \text{ см}^3;$$

$$i_x = \sqrt{648426/292,2} = 47,1 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{10555/292,2} = 6 \text{ см}; \\ r_x = 11584/292,2 = 39,6 \text{ см.}$$

Наконец, осуществляются проверки.

1. Проверка на прочность по (7.4):

$c_x = 1,07$; $n = 1,5$; $A_n = A$; $R_y = 230$ МПа при $t = 26$ мм;
 $[700 \cdot 10 / (292,2 \cdot 230 \cdot 1)]^{1,5} + 1570 \cdot 10^3 / (1,07 \cdot 11584 \cdot 230 \cdot 1) \approx$
 $\approx 0,6 < 1$. Прочность обеспечена.

2. Устойчивость в плоскости M_x :

$\lambda_x = 4320 / 47,1 = 91$; $\bar{\lambda}_x = 91 \sqrt{230 / (2,06 \cdot 10^5)} = 3,1$; $m_x =$
 $= 224 / 39,6 = 5,66 \approx 5,7$; $\eta_x = 1,4 - 0,02 \cdot 3,1 = 1,34$; $m_{ef, x} =$
 $= 1,34 \cdot 5,7 = 7,6$; $\varphi_{ex} = 0,138$. Используем A_{red} ; $\sigma_x = 700 \cdot$
 $\cdot 10 / (220,2 \cdot 0,138) = 230,3$ МПа $< R_y \gamma_c$.

Устойчивость из плоскости:

$\lambda_y = 600 / 6 = 100$; $\bar{\lambda}_y = 100 \sqrt{230 / (2,06 \cdot 10^5)} = 3,34$; $\varphi_y =$
 $= 0,575$; $\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot 5,7 = 0,93$; $\nu = 1 - 0,07 \cdot 3,1 = 0,78$;
 $c = 1 / (1 + 0,93 \cdot 0,78 \cdot 5,7) = 0,195$; $\sigma_y = 700 \cdot 10 / (92,2 \cdot 0,575 \cdot$
 $\cdot 0,195) = 217$ МПа $< R_y \gamma_c$.

Равноустойчивость практически достигнута.

3. Проверка гибкости по (6.21):

$[\lambda] = 120$; $\lambda_x = 92 < [\lambda]$; $\lambda_y = 100 < [\lambda]$.

Сечение удовлетворяет всем проверкам.

7.3.3. Методика подбора сечения сквозного стержня

В. Каков алгоритм подбора сечения такой колонны?

От. Известны комбинации N и M_x , есть эскиз конструкции, установлены расчетные длины $l_{ef, x}$, $l_{ef, y}$ (для каждой ветви), $l_{ef, 1-1}$, $l_{ef, 2-2}$ (рис. 7.2, д), выбрана сталь.

1. Выбирается тип сечения, подходящий для данных условий. Выбирается высота сечения, а чаще v — расстояние между осями ветвей.

2. По формулам (7.10, 7.10') определяются усилия в ветвях. При этом $z_1 \approx 0,45 \dots 0,47 v$.

3. Производится подбор сечения каждой ветви как центрально-сжатого (редко растянутого) стержня по методике, изложенной в 6.3.2. После этого производятся проверки, для чего устанавливают следующие геометрические характеристики: A_1 ; A_2 ; $A = A_1 + A_2$; i_{1-1} ; i_{y1} ; i_{2-2} ; i_{y2} ; i_x ; i_x ; v ; z_1 ; $z_2 = v - z_1$.

Уточняются расчетные продольные силы в ветвях S_1 и S_2 .

1. Проверка на прочность как центрально-сжатых (растянутых) стержней для каждой ветви.

2. Проверка на устойчивость каждой ветви в отдельности. Кроме того, проверяется устойчивость всей колонны относительно оси $x-x$ по формуле (7.6), причем $\lambda_{ef, x}$ определяется по формулам (6.14) или (6.14'), как для сквозных стержней.

3. Проверки всех гибкостей ветвей и $\lambda_{ef.x}$. В необходимых случаях проверяется жесткость колонны по величине f/l .

Глава 8. ФЕРМЫ

8.1. Классификация

В. Что такое ферма?

От. Фермами, как правило, называют стержневые системы, служащие для перекрытия пролета и несущие поперечные нагрузки. Ряд ферм выполняют другие функции, например, образуют вертикально стоящие башни. Стержни в местах соединения образуют узлы, причем жесткие. Условно для облегчения расчетов предполагают, что эти соединения шарнирные.

В. Для чего же применяются фермы?

От. Практически для тех же целей, что и балки. Вот почему ранее в ходу были такие термины: «балка со сплошной стенкой» (собственно балка) и «решетчатая балка» (это ферма). Сквозные системы, кроме обычных ферм, могут быть представлены в виде рам, арок. Многие пространственные системы образуются из нескольких (3-х или 4-х) ферм.

Параметры ферм: пролет от 9...12 до 250 м и более, высота от 1 до 25 м и более. Чем больше пролет, тем целесообразнее применять фермы.

В. По каким признакам классифицируются фермы?

От. Практически по тем же, что и балки (см. 5.1) — по материалу, соединениям, схемам. Далее — по величине усилия и количеству плоскостей, в которых размещаются соединительные узловые элементы — фасонки. В этом смысле фермы делятся на легкие, как правило, одностенчатые. Усилия в стержнях таких ферм не более 5000...6000 кН при весьма мощных уголках 250×20. Вторая разновидность — тяжелые фермы, как правило, двустенчатые, фасонки размещаются в двух плоскостях. Характерные примеры на рис. 8.5. Усилия в стержнях таких ферм могут достигать 10000...20000 кН. В то же время могут быть двустенчатыми легкие фермы со сравнительно небольшими усилиями в стержнях и, напротив, одностенчатые с мощными стержнями (рис. 8.5). По величине уклона поясов — малоуклонные (1/70...1/20)

и крутоуклонные ($1/15 \dots 1/4$). По виду узлов — с фасонками или узловыми вставками и без фасонки с непосредственным сопряжением стержней.

По напряженному состоянию — обычные фермы и фермы с регулированием напряжений — с затяжками (шпренгелями), со смещением уровня опор в неразрезных фермах и другие. Наконец, существуют симбиозы, т. е. комбинированные системы — фермы с элементами в виде балок, прежде всего пояса. В таких конструкциях пояса работают на изгиб, кроме продольного усилия, а нагрузки прикладывают и вне узлов. Фермы классифицируются также по очертанию и типам решетки.

8.2. Проектирование ферм

8.2.1. Очертание ферм

В. Из каких соображений выбирается очертание ферм?

От. Это зависит от назначения фермы, стремления снизить расход металла и трудозатраты на изготовление (рис. 8.1). Например, нужно запроектировать по-

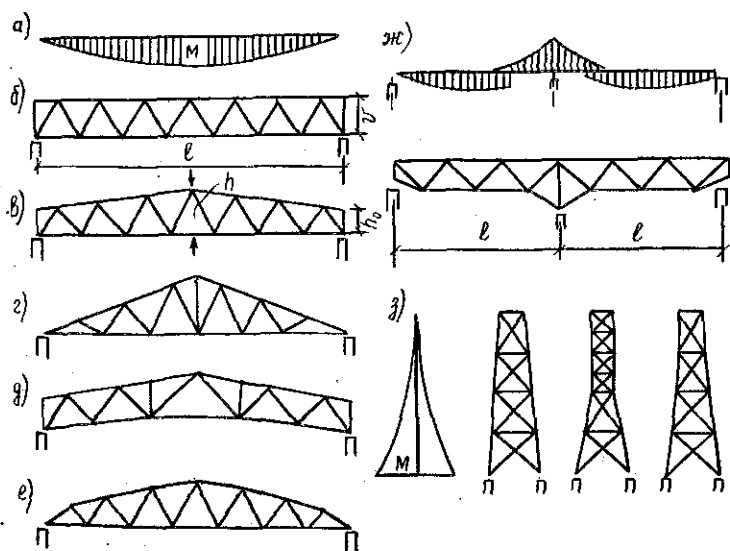


Рис. 8.1. Очертания ферм

а — эпюра M ; б — с параллельными поясами; в — трапециевидное; г — треугольное; д — с впадушенным нижним поясом; е — полигональное; ж — неразрезная ферма с объемлющей эпюрой M ; з — башенные фермы с объемлющей эпюрой M

крытие над кинозалом. Архитекторы решили потолок сделать выпуклым. Отсюда очертание фермы подойдет по рис. 8.1, *е*. Минимальный расход металла будет в фермах, у которых очертание соответствует очертанию объемлющей эпюры M . Так как $M = N_f v$ (v — плечо, т. е. расстояние между центрами тяжести поясов), то усилие N_f постоянно, если повторяется очертание эпюры M . Теоретически усилие в элементах решетки в этом случае равно нулю. В фермах треугольного очертания плечо уменьшается к опоре быстрее, чем эпюра M , поэтому пояса у опор более нагружены, чем в пролете. В неразрезных и башенных фермах очертание также по возможности приближается к объемлющей эпюре M . Но это стремление вступает в противоречие с технологичностью изготовления. Лишние изломы поясов, изменение длин элементов решетки, увеличение числа узлов — все это требует дополнительных затрат труда. Поэтому наиболее технологичны фермы с параллельными поясами, а их уклон для организации стока воды (до 1,5%) создается благодаря строительному подъему. Экономия же металла в фермах пролетом более 24 м достигается в связи с изменением сечения элементов поясов. В современных металлоконструкциях предпочтение отдают именно таким фермам.

8.2.2. Генеральные размеры ферм

В. Какие размеры фермы относятся к генеральным и как их выбирать?

От. Такие же, как и в балках — пролет и высота. Их выбирают, руководствуясь теми же соображениями (см. 5.3.2). В частности, оптимальная высота фермы (h_{opt}) определяется минимизацией уравнения ее стоимости либо массы (целевой функции):

$$c = \left(\sum_{i=1}^s \frac{2M_i l_i}{h R_{yi}} \psi_f c_f + \sum_{j=1}^m \frac{Q_j l_j}{\cos \alpha_j R_{yj}} \psi_d c_d \right) \gamma_0, \quad (8.1)$$

где первый член учитывает стоимость поясов, второй — раскосов; ψ_f и ψ_d — соответствующие конструктивные коэффициенты, учитывающие дополнительный расход металла на обеспечение устойчивости, жесткости, унификации сечений и конструктивные детали поясов и раскосов; c_f и c_d — удельная стоимость металла поясов и раскосов; α — угол наклона раскоса к поясу (рис. 8.2, *а*); l_i (l_j) — длины панелей поясов и рас-

косов; s и m — число участков поясов одинакового сечения и число раскосов.

Учитывая, что $l_a = n \cos \alpha$, $1/\cos^2 \alpha = 1 + \operatorname{tg}^2 \alpha = 1 + (l_f/h)^2$ и $\partial c/\partial h = 0$, получим

$$h_{\text{opt}} = l_f \sqrt{\left(\frac{2n \sum M_l \psi_f c_f}{l} \right) / \sum Q_j \psi_d c_d + 1}. \quad (8.2)$$

Принимая $l_f = l/n$ (n — число панелей), а дробь примерно равна 0,7, получим

$$h_{\text{opt}} = (l/n) \sqrt{0,7n + 1}. \quad (8.2')$$

Эта формула пригодна для ферм с параллельными поясами и треугольной решеткой. Так, при $n=4$ $h_{\text{opt}} = l/2$, при $n=8$ $h_{\text{opt}} = l/3$, при $n=12$ $h_{\text{opt}} = l/4$.

В фермах с треугольным очертанием h_{opt} еще больше.

В. Всегда ли оптимальная высота ферм определяется из условия минимума ее стоимости (или массы)?

От. Нет. В покрытиях нужно использовать тот же подход, что и в балках. К стоимости фермы (8.1) нужно прибавить второй член формулы (5.21), учитывающий дополнительные расходы. В этом случае $h_{\text{opt.1}}$ существенно меньше ($l/10 \dots l/16$), а в районах с суровым климатом доходит до $l/20 \dots l/25$.

В. Как определить высоту фермы по условиям жесткости (h_r)?

От. Тот же подход, что и в балках. В формулу (5.24) нужно добавить коэффициент $k_d = 1 + 2h/l$ — для ферм с треугольной решеткой и $k_d = 1 + 2,8h/l$ — для ферм с раскосной решеткой. Этот коэффициент ($k_d > 1$) учитывает, что при одинаковых l прогиб у фермы будет больше, чем у балки за счет податливости решетки, тем более, что решетка напряжена больше, чем стенка балки. Отсюда следует, что высоты ферм, определенные по условиям жесткости, будут на 25...35% больше, чем в балках (табл. 5.3).

В. Какую же выбирать высоту фермы?

От. Имеется три высоты: $h_{\text{стр}}$; $h_{\text{опт}}$; h_r . Если $h_{\text{стр}}$ имеет жесткие ограничения, то приходится с этим считаться. В покрытиях $h_{\text{опт.1}}$ обычно меньше h_r , поэтому выбирают окончательно h_r . В открытых конструкциях, у которых $h_{\text{опт}} > h_r$, нужно приблизиться к $h_{\text{опт}}$ с отступлением вниз до 15...20%. Не нужно при этом забывать, что перевезти по железной дороге мож-

но часть фермы высотой, не более 3,85 м. Зачастую это будет верхний предел, тем более по условиям жесткости такой высоты достаточно для пролетов 36...42 м.

8.2.3. Решетки ферм

В. Какую роль играет решетка в ферме?

От. Решетка или заполнение играет ту же роль в ферме, что стенка в балке. Решетка объединяет пояса в одно целое и служит для восприятия поперечной силы. Решетка образуется из отдельных стержней — раскосов, стоек и шпренгельных элементов.

В. Какие различают типы решеток?

От. История развития решеток ферм знает очень много разновидностей. Часть из них уже не применяется. Покажем наиболее употребляемые решетки в современных фермах (рис. 8.2). Возле каждой из решеток на примере фермы с восемью панелями будет указано число стержней (s) и число узлов (y). Тип решетки в значительной мере зависит от соотношения размера панели и высоты (d/h), а это в свою очередь связано с частотой размещения узлов. Как правило, сосредоточенная сила должна передаваться в узел, чтобы пояса не работали на местный изгиб. От этого же соотношения зависит и α — угол наклона раскоса к поясу. Он находится в пределах 30...60°. Надо напомнить также, что знак усилия зависит от направления раскоса к равнодействующей \bar{R} (рис. 8.2, а) — восходящие сжаты, нисходящие растянуты. Стойки сжаты, растянутые стойки называют подвесками.

В. Итак, какая же решетка получила наибольшее распространение?

От. Треугольная решетка (рис. 8.2, а). У нее оптимальный угол $\alpha = 45^\circ$, т. е. $h = d$. Обычно $\alpha = 40...50^\circ$. При такой решетке наименьшее количество стержней и узлов, а значит ферма весьма технологична в изготовлении. Недостаток — редкое расположение узлов, при высоте около 3 м $2d = 6$ м, а между тем, большинство кровельных панелей имеют ширину 3 м или даже 1,5 м, отсюда необходимость в решетке с дополнительными стойками и даже подвесками (рис. 8.2, в, г).

Немаловажное значение имеет вопрос о выборе направления опорного раскоса. Определенные преимущества при нисходящих раскосах (рис. 8.2, б): они растянуты — меньше требуют металла. Центр тяжести фермы лежит ниже ее линии опирания, значит ферма

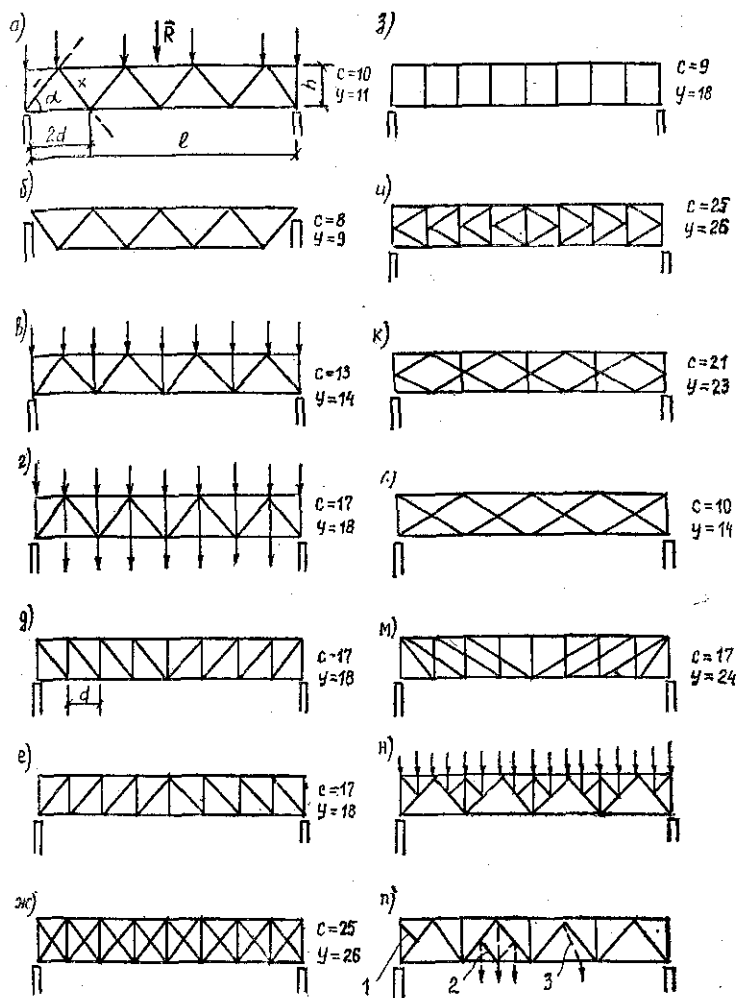


Рис. 8.2. Типы решеток ферм

а — треугольная; б — то же, с опорным нисходящим раскосом; в — то же, с дополнительными стойками; г — и подвесками; д — раскосная с нисходящими раскосами; е — то же, с восходящими раскосами; ж — крестовая; з — безраскосная; и — полураскосная; к — ромбическая; л — то же, без стоек; м — двойная раскосная; н — треугольная с шпренгелями; п — то же: 1 — распорка; 2 — шпренгель; 3 — наклонная подвеска

более устойчива на монтаже — собственный вес создает удерживающий момент. Недостаток — удлиняется колонна, но она все равно необходима для крепления стеновых панелей.

Далее следуют раскосные решетки. У них выгоден $\alpha=35^\circ$ и, следовательно, $d=1,4h$. Обычно $\alpha=30\ldots40^\circ$. В металлических фермах выгодны нисходящие раскосы, поскольку они растянуты, а сжаты более короткие элементы — стойки.

Фермы с крестовой решеткой (рис. 8.2, ж) замечательны тем, что они одинаково работают при смене направления нагрузки на противоположное. Меняются в раскосах лишь знаки усилий. Эти фермы весьма жестки, поэтому применяются в качестве связевых или работающих на ветровые нагрузки. Недостаток — трудоемкость изготовления из-за увеличенного числа стержней и узлов.

Особое положение занимает безраскосная ферма (рис. 8.2, з). В такой ферме большие окна для размещения различных коммуникаций, они исключительно технологичны из-за малого количества да еще однотипных элементов — стоек. Недостаток — в связи с отсутствием раскосов поперечные силы воспринимаются поясами, побуждая их и стойки работать на изгиб, кроме продольных сил. По существу — это не ферма, а многоячейковая жесткая рама. Исследования показывают, что по расходу металла они могут соперничать с обычными фермами при небольших пролетах — $12\ldots24$ м.

В. Какие решетки применять при сравнительно небольших по сравнению с высотой панелей?

От. Это полураскосные и ромбические решетки (рис. 8.2, и, к, л). У них угол наклона полураскоса к поясу приближенно в 1,5 раза меньше, чем если в этой ячейке установить обычный раскос. Например, если последний равен 60° , то у полураскоса почти 40° . Однако решетки типа 8.2, и, к весьма трудоемки. Одно из возможных решений в такой ситуации — это по существу двойная система решетки (рис. 8.2, м), теперь уже крайне редко применяемая.

В. Как выйти из положения, если сосредоточенные силы (например, прогоны или ребра панелей) приложены очень часто?

От. Чтобы предотвратить местный изгиб пояса в местах приложения сосредоточенной силы, нужно создать узел и установить как бы распределительную систему для передачи этого усилия на основные узлы. Такие элементы называют шпренгелями (рис. 8.2, н, п—2). Шпренгель может быть и в виде наклонной подвески (рис. 8.2, п—3). Наконец, шпренгельные элементы — распорки применяют для уменьшения расчетной длины

сжатых стержней, например опорных раскосов (рис. 8.2, п—1). Шпренгелевые решетки ведут к повышению трудозатрат на изготовление, но в некоторых случаях они обеспечивают экономию металла.

8.3. Расчет ферм

8.3.1. Действительная работа ферм

В. Какова картина действительной работы фермы?

От. Выше шла речь о том, что в целях упрощения расчета фермы представляются как шарнирные системы. В действительности, никаких шарниров в узлах нет, напротив, у большинства старых ферм стержни соединяются с помощью жесткой вставки — фасонки. Следовательно, ферма ничто иное как многоячеековая жесткая рама с весьма большой степенью статической неопределимости. В стержнях возникают продольные и поперечные силы, изгибающие моменты даже в том случае, если нагрузка приложена строго в центры узлов. В стержнях в связи с этим возникают нормальные осевые напряжения σ_0 и изгибные σ_n . И вот что было обнаружено в результате многочисленных экспериментов: σ_n составляет всего 0,1...0,2 от σ_0 , а σ_0 фактически, как правило, меньше на 10...20%, чем σ_0 теоретические, вычисленные по шарнирной схеме. Это и позволяет вполне оправданно использовать шарнирную схему.

В. Во всех ли фермах наблюдается такая закономерность?

От. Это зависит прежде всего от соотношения ряда параметров ферм.

Во-первых, $h_f/d = 1/15...1/10$ (h_f — высота сечения пояса, d — размер панели): если h_f/d менее 1/15, то резко падает жесткость стержней поясов в плоскости фермы, компенсировать это можно ценой увеличения площади сечения. При h_f/d более 1/10 ферма все больше приближается к жесткой раме, растет доля σ_n .

Во-вторых, $h/l \geq 1/12...1/14$, ибо чем меньше высота фермы, увеличивается h_f/h до 1/5...1/7, ферма вырождается в составную балку из двух поясов, связанных упругими связями сдвига — решеткой. У последней свои закономерности напряженного состояния.

В. Как развиваются пластические деформации в стержнях ферм?

От. Пластические деформации в стержнях начинают

развиваться в сечениях у граней фасонок. Именно здесь наибольшие изгибающие моменты, если нет внеузловых сил. По мере распространения пластичности в глубь сечения ферма постепенно будет приближаться к шарнирной схеме с той лишь разницей, что образуются шарниры пластичности. Кроме того, начнут расти прогибы фермы.

В. Как выглядит фактическое предельное состояние фермы?

От. Здесь нужно различать, какой из стержней первым исчерпал несущую способность — растянутый или сжатый. Если в растянутом стержне поясов или раскосов развились пластические деформации (наступило первое предельное состояние I Б — рис. 3.1), то при дальнейшем нагружении фермы будет происходить перераспределение усилий и можно ожидать, что вскоре к предельному состоянию подойдет следующий стержень. Ускорится рост прогибов, тем не менее обрушения фермы еще не наступит.

Иначе складывается ситуация, если первым выйдет из строя сжатый стержень. Он потеряет устойчивость в плоскости или из плоскости фермы. Ферма, если ее считать шарнирной, превращается в механизм. Особенно опасно, когда теряет устойчивость такой важный стержень, как элемент пояса или опорный раскос. После этого практически всегда следует обрушение.

Вот почему предельное состояние хотя бы одного стержня статически определимой фермы можно отождествить с предельным состоянием всей фермы.

В. А в статически неопределимой ферме картина какая?

От. Бытует мнение, что статически неопределимые фермы имеют большие запасы, связанные с самой схемой фермы. Если имеется « n » лишних стержней, то ферма не перейдет в предельное состояние до момента исчерпания несущей способности « $n+1$ » стержня. Теоретически это так. Но необходимо иметь в виду, что при проектировании любых ферм, в том числе и статически неопределимых, по крайней мере в нескольких стержнях остаются одинаковые запасы. Поэтому после достижения предельного состояния, хотя бы у первого стержня, лавинообразно наступает предельное состояние у остальных. Нужно учитывать также и то, что потеря устойчивости каким-либо сжатым стержнем или развитие пластических деформаций у растянутого

стержня сейчас же вызывает снижение степени закрепления примыкающих стержней, они свободнее поворачиваются и, следовательно, оказывают интенсивное влияние на остальные примыкающие стержни, приближая их к предельному состоянию.

Итак, можно сделать вывод, что в реальных статически неопределимых фермах, как и в статически определимых, выход из строя первого же стержня может привести к обрушению всей фермы.

В. Какие же особенности в работе ферм?

От. У ферм в подавляющем большинстве случаев жесткость в плоскости в десятки, если не в сотни раз больше, чем жесткость из плоскости. Поэтому на всех этапах — транспортировки, монтажа, работы в проектном положении необходимо удерживать фермы от выхода (потери устойчивости) из плоскости. Это достигается постановкой связей (связевых ферм) в плоскости сжатых поясов как в покрытиях, так и в башнях (рис. 8.3). Таким образом, создается пространственная система, состоящая из двух ферм, горизонтальных связей в уровне верхних поясов и вертикальных связей в нескольких местах, прежде всего на опорах. Остальные фермы с помощью прогонов как бы подвязываются к этому блоку. При монтаже используются расчалки.

8.3.2. Расчетные длины стержней.

Статический расчет

В. Как определить расчетные длины стержней ферм?

От. В стержнях ферм расчетные длины определяются по формуле (6.9) с учетом размещения примыкаю-

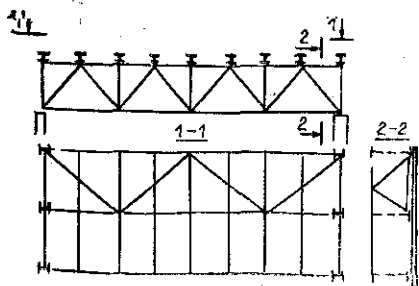


Рис. 8.3. Обеспечение устойчивости ферм из плоскости

1-1 — горизонтальная связевая ферма;
2-2 — вертикальная связь

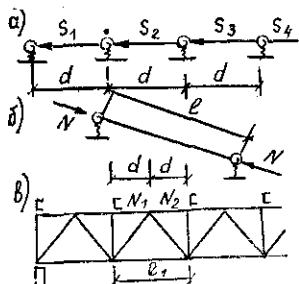


Рис. 8.4. Расчетные схемы стержней ферм

а — пояс; б — раскос (стойка);
в — пояс из плоскости

щих конструкций (рис. 6.3). Сжатый пояс представляет собой неразрезной многопролетный стержень на упругих опорах (поддерживающая решетка) и с упругим защемлением в узлах (рис. 8.4, а). При этом степень защемления сравнительно невелика, ибо повороту интенсивно будет сопротивляться только растянутый раскос. Расчетная длина может быть точно определена в результате расчетов на устойчивость такой системы при известных характеристиках упругих опор и защемлений.

Но решать каждый раз такие задачи, тем более приближенно, поскольку точно не известны эти характеристики, явно не рационально. Поэтому условно принимается наличие шарниров в узлах и тогда $l_{ef. x} = d$ или $\mu_x = 1$. В сжатых стержнях решетки в плоскости фермы расчетная схема представлена на рис. 8.4, б. Поскольку эффективность защемления выше, чем у поясов, $l_{ef. x} = 0,8l$ при $\mu = 0,8$. В фермах из одиночных уголков, или если элементы решетки прикрепляются впритык к поясам без фасонки, $\mu = 0,9$.

В. Как определяется расчетная длина стержней из плоскости?

От. Расчетная длина из плоскости $l_{ef. y} = l_1$, где l_1 — расстояние между точками закрепления от смещения из плоскости (прогоны, если они опираются в узлы связевых ферм, ребра жестких плит, если они приварены к поясу или соединены болтами, и т. п.). Бывают случаи, когда из плоскости сжатый пояс закреплен так, что имеется несколько участков d с разными усилиями (рис. 8.4, в). Тогда

$$l_{ef. y} = \left[0,75 + 0,25 \left(\frac{\beta}{k-1} \right)^{2k-3} \right] l_1 \geq 0,5l_1,$$

где $\beta = \sum N_i / N_{\max}$, $0,5 \leq \beta \leq (k-1)$, k — число участков равной длины d . При $k=2$ $l_{ef. y} = (0,75 + 0,25 N_2 / N_{\max}) l_1$. В этих формулах $\sum N_i$ — сумма усилий на всех участках, кроме N_{\max} (N_1), N_2 — усилие на участке, примыкающем к участку с N_{\max} .

Целый ряд других стержней представлен в нормах.

В. Как осуществляется статический расчет ферм?

От. Как известно, методы расчета стержневых систем описаны в курсе строительной механики.

В настоящее время с помощью различных программ для ЭВМ можно рассчитать любые фермы как по шарнирной схеме, так и по жесткой. В статически неопре-

делимых фермах приходится задаваться жесткостями (EI и EA), причем производить перерасчет до тех пор, пока полученные соотношения между жесткостями не будут отличаться от принятых более, чем на 30%. В результате статического расчета определяется N в каждом стержне при шарнирной схеме; N , M — при жесткой, причем отдельно для каждого вида нагрузки. Затем определяются расчетные усилия по комбинациям нагрузок. В некоторых стержнях устанавливается максимальное усилие при растяжении и отдельно при сжатии. Если на ферму действуют подвижные нагрузки, то усилия определяются по линиям влияния.

В связи с успешным развитием раздела строительной механики, посвященного оптимальному проектированию, появилась возможность так определять жесткости стержней в статически неопределимых фермах, что при одновременном выполнении требований прочности и устойчивости стержней ферма будет иметь минимум массы металла или стоимости. Для решения таких задач используется линейное или нелинейное программирование, либо другие математические и поисковые методы оптимизации решений.

В. Как определить нагрузки, действующие на фермы?

От. Нагрузки, как правило, приложены в узлы фермы в виде сосредоточенных сил. Постоянные нагрузки от веса ограждения собираются с грузовой площади каждого узла. Если ограждение (настил) опирается непосредственно на пояс фермы, то нагрузка принимается как равномерно распределенная. Так же учитывают нагрузки от технологического оборудования.

8.4. Типы сечений стержней

В. Какова классификация сечений стержней ферм?

От. Деление на группы такое же, как и у сжатых колонн (см. п. 6.1): для легких и тяжелых ферм; прокатные и составные; открытые и замкнутые сплошные и сквозные (рис. 8.5).

Требования предъявляются те же.

Для каждого сечения важно знать хотя бы приближенное соотношение i_x/i_y , ибо тогда легко обеспечить условие равноустойчивости (6.16).

Так, для сечений (рис. 8.5, а, б, в) это соотношение соответственно равно 0,74; 1,31; 0,41, для симметричных замкнутых сечений оно равно 1,0.

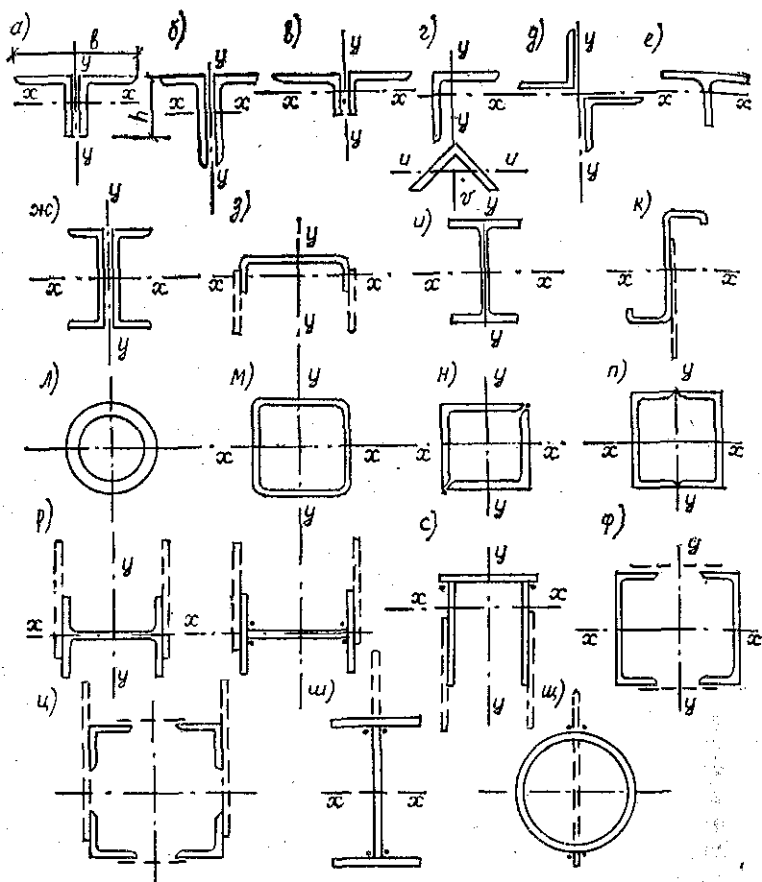


Рис. 8.5. Типы сечений стержней ферм

Легкие фермы а — из равнополочных уголков; б, в — из неравнополочных уголков; г — из одиночного уголка (фасонка сбоку или лодочкой); д — крестовое из равнополочных уголков; е — тавровое; ж — из двух швеллеров; з — из одного гнутого или прокатного швеллера (фасонки с двух сторон); и — двутавровое; к — Z-образное; л — из круглой трубы; м — из гнутосварной прямоугольной трубы; н, п — сварные прямоугольные трубы

Тяжелые фермы, двустенчатые сечения п — из двутавров; с — п-образное; ф — двойное швеллерное; ц — из четырех уголков (сквозное); ш — из сварного двутавра (одностенчатое); щ — из круглой трубы (одностенчатые)

В. Какие сечения получили наибольшее распространение?

От. Сечения из парных уголков. Такие фермы в течение многих десятилетий были основными. Вместе с тем они обладают серьезными недостатками. Во-первых,

каждый стержень состоит из двух деталей — уголков, кроме этого, уголки необходимо соединить между собой с помощью сухарей — небольших прокладок.

Во-вторых, в узлах соединение может осуществляться только с помощью фасонки. На фасонки уходит до 20% от общего расхода металла на стержни и до 25...30% затрат труда на изготовление.

В-третьих, в этом сечении образуется щель между уголками. Осмотр и окраска поверхностей уголков затруднены, в щелях скапливается пыль, а затем начинается интенсивный процесс коррозии.

По этим причинам сечение из парных уголков постепенно будет заменяться другими, более рациональными.

В. О каких сечениях в этом смысле идет речь?

От. Прежде всего о тавровых (рис. 8.5, е). Достоинством, помимо других, является возможность прикрепления элементов решетки из парных или одиночных уголков непосредственно к стенке тавров с помощью сварки (угловые швы или электрозаклепки) или высокопрочных болтов. В весьма легких фермах могут применяться сечения из одиночных уголков или Z-образных элементов (рис. 8.5, г, к). В фермах с внеузловой нагрузкой удобно применять для поясов сечения из швеллеров или двутавров, обладающих большой изгибной жесткостью — EI_x (рис. 8.5, ж, и). В тех случаях, когда необходимо создать значительную боковую жесткость EI_y , можно в поясах применять швеллерные сечения с двумя фасонками, хотя такая ферма относится к виду легких из-за сравнительно небольших усилий в стержнях.

В. Какие замкнутые сечения применяются в современных легких фермах?

От. Их три типа — круглые трубы (цельнотянутые или сварные), прямоугольные гнутосварные трубы и, наконец, сварные из двух прокатных уголков или швеллеров (рис. 8.5, л, м, н, п). Обладая всеми достоинствами замкнутых сечений (п. 2.4), для ферм, пожалуй, главное из них — возможность непосредственного сопряжения в узлах с помощью сварки без всяких дополнительных элементов. Соотношения между стоимостями этих трех видов труб — $(153...136) : (150...132) : (120...115)\%$, причем за 100% принята стоимость листа или уголков. Именно эти сечения позволяют создать фермы, характерные для сварных соединений.

В. Какие типы сечений применяются в тяжелых фермах?

От. Это характерные сечения с двумя плоскостями, в которых лежат фасонки.

В прокатных и составных двутаврах (рис. 8.5, *p*) отношение $i_x/i_y \approx 0,15 \dots 0,5$. Такие сечения могут применяться и в поясах, и элементах решетки, но в последних с большим запасом устойчивости из плоскости, чем в плоскости фермы.

В поясах ферм, работающих на открытом воздухе, удобно применять П-образные сечения (рис. 8.5, *c*). Сверху сечение закрыто от влаги и пыли. Недостаток такого сечения — его малая жесткость при кручении, тем более, что центр тяжести и центр кручения не совпадают.

Удобны сквозные сечения (рис. 8.5, *ф, ц*). Для сечений стержней тяжелых ферм характерно то, что их приходится развивать по мере роста усилий, например в поясах. При этом ширина сечения b_f не изменяется. В двутаврах площадь может увеличиваться за счет увеличения высоты h , а также толщины полков. В двойном швеллерном сечении развитие идет за счет повышения мощности швеллеров. Бывают тяжелые фермы и одностенчатые (рис. 8.5, *ш, ц*). Характерным признаком является мощность сечения, значительные площади и радиусы инерции.

8.5. Подбор сечений стержней

В. Имеются ли какие-то особенности при подборе сечений стержней ферм?

От. Нет, методики компоновки и подбора сечений та же, что и у других растянутых, сжатых и сжатых изогнутых стержней. Для тяжелых ферм обычно выбирается ширина сечения, одинаковая для всех стержней. Можно воспользоваться эмпирической формулой

$$b = l(0,8 - l/400),$$

где b — ширина, см; l — пролет, м.

Для пролетов 60...120 м $b = 400 \dots 600$ мм.

В. Как подбирается сечение растянутого стержня?

От. Требуемая площадь сечения подбирается по формуле

$$A_{тр} = N / (k_{осл} R_y \gamma_c), \quad (8.3)$$

где $k_{осл} = 0,8 \dots 0,85$ — коэффициент, учитывающий уменьшение площади за счет ослабления отверстиями для

болтов ($A_n = k_{осл} A$). Если отверстий нет, то $k_{осл} = 1$.

В стержнях, в которых допускается развитие пластических деформаций (кроме стали С590 и С590К), вместо R_y можно использовать R_u/γ_u .

По требуемой площади компонуется сечение. Необходимо, чтобы в поясах $h_f = (1/10...1/15)d$. После компоновки и определения геометрических характеристик сечения производится проверка прочности и гибкости ($[\lambda] = 400$, при динамических нагрузках $[\lambda] = 250$).

В. Как осуществляется подбор сечения сжатого стержня?

От. Алгоритм подбора сечения не отличается от того, что изложено в п. 6.3.2. Для поясов и опорных раскосов $\lambda_3 \approx 60...80$, для остальных стержней решетки $\lambda_3 \approx 100...120$. Надо добиваться того, чтобы $\varphi_{min} \leq k_{осл}$, иначе запас на устойчивость больше, чем запас на прочность. Осуществляются те же проверки.

Предельные гибкости для стержней сжатых поясов и опорных раскосов определяются по формуле (6.13), для других сжатых стержней — по (6.13').

В. Какие особенности в подборе сечений изогнуто-сжатых стержней?

От. В этом случае нужно пользоваться методикой подбора сечения для внецентренно-сжатых сплошных стержней (см. п. 7.3.2). Изгибающие моменты, возникающие от внеузлового приложения нагрузки, определяются точно, если расчет осуществляется на ЭВМ по соответствующим программам. Если же расчет ведется по шарнирной схеме, то $M_u = 0,8 M_0$, где M_0 — момент в поясе, определенный как для свободно опертой балки с пролетом d . Коэффициент 0,8 учитывает некоторое защемление стержня.

В. Из каких соображений устанавливается число типоразмеров сечений стержней фермы?

От. Результаты конструктивного расчета стержней ферм удобно оформить в виде таблицы (табл. 8.1). Таблица состоит из двух частей. Слева колонки, содержащие заданные параметры, справа все что связано с проверкой.

Теоретически наиболее экономичной была бы ферма, у которой каждый стержень имел бы свое сечение. Но такой подход не учитывает других условий создания конструкции, в частности, требований технологичности изготовления. Стержни были бы короткие, их пришлось бы стыковать в каждом узле. Необходимо было бы переналаживать станки на изготовление стержней с раз-

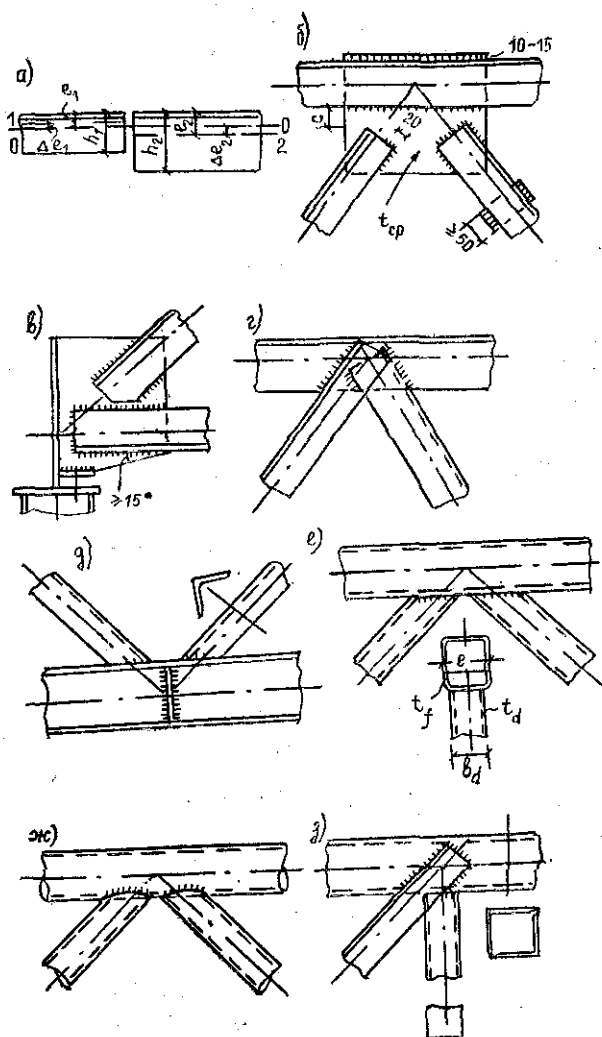


Рис. 8.6. Узлы легких ферм

а — центрирование стержней (1, 2 — оси п. т. стержней, 0 — геометрическая ось фермы); б — узел с фасонкой, стержни из парных уголков; в — то же, опорный узел; г — с поясами из тавров и решеткой из одиночных уголков; д — с поясами из двутавров; е — со стержнями из гнутосварных прямоугольных труб; ж — то же, из круглых труб; з — то же, из сварных прямоугольных труб

зникают лишь от жесткости сопряжений, как в рамных системах. Поэтому крайне желательно обеспечить центрирование стержней. Совершенно ясно, что абсолютное центрирование обеспечить невозможно в связи с ограничениями, диктуемыми требованиями технологии изготовления. В некоторых случаях надо сознательно идти на расцентровку, опираясь на соответствующие расчеты.

В. Как центрируются стержни ферм?

От. Прежде всего геометрические оси стержней в сварных фермах совмещаются с осями по центрам тяжести сечений. Для облегчения изготовления разрешается округлять последние до 5 мм.

При наличии болтовых соединений центрирование осуществляется по рискам, расположение которых определяется возможностью размещения гайки. При изменении сечений стержней часто возникает необходимость расцентровки, так как наружные полки сечений огибаются в одной плоскости (рис. 8.6, а). Обычно расстояние $e = 0,5(e_1 + e_2)$. Если расцентровка $\Delta e_1 (\Delta e_2) > 0,015 h_1 (h_2)$, то необходимо ее учитывать при проверках прочности и устойчивости.

8.6.2. Классификация узлов

В. Какова классификация узлов?

От. Узлы можно классифицировать по ряду признаков.

Во-первых, по наличию или отсутствию в них соединительных элементов-фасонок. Соответственно применяются узлы с фасонками и бесфасоночные узлы.

Во-вторых, по наличию или отсутствию примыкающих элементов — прогонов, связей и других.

В-третьих, заводские и монтажные. Последние отличаются полным разъемом примыкающих групп стержней.

В-четвертых, по наличию или отсутствию существенной расцентровки стержней.

Фасонка как соединительный элемент была порождена клепкой (или болтами). Без фасонки невозможно было объединить стержни в узле. Но фасонка несла с собой ряд недостатков.

1. На фасонки уходит до 18...22% металла.

2. Удельная трудоемкость изготовления фасонок вы-

ше, чем стержней, т. е. на их долю приходится 25...30% всех трудозатрат.

3. Из-за тяжелых условий работы фасонки, главным образом на изгиб, из плоскости при кантовке фермы в процессе изготовления и монтажа, возникновения значительных сварочных напряжений в них появляются трещины, особенно при низких температурах.

В первые десятилетия применения сварных соединений по существу не внесли изменения в конструкцию узла с фасонкой. И только по мере развития сварки появилась возможность непосредственного сопряжения стержней. Помимо исчезновения указанных недостатков, появляются дополнительные преимущества. Уменьшается в два, а иногда и больше раза объем сварки, увеличивается устойчивость стержней на монтаже за счет повышения жесткости на кручение и упругого опирания сжатого пояса из плоскости на раскосы и стойки и другие.

8.6.3. Узлы с фасонками

В. Какова конструкция узлов с фасонками?

От. Типичный узел с фасонкой и стержнями из парных уголков представлен на рис. 8.6, б. На геометрические оси фермы как бы «надевают» стержни. В узле, как уже указывалось, оси пересекаются в одной точке — центре узла. Чтобы не допускать образования трещин в фасонках, в зонах примыкания элементов решетки к поясу должно быть выбрано достаточное расстояние ($c \geq 6 t_f - 20$ мм), при котором не сковываются пластические деформации и резко снижены сварочные напряжения. Но в то же время стержень как-то должен быть защемлен из плоскости ($c \leq 80$ мм). В тех же целях между торцами стыкуемых элементов пояса, перекрываемых накладками, следует предусматривать зазор не менее 50 мм.

Далее наносятся габариты швов, определенные расчетом. Швы заводятся на торцы уголков на 20 мм, чтобы уменьшить концентрацию напряжений в конце шва. Пояса привариваются к фасонке на всем протяжении непрерывными швами. Габариты фасонки устанавливаются по концам швов.

В. Как выбирается очертание фасонки?

От. Желательно, чтобы фасонки были в виде прямоугольников либо трапеций. На ножницах или газом удобно отрезать полосу, а уже затем из нее нарезать

фасонки. Не допускаются вогнутые узлы в фасонках, т. е. углы более 180° . Толщина фасонки определяется из условия обеспечения прочности. Толщина в миллиметрах может быть найдена по формуле

$$t_{\phi} \geq 6 + (N - 250)^{2/3},$$

где N в кН — наибольшее усилие в стержне. Толщина выбирается с превышением по стандарту. Для фермы принимается одна толщина для всех фасонки, кроме опорных, которые могут быть на 2 мм толще.

Опорный узел отличается от других наличием опорного ребра (рис. 8.6, в). Угол α в фасонке с наклонными сторонами должен быть не менее 15° , чтобы обеспечить плавную передачу усилия. Для анкерных болтов в опорных узлах предусматриваются специальные столики.

В. Как объединяются парные уголки?

От. Для этого используются специальные прокладки («сухари»). Расстояние между «сухарями» в сжатых стержнях $40i_y$, в растянутых $80i_y$ (i_y — радиус инерции относительно оси «у», параллельной прокладке).

8.6.4. Бесфасоночные узлы

В. Какова конструкция узлов при стержнях с открытым сечением?

От. Характерные примеры узлов в фермах со стержнями, имеющими открытые сечения поясов — тавровые и двутавровые (рис. 8.6, г, д, е). В поясах из тавров решетка может быть выполнена и из одиночных уголков. Это позволяет прикреплять уголки на стенку тавра с двух сторон, что обеспечивает ряд преимуществ — применение одного уголка вместо двух, что снижает трудозатраты при изготовлении; обеспечивается центрация и другие.

В фермах с поясами из двутавров раскосы могут также выполняться из одиночных уголков, но расположенных «в лодочку» (рис. 8.6, д). Стенки двутавра в узлах желательно подкреплять ребрами, наклонными планками, обрезками швеллеров.

В. Каковы узлы при замкнутых стержнях?

От. В фермах со стержнями, имеющими замкнутые сечения, в узлах осуществляется довольно жесткое сопряжение. В фермах из круглых труб узел представляет собой пересечение нескольких цилиндрических оболочек (рис. 8.6, е), причем трубы по линиям касания сва-

риваются. Такой узел весьма трудоемок — в раскосах нужно осуществить фигурный рез на специальном газорезательном оборудовании. Раскос не обладает компенсационной способностью — если он длиннее или короче, а это всегда бывает даже в пределах допусков, что препятствует сборке. Передвинуть по оси его нельзя, нужно переносить и, следовательно, нарушить центрацию. Имеются и другие решения узлов.

В фермах со стержнями из гнутосварных прямоугольных труб ширина раскоса (стойки) должна быть близка к ширине пояса $b_a \leq b_f - 3(t_f + t_a)$, иначе может произойти продавливание внутренней грани трубы (рис. 8.6, ж). В узлах со стержнями, имеющими замкнутые сечения, иногда приходится допускать расцентровку, чтобы предотвратить двойной рез раскоса.

В узлах ферм с поясами из сварных прямоугольных труб при раскосной решетке растянутые раскосы удобно приваривать к боковым граням, а стойки из таких же труб — к внутренней грани пояса (рис. 8.6, з). Компенсационная способность раскоса большая, а у стойки осуществляется прямой рез, что значительно проще, чем косой.

Узлы с непосредственным примыканием стержней должны проверяться на прочность и устойчивость элементов сечений в пределах узла.

8.7. Узлы тяжелых ферм

8.7.1. Конструкция узлов

В. Какие особенности характерны для узлов тяжелых ферм?

От. Тяжелые фермы имеют высоту более 3,85 м (перевозочная высота), поэтому на монтаж их поставляют россыпью. Узлы, как правило, выполняют на парных фасонках и в очень тяжелых фермах на узловых вставках. Имеются примеры и бесфасоночных узлов.

В. Какова конструкция сварных узлов?

От. Фасонки располагаются в двух плоскостях. Очертания фасонки несколько более сложное, но две стороны должны быть параллельны (рис. 8.7, а). Для обеспечения равномерной передачи усилий, снижения концентрации напряжений применяются фигурные вставки (рис. 8.7, б). Так как узлы весьма сложны, то в ряде ферм их целиком выполняют на заводе, а монтажный стык на сварке переносят в стержень вблизи узла.

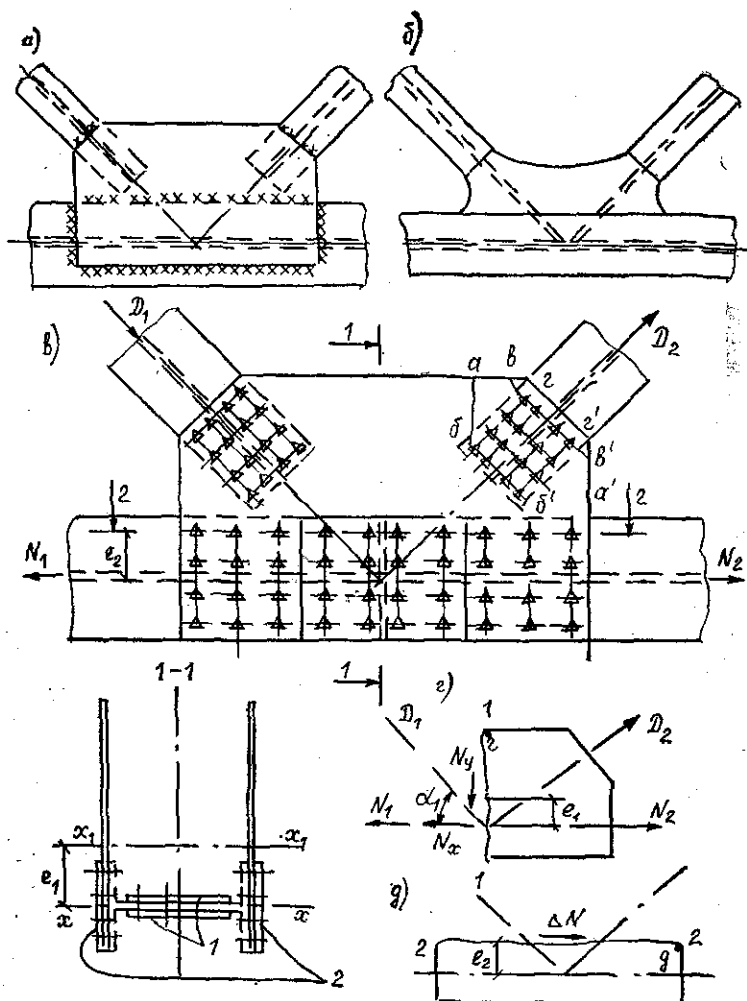


Рис. 8.7. Узлы тяжелых ферм

a — сварной на фанках; $б$ — сварной со вставками; $в$ — болтовой (монтажный) (1 — накладки на стенке; 2 — накладки на поясах); $г$ — расчетная схема фанки по сечению 1-1; $д$ — то же, по 2-2

В. Какие особенности имеют узлы на высокопрочных болтах?

От. Внешне они не отличаются от сварных узлов с учетом замены сварки на высокопрочные фрикционные болты. Если в узле осуществляется одновременно стык

пояса, то каждый его элемент перекрывается накладками с эквивалентной площадью (рис. 8.7, в).

8.7.2. Расчет узлов

В. Каков подход к расчету узлов?

От. Точный расчет узлов тяжелых ферм является весьма сложной задачей даже при использовании современных ЭВМ. В узле производится расчет на прочность. Так как размеры сечения стержней в пределах узла не изменяют, габариты фасонки определяются размещением швов или болтов, то единственный размер, который подлежит определению, — это толщина фасонки. В фасонках из-за концентрации напряжений сравнительно рано появляются пластические деформации, поэтому точный расчет можно выполнить методами, использующими теорию пластичности.

В основном это численные методы, базирующиеся либо на методе конечного элемента, либо на методе конечных разностей, включающие итерационные процедуры, связанные с переходом отдельных элементов (участков) в пластическое состояние. Такие расчеты весьма трудоемки, требуют больших затрат машинного времени, поэтому прибегают к упрощенному подходу. Узел рассматривают как континуальную систему, стержни отбрасывают, заменяя их воздействие сосредоточенными силами, а в нужных случаях и изгибающими моментами. Напряжения определяют методами сопротивления материалов.

В. Как рассчитать фасонку в зоне прикрепления раскоса?

От. Разрушение фасонки может произойти по нескольким площадкам, в частности по $abb'a'$ и $egbb'e'g'$ (рис. 8.7, в).

Записываются соответствующие условия прочности:

$$D_2 \leq (A_{n.ab} + A_{n.a'b'}) R_s \gamma_c + A_{n.bb'} R_y \gamma_c, \quad (8.4)$$

$$D_2 \leq 2A_{n.ge} R_s \gamma_c + (A_{n.b2} + A_{n.g'b'} + A_{n.bb'}) R_y \gamma_c. \quad (8.4')$$

Поскольку габариты фасонки определены после размещения болтов, из уравнений (8.4) и (8.4') определяют необходимые толщины фасонки.

В. Как произвести расчет фасонки на участках их примыкания к поясу?

От. Таких характерных сечений два — 1—1 и 2—2.

В сечении 1—1 действуют две силы N_x и N_y :

$$N_x = N_1 - D_1 \cos \alpha_1; \quad N_y = D_1 \sin \alpha_1.$$

Сила N_x направлена по оси стержня, центр тяжести сечения 1—1 (рис. 8.7, *г*) смещен на расстояние e_1 , следовательно, имеется эксцентричное приложение силы. Уравнение прочности для точки «г» в этом сечении будет

$$(N_x/A_{n.1-1} - N_x e_1 / W_{n.1-1}) / (R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (8.5)$$

$$N_y / (A_{n.2-2} R_s \gamma_c) \leq 1. \quad (8.5')$$

Если фасонка в точке «г» сжата, то нужно ее проверить на местную устойчивость.

В сечении 2—2 (рис. 8.7, *д*) действует усилие $\Delta N = N_1 - N_2$, которое приложено с эксцентриситетом e_2 и вызывает изгиб и срез фасонки.

Отсюда

$$\Delta N e_2 / (W_{xn.2-2} R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (8.6)$$

$$\Delta N / (A_{n.2-2} R_s \gamma_c) \leq 1. \quad (8.6')$$

Из найденных по условиям (8.4), (8.4'), (8.5), (8.5'), (8.6) и (8.6') толщин фасонки выбирается максимальная, округляется до целой с запасом в соответствии с ГОСТ на листовую сталь.

8.8. Особенности ферм из алюминиевых сплавов

В. Каковы основные особенности ферм из алюминиевых сплавов?

От. Они такие же, как в балках и в колоннах.

Из-за пониженного E приходится увеличивать высоту ферм, чтобы обеспечить жесткость. С другой стороны, из-за высокой стоимости сплавов следует обеспечить экономию и стремиться к оптимальным размерам, в частности высоты. Уместно применять жесткие неразрезные схемы, причем в зоне опор можно применять стальные стержни. В сжатых стержнях для обеспечения устойчивости выгодно применять замкнутые сечения, гнутые профили из тонкого листа.

Раздел III.

КАРКАСЫ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Глава 9. ОСНОВЫ КОМПОНОВКИ КАРКАСА

9.1. Функции и структура каркаса

В. Для чего служит каркас производственного здания?

От. Каркас выполняет две функции. Во-первых, он поддерживает ограждающие конструкции, которые изолируют определенный объем от влияния внешней среды: холода, жары, осадков, солнечной радиации, ветра. Благодаря этому создаются условия для нормальной работы людей и оборудования. Во-вторых, каркас поддерживает различное технологическое оборудование, прежде всего подъемно-транспортное (мостовые и подвесные краны, тельферы), а также трубопроводы и другие коммуникации, осветительную арматуру и т. п.

В. Какие требования предъявляются к каркасу?

От. Те же, что и к любым МК (п. 1.2). Каркас должен наилучшим образом обслуживать технологический процесс, который протекает в этом здании. Должны выполняться все технические требования (прочности, устойчивости, жесткости), требования долговечности, ремонтпригодности, экономичности.

Две функции каркаса находятся в определенном противоречии. Первую функцию каркас может выполнять без изменения своей первоначальной конструкции многие десятилетия при надлежащем уходе, т. е. защите от механических повреждений и коррозии. Физическая долговечность может составлять до 70—100 лет.

Вторая функция целиком зависит от скорости изменения технологического процесса. Научно-технический процесс ускоряет смену оборудования и технологий, поэтому часто каркас, удовлетворяющий первоначальную технологию, оказывается через 10—20 лет совершенно непригодным для новых технологий. Из-за этого требуется реконструкция, а иногда и полный снос каркаса.

В. Как же разрешить это противоречие?

От. По возможности разделить конструкции, предназначенные для выполнения первой функции (шатер,

шатровые колонны) и второй (подкрановые балки, подкрановые колонны). Перспективно увеличивать пролеты, длину зданий, шаг колонн, чтобы была свобода для обслуживания новых технологий.

В. Какие характеристики технологического процесса нужно учитывать при проектировании каркаса?

От. Их несколько.

1. Температурный режим (холодное здание, отапливаемое и горячее производство).

2. Агрессивность среды (по скорости коррозии незащищенного металла в мм/г.— неагрессивная до 0,01, слабая до 0,05, средняя до 0,1 и сильная свыше 0,1).

3. Характеристика режимов работы мостовых кранов от 1К до 8К, зависящая от числа подъемов груза и использования грузоподъемности. Принято использовать такие режимы — легкий, средний, тяжелый. Для подкрановых балок полезно знать ожидаемое число проходов крана (с грузом и без него) на данном участке в сутки. Для других видов подъемно-транспортного оборудования нужно знать их характеристики.

4. Характеристики прочего технологического оборудования, опирающегося на каркас либо воздействующего на него — нагрузки от этого оборудования, цикличность приложения нагрузок и т. п.

5. Взрывоопасность и пожароопасность.

В. Из каких элементов состоит классический каркас производственного здания?

От. Основной несущей конструкцией является поперечная рама, состоящая из колонн и ригеля (стропильного элемента) (рис. 9.1).

Каркас — это прежде всего набор плоских рам. На колоннах рам покоится система, состоящая из нескольких элементов, объединенных в своеобразную плиту — шатер. В состав шатра входят стропильные конструкции, в том числе иногда не входящие в состав поперечной рамы (промежуточные стропильные фермы), подстропильные конструкции, прогоны, системы связей в плоскости верхних и нижних поясов ригеля рамы, вертикальные связи, наконец, конструкции фонарей, если таковые имеются.

На колонны опираются подкрановые конструкции, состоящие из подкрановых балок или ферм, тормозных балок или ферм, наконец, связей, образующих в целом подкрановый брус.

В плоскости колонн размещаются вертикальные свя-

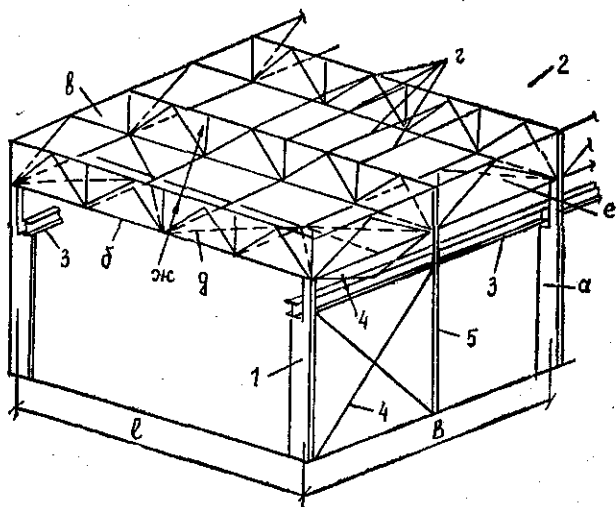


Рис. 9.1. Схема каркаса производственного здания

1 — поперечная рама; (а — колонна, б — ригель); 2 — шатер (а — подстропильная ферма, г — прогоны, д — поперечные связи по нижнему поясу, е — продольные связи по нижнему поясу, ж — промежуточная стропильная ферма); 3 — подкрановые конструкции; 4 — связи по колоннам; 5 — стойка фак-верка

зи. Для поддержания ограждающих конструкций стен в необходимых случаях создается дополнительный каркас — фахверк для продольных и торцевых стен. Он состоит из стоек и ригелей.

9.2. Понятие и принципы компоновки

В. Что такое компоновка?

От. Компоновка есть процесс создания схемы каркаса с установлением и взаимоувязыванием основных размеров его элементов, выбором их сечений, эскизной проработкой узлов и сопряжений с учетом всех требований, предъявляемых к каркасу.

В. Какие требования предъявляются к каркасу при его компоновке?

От. Таких требований несколько.

1. Каркас должен быть неизменяемым в любом направлении. Допустимы только малые, в основном упругие, в некоторых случаях незначительные пластические деформации. Для этого нужно образовать ряд дисков,

Характерный пример — поперечная рама. Нужно четко представлять себе, как каждый узел каркаса «держится за землю (основание)», не допуская свободы перемещения узлов более чем на величину деформации. Нельзя допустить, чтобы хотя бы в каком-то направлении каркас имел свойства механизма и у него могли возникать теоретически бесконечные деформации, чтобы появилась возможность потери устойчивости положения. Это относится и к периоду монтажа каркаса.

2. При компоновке должна быть обеспечена устойчивость формы сжатых стержней прежде всего уменьшением их расчетной длины. Нужно стремиться к тому, чтобы сжатые стержни были более нагружены и имели меньшую геометрическую длину.

3. Необходимо обеспечить нужную жесткость, с тем чтобы деформации рамы и других элементов были не больше предельных. Жесткость EI главным образом зависит от высоты сечения элемента или расстояния между центрами тяжести поясов ν , а при компоновке выбираются размеры, в частности высота. В некоторых учебниках термин «жесткость» употребляется в смысле неизменяемости, хотя это разные понятия.

4. Необходимо по возможности обеспечить кратчайший путь силы от места ее приложения до фундамента, а затем основания. Все нагрузки, где бы они не были приложены, растекаются по элементам каркаса и попадают на основание. Чем короче путь сил, тем меньше требуется металла. В процессе компоновки полезно проследивать путь всех нагрузок до основания.

5. Обеспечить ясную статическую схему работы каркаса и его отдельных элементов. В случае применения новых несущих систем должны быть проведены соответствующие теоретические и экспериментальные исследования.

6. Обеспечить наиболее рациональное распределение и использование металла. Стремиться концентрировать металл в меньшем числе элементов (принцип концентрации). Благодаря этому снижаются дополнительные расходы металла на обеспечение устойчивости и жесткости, а также затраты труда на монтаже. Не допускать по возможности работу на изгиб при растяжении и особенно сжатии.

7. По возможности совмещать в одном элементе разные функции (принцип совмещения функций). Например, включать в работу несущих конструкций ограж-

дающие конструкции или создавать симбиоз: подкраново-подстропильные конструкции и т. п.

8. Обеспечить эффект пространственной работы и за счет этого резервирование несущей способности, в первую очередь поперечных рам. Не во всех случаях можно удовлетворить все требования, но неизменяемость, устойчивость и жесткость должны быть обеспечены в любом случае.

В. Какова последовательность компоновки каркаса?
От. Компоновка состоит из нескольких этапов.

1. Устанавливаются габариты (генеральные размеры) производственного здания.

2. Устанавливаются места размещения температурных и деформационных швов.

3. Устанавливается шаг поперечных рам.

4. Выбирается тип поперечной рамы, ее габариты.

5. Компонуется шатер с учетом типа кровельных конструкций.

6. Размещаются системы связей в пределах шатра, включая фонари, если таковые имеются в покрытии.

7. Выбираются подкрановые конструкции с их габаритами.

8. Устанавливаются связи по колоннам.

9. Выбирается фахверк продольных, если надо и торцевых стен. Такая последовательность не является строго обязательной, но каждый этап органически связан с соседними. Иногда приходится возвращаться к пройденным этапам для их корректировки.

На каждом этапе необходимо эскизно проработать основные узлы элементов и особенно их сопряжения.

9.3. Выбор генеральных размеров каркаса

В. Какие размеры в каркасе считаются генеральными?

От. Три размера — пролет, высота (до отметки головки подкранового рельса и до низа стропильной конструкции) и длина здания. Все они прежде всего зависят от предназначения каркаса — того технологического процесса, который протекает в здании.

В. Как выбирается пролет здания?

От. Пролет здания, как и другие генеральные размеры, выбирается на основе технологического задания, в котором даются расположение и габариты производ-

ственного оборудования, направление грузопотоков, число кранов, их грузоподъемность и другая информация.

Итак, первый размер пролета определяется технологией. Если технология не ограничивает пролет или устанавливает достаточно свободные границы, то для выбора его размера принимаются во внимание экономические факторы — расход и стоимость металла элементов поперечных рам, затраты на их изготовление, транспортировку, монтаж и эксплуатацию конструкций.

Расход металла на поперечную раму зависит от действующих на нее нагрузок. Так, подвесные краны утяжеляют стропильные конструкции, а мостовые краны — колонны рамы. Поэтому возможно теоретически определить оптимальный по расходу металла пролет здания. Однако это привело бы к большому разнообразию габаритов конструкций и в итоге — к удорожанию их изготовления и монтажа. Задача снижения трудоемкости и стоимости изготовления и монтажа требует сокращения числа типоразмеров металлоконструкций, т. е. их унификации. Оптимальное решение, учитывающее одновременно стоимость металла, изготовления и монтажа, дает типизация, использование типовых конструкций.

В. Как учитывается требование типизации при выборе пролета?

От. Основной предпосылкой типизации является принцип модульности, т. е. кратности размеров элементов здания и пролета, в том числе определенному размеру, называемому модулем. Для строительных конструкций установлен основной модуль, равный 10 см. В производственных зданиях используют укрупненные модули 3 и 6 м. В связи с этим пролеты проектируют 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30, 33, 36 м и более.

В. Как выбирается длина здания и шаг рам?

От. Длина производственного здания и шаг рам (колонн) выбирается с учетом требований технологического процесса, перспектив его изменения (увеличение габаритов рабочих агрегатов, изменение направления грузопотоков, перепрофилирование производства), а также с учетом принципов экономичности и модульности.

Шаг колонн существенно влияет на массу основных продольных конструкций каркаса (подкрановых балок, прогонов, подстропильных ферм), в меньшей степени сказывается на массе ригелей и колонн. Математически

решается задача оптимального шага колонн, исходя из минимума стоимости конструкций. При этом в многопролетных зданиях каждый ряд колонн может иметь свой оптимальный шаг.

Исходя из требований типизации и унификации в одноэтажных производственных зданиях, для наружных колонн поперечных рам — шаг 6, 12 м, для внутренних колонн многопролетных зданий — 6, 12, 18 и более метров (рис. 9.2, а, б). Вопрос о назначении шага колонн

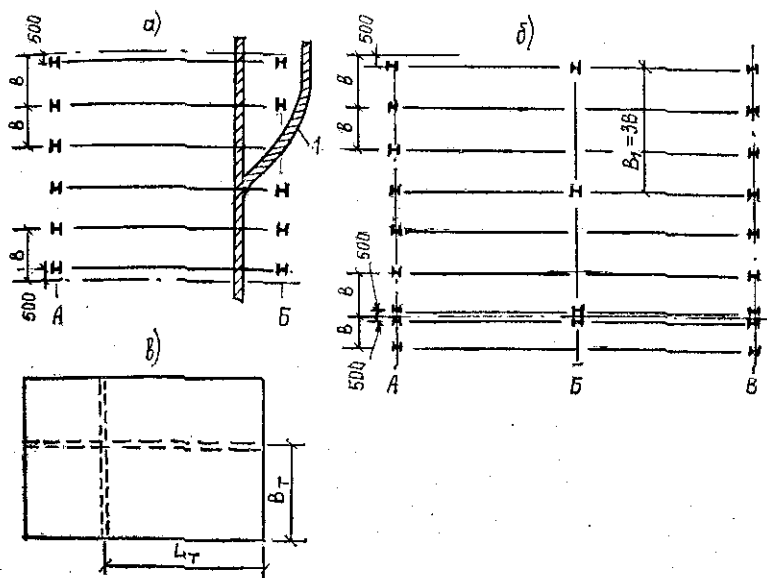


Рис. 9.2. Размещение поперечных рам в плане

а — дискретное изменение шага рам (1 — железная дорога); б — различие шагов колонн по разным рядам; в — температурные швы

в каждом конкретном случае решается после сравнения вариантов. В многопролетных зданиях шаг внутренних колонн по технологическим требованиям, например, передача продукции из пролета в пролет, часто принимается большим, чем шаг наружных колонн. У торцов здания колонны обычно смещаются с модульной сетки на 500 мм (рис. 9.2, а, б) для удобства оформления углов здания стандартными ограждающими панелями, имеющими модульные размеры 6 или 12 м. Однако это приводит к уменьшению длины продольных элементов каркаса, т. е. к увеличению типоразмеров конструкций.

В. Как выбирается полная высота здания?

От. На выбор полной высоты здания влияет ряд факторов: технологический (учет высоты и расположения технологического оборудования, высота подъема груза при его транспортировке краном), экономический (стоимость металла, изготовления и монтажа конструкций, расходы на отопление и вентиляцию). Также предполагается учет модульности полезной высоты здания. Полезная высота — расстояние от уровня чистого пола до низа стропильных конструкций шатра — должна быть кратна модулю 0,6 м. Это требование связано с высотой типовых ограждающих конструкций (стенowych панелей, оконных проемов). Полная высота здания состоит из полезной и высоты стропильных конструкций, которая в свою очередь унифицирована.

В. Где и по каким соображениям устанавливаются температурные и деформационные швы?

От. Если здание имеет значительные размеры в плане, то в элементах каркаса могут возникать большие дополнительные напряжения от изменения температуры. В необходимых случаях здание разрезают на отдельные отсеки поперечными и продольными температурными швами. Нормами проектирования установлены предельные размеры температурных отсеков в зависимости от климатического района строительства и характеристик здания (отапливаемое, неотапливаемое, горячее производство), при которых влияние температурных воздействий можно не учитывать. Так, по рис. 9.2, в соответствии $L_T = 350(300; 230)$ до $160(140; 110)$ м при $T = +5$ до -50°C , $B_T = 230(180; 140)$ до $110(90; 75)$ м. Кроме того, при колоннах с высотой подкрановой части более 12 м эти отсеки могут быть увеличены. Различают поперечные и продольные температурные швы. Если длина здания превышает предельный размер температурного отсека, то оно разрезается поперечным швом. Поперечный температурный шов устраивается установкой двух не связанных между собой поперечных рам, смещенных с разбивочной оси на 500 мм в каждую сторону (рис. 9.2, б). Продольные швы расчленяют на температурные отсеки многопролетные здания. При этом поперечные рамы разбиваются на две или более самостоятельные части установкой дополнительных колонн (рис. 9.2, б).

При строительстве в сейсмически активных районах в каркасе здания необходимо предусматривать дефор-

мационные швы, устройство которых аналогично температурным. Кроме того, деформационные швы устанавливают в тех случаях, когда основание под зданием сложено из разных грунтов с разными деформационными характеристиками.

9.4. Типы поперечных рам, их выбор и размеры

В. Какие типы поперечных рам применяются в каркасах?

От. Типы рам весьма разнообразны и зависят от особенностей технологического процесса (рис. 9.3). Рамы в основном одноэтажные различаются статической схемой, числом пролетов, соотношением высот. В современных зданиях наиболее распространены рамы со свободным опиранием ригеля на колонны как при подвесном транспорте, так и при наличии мостовых кранов (рис. 9.3, а). Колонны жестко сопряжены с фундаментами, благодаря чему обеспечивается неизменяемость.

Многие годы применялись каркасы с жестким сопряжением колонн и ригелей (рис. 9.3, б). В редких случаях применяются двухшарнирные рамы со свободным

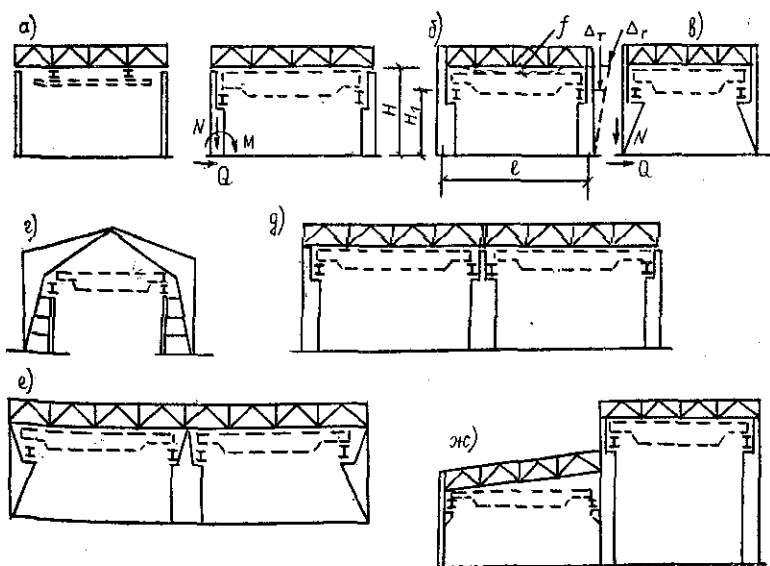


Рис. 9.3. Схемы поперечных рам

опиранием колонн на фундаменты (рис. 9.3, в). В легких каркасах находят применение трехшарнирные рамы, причем для кранов устраивают отдельные стойки для восприятия вертикальных нагрузок (рис. 9.3, г). В многопролетных зданиях применяются аналогичные схемы, например со свободным опиранием ригелей (рис. 9.3, д). В схеме (рис. 9.3, е) защемляется только средняя колонна, которая и обеспечивает неизменяемость всей рамы. Рамы с разной высотой практически повторяют те же статические схемы (рис. 9.3, ж).

В. По каким признакам выбирается поперечная рама?

От. Рамы отличаются друг от друга рядом характерных признаков.

1. По расходу металла. Так как элементы рам работают в основном на внецентренное сжатие (M и N), а N меньше зависит от схемы рамы при прочих одинаковых условиях, то менее металлоемки рамы, у которых меньше M . Известно, что чем больше степень статической неопределимости, тем меньше M . Отсюда вывод, что наименее металлоемки жесткие схемы (рис. 9.3, б).

2. По деформативности. О ней судят по отношениям f/l и Δ_0/H , (Δ_0/H) (рис. 9.3, б). Очевидно, что чем больше степень статической неопределимости, тем менее деформативна рама.

3. По величине дополнительных напряжений от изменений температуры и неравномерных осадок оснований. В этом случае преимущества за статически определенными схемами либо с одной степенью неопределимости (рис. 9.3, а).

4. По воздействию на фундаменты. При шарнирном опирании отсутствует M , облегчаются фундаменты, меньше деформации оснований.

5. По трудозатратам при изготовлении. Базы с жестким креплением к фундаментам несколько более металлоемки и трудоемки, чем шарнирные.

6. По трудозатратам на монтаже. Проще монтировать колонны с защемлением в фундаментах и свободно опертые ригели. Колонны в большинстве случаев обходятся без расчалок, скорость монтажа увеличивается.

Взвешивая достоинства и недостатки разных схем можно заметить, что в обычных условиях удобно применять схемы (рис. 9.3, а, д, ж). В цехах с мощными кранами и режимом 7К, 8К при малодеформируемых основаниях рационально применять жесткие схемы

19.3, 6, ж). При слабых основаниях рационально применять схемы с шарнирным опиранием на фундаменты.

В. Как взаимосвязывают размеры по пролету рамы?

От. Размеры поперечной рамы по горизонтали (по пролету) привязывают к продольным осям здания. Вначале выбирается привязка наружной грани колонны b_0 (рис. 9.4). В соответствии с требованием унификации этот размер должен быть кратным 250 мм. Для очень высоких зданий с кранами грузоподъемностью свыше 80 т, а также, если в верхней части колонны устраивается проем для прохода, для безопасного обслуживания подкрановых путей, $b_0 = 500$ мм. В зданиях без мостовых кранов и в невысоких зданиях с кранами грузоподъемностью до 30 т $b_0 = 0$, в остальных случаях $b_0 = 250$ мм. Высота сечения верхней части колонны назначается из условия ее жесткости и не превышения предельной гибкости в плоскости рамы.

Чтобы мостовой кран при движении вдоль здания не задевал колонны, расстояние от оси подкрановой балки до привязки

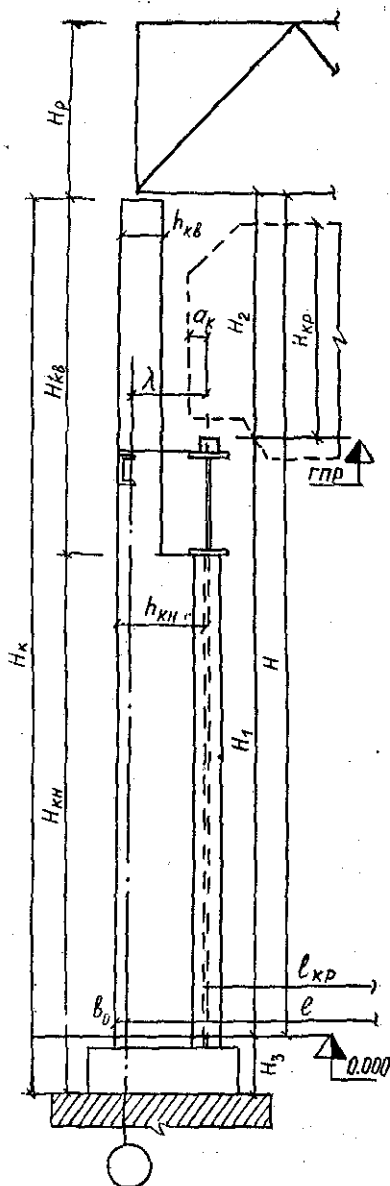


Рис. 9.4. К выбору размеров поперечной рамы

зочной оси колонны (размер λ) должно быть не менее

$$\lambda \geq a_k + (h_{кв} - b_0) + f_1, \quad (9.1)$$

где a_k — часть мостового крана (хвостовик), выступающая за ось рельса, принимается по нормам на краны; $f_1 = 60 \dots 75$ мм — зазор безопасности между краном и колонной.

Так как пролеты мостовых кранов имеют модуль 500 мм, то размер λ должен быть кратен 250 мм: $\lambda = 750, 1000, 1250$ мм и более.

Ось подкрановой балки обычно совмещается с осью подкрановой ветви колонны и тогда

$$h_{кн} \geq \lambda + b_0. \quad (9.2)$$

В то же время, исходя из условия обеспечения необходимой поперечной жесткости здания и непревышения предельной гибкости, запишем $h_{кн} \geq (1/15 \dots 1/24)H$. Пролет здания l и пролет крана $l_{кр}$ связаны зависимостью

$$l = l_{кр} + 2\lambda. \quad (9.3)$$

Горизонтальные размеры многопролетных рам определяются аналогично в средних колоннах.

В. Как увязать между собой размеры по высоте рамы?

От. Исходя из технологических условий производства, предварительно задается расстояние от уровня пола до верха головки кранового рельса H_1 (рис. 9.4). Полезная высота цеха H определяется как сумма H_1 , и расстояния от кранового рельса до низа ригеля H_2 .

Размер H_2 зависит от вертикального габарита мостового крана:

$$H_2 = H_{кр} + f + a, \quad (9.4)$$

где $H_{кр}$ — габаритный размер от головки рельса до верха крановой тележки, определяется по нормам на мостовые краны; $a = 100$ мм — зазор безопасности — расстояние между верхней точкой тележки крана и низом конструкции шатра; f — размер, учитывающий прогиб ригеля при пролете здания $l = 24 \dots 36$ м, $f = 200 \dots 400$ мм. Размер $H = H_1 + H_2$ в соответствии с требованием унификации должен быть кратным ширине стандартных стеновых панелей 1,2 м (при $H \leq 10,8$ м) или 1,8 м (при $H > 10,8$ м). При необходимости можно увеличить размер H_1 , оставив H_2 минимальным.

Далее устанавливают размеры колонны. Длина верхней части колонны

$$H_{кв} = H_2 + h_{пб} + h_p,$$

где $h_{пб}$ — высота подкрановой балки, которая предварительно принимается как 1/8...1/10 от пролета балки (шаг поперечных рам); h_p — высота кранового рельса; предварительно $h_p = 100...140$ мм.

Длина нижней части колонны

$$H_{кн} = H - H_{кв} + H_3, \quad (9.6)$$

где $H_3 = 600...1000$ мм — расстояние для заглубления базы колонны. Размер H_p зависит от принятой конструкции ригеля и равен его высоте на опоре.

Следует отметить, что компоновка вертикальных размеров многопролетного здания выполняется аналогично. В зданиях с перепадами по высоте каждый пролет компоновется отдельно. Если в многопролетном здании постоянной высоты есть краны с разной грузоподъемностью, то размер H принимается по наибольшему крану.

9.5. Компоновочные схемы шатра

В. Какие компоновочные схемы применяются в шатрах производственных зданий?

От. Таких схем несколько (рис. 9.5). На компоновку шатра влияют такие факторы, как величина шага колонн и ригелей, наличие коммуникаций и подвешного транспорта, вид кровельных конструкций, метод монтажа.

Простейшая схема — беспрогонная (рис. 9.5, а). При этом варианте на стропильные конструкции укладывают крупноразмерные каркасные плиты шириной 1,5...3 м, совмещающие несущие и ограждающие функции (ж. б. панели, панели с профнастилом и ребрами из гнутых швеллеров и другие). Шаг ферм (и колонн) связан с возможным пролетом плит. В настоящее время это 6...12 м, имеется тенденция к увеличению шага до 15...18 м. При прогонном решении (рис. 9.5, б) на стропильные конструкции опираются прогоны с шагом 1,5...3 м, на которые укладывают конструкции кровли: стальной профилированный, плоский настил либо мелкогабаритные армоцементные плиты. Возможны случаи, когда по условиям технологии требуется большой шаг

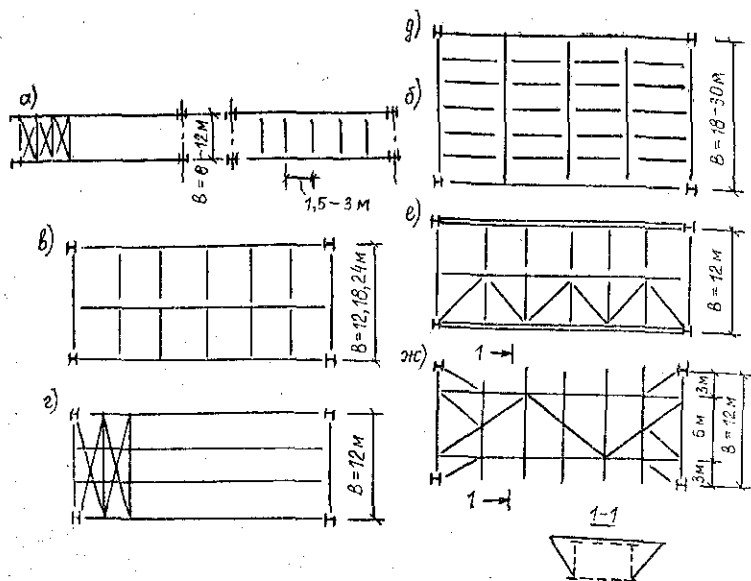


Рис. 9.5. Компонентные схемы шатра

поперечных рам — 12, 18 м и более. При этом на колонны в продольном направлении здания опирают подстропильные конструкции, а на них с шагом 4...6 м — стропильные (рис. 9.5, в). При шаге стропильных конструкций 4...6 м применима еще одна компоновочная схема шатра — непосредственно на верхние пояса ригелей опирается стальной профилированный настил (рис. 9.5, г). В зданиях с большими шагами колонн 18 и более метров иногда применяют сложные схемы, состоящие из основных продольных прогонов (ферм или балок) и второстепенных прогонов (рис. 9.5, д).

Вышеприведенные схемы пригодны только для элементарного монтажа. Появление конвейерно-блочного способа монтажа породило новые схемы. Стропильные фермы на колоннах образуются из двух половинок. На монтаж подаются блоки со стропильными, подстропильными фермами, прогонами и связями (рис. 9.5, е). Недостаток этого решения в том, что наверху нужно объединять стропильные фермы в единое целое. Более удобна схема со сдвинутыми от оси колонн стропильными фермами (рис. 9.5, ж). В этом случае классической поперечной рамы нет, ригель состоит из двух

стропильных ферм, связанных с колоннами с помощью распорок.

В. Какие схемы фонарей применяются в шатре?

От. Фонари в основном бывают продольные, но в некоторых случаях применяются и поперечные. Фонарная надстройка опирается на ригели рам (стропильные фермы) и состоит из стоек и раскосов (рис. 9.6, а, б). Удобно выполнять фонарь из целого элемента с боковыми стойками, которые при транспортировке поворачивают к фонарю (рис. 9.6, в). Поперечные фонари в легких зданиях могут устанавливаться вместе с прогонами, образуя как бы перевернутую шпренгельную систему (рис. 9.6, г). Наконец, возможно образование так называемых шедовых покрытий, в которых в качестве прогонов применяются треугольные фермы, а роль фонаря играет плоскость стропильной фермы, через которую осуществляется аэрация и освещение (рис. 9.6, д). Но такие фонари не годятся для районов с большими снеговыми отложениями и при очень активной солнечной радиации.

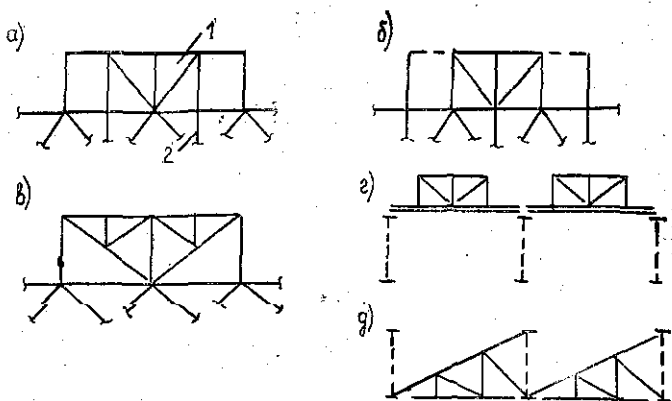


Рис. 9.6. Схемы фонарей

9.6. Системы связей в каркасе

В. Для чего служат связи в каркасе?

От. Связи наряду с другими элементами каркаса предназначены:

1. Для создания неизменяемых систем-дисков в различных плоскостях.
2. Для увязки несущих элементов в единый прост-

ранственный блок, обеспечения пространственной работы, резервирования несущей способности поперечных рам.

3. Для обеспечения устойчивости сжатых элементов (колонны, ригели) за счет уменьшения их расчетной длины.

4. Для работы в качестве самостоятельных элементов, восприятия и перераспределения нагрузок, действующих перпендикулярно к плоскости поперечных рам (ветровая на торец здания, горизонтальные крановые нагрузки).

5. Обеспечение условий для монтажа, создания неизменяемости каркаса на разных этапах монтажа.

Различают связи в шатре и по колоннам.

В. Какова система и роль связей в плоскости верхних поясов стропильных конструкций?

✓ **От.** Основное назначение связей в уровне верхних поясов стропильных конструкций (ферм) — обеспечение устойчивости этих поясов из плоскости. Конструктивное решение связей по верхним поясам зависит от компоновочной схемы шатра. Так, при беспрогонном решении в торцах здания ставятся горизонтальные поперечные связи, уменьшающие расчетную длину сжатого пояса фермы (рис. 9.7, а). Устойчивость промежуточных ферм обеспечивается распорками. Обязательны опорные и коньковая распорки, которые также обеспечивают устойчивость ферм при временном закреплении на опорах в процессе монтажа. Поперечные торцевые связи совместно с распорками образуют жесткий диск в плоскости верхних поясов ферм. Для обеспечения неизменяемости шатра эти связи ставят и в середине температурного блока при его длине свыше 144 м. Если здание состоит из нескольких температурных блоков, то каждый из них должен иметь свою систему связей. В случае прогонного решения шатра роль распорок играют прогоны. При необходимости можно обойтись и без горизонтальных связей по верхним поясам, заменив их вертикальными связями, расположенными через 6 м (рис. 9.7, б). Отказаться от горизонтальных связей можно и в случае беспрогонного решения шатра при креплении жесткого стального настила к верхним поясам. Решетка в связевых фермах в уровне верхних поясов раскосная либо крестовая.

В. Какова схема связей в уровне нижних поясов

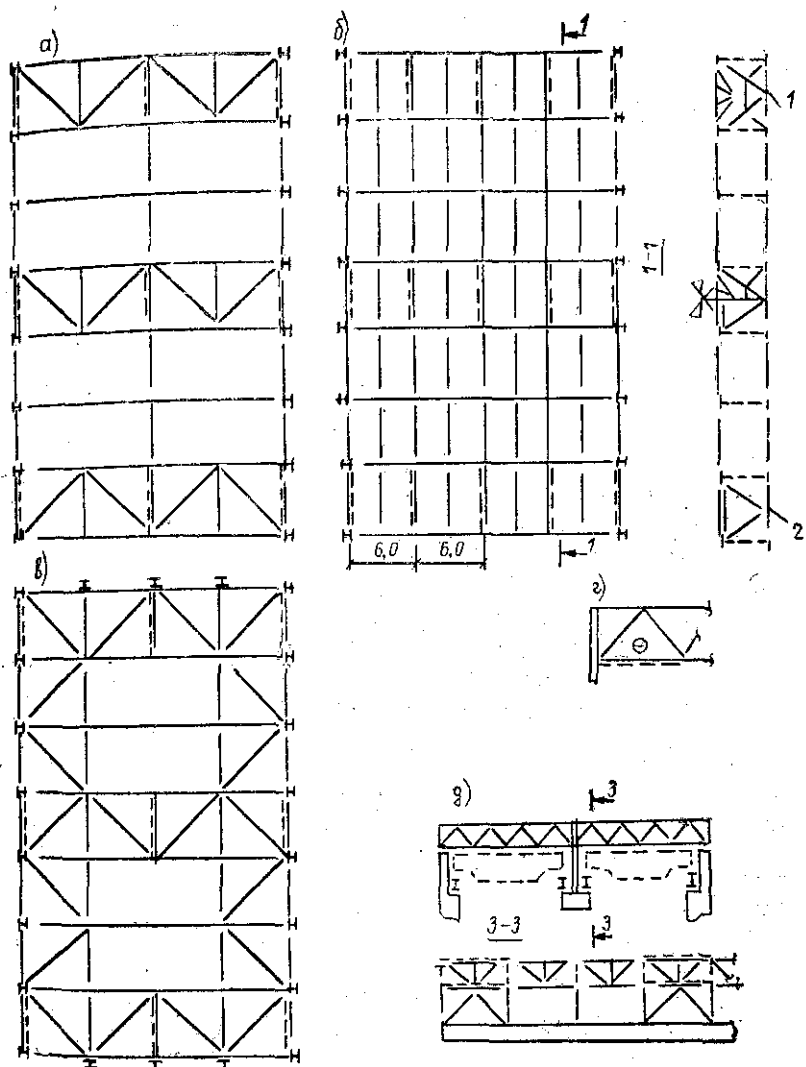


Рис. 9.7. Связи в шатре

стропильных конструкций и какую роль они выполняют?

От. В уровне нижних поясов стропильных конструкций располагают систему поперечных и продольных связей (рис. 9.7, в). Поперечные связи ставятся в торцах здания и в середине температурного блока при его

длине свыше 144 м, совмещаясь со связями по верхним поясам. Продольные связи совместно с поперечными образуют диск в уровне нижних поясов ферм. Ширина продольных связей назначается из условия их достаточной жесткости (обычно — это длина панели нижнего пояса фермы). В многопролетных зданиях с мостовыми кранами с режимом работы 6К...8К их ставят через пролет, а в прочих случаях — через два пролета, а также в местах перепада высот. В зданиях пролетом 18...24 м, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 100 кН, достаточно одной ленты продольных связей. Продольные связи перераспределяют горизонтальное поперечное воздействие мостовых кранов между поперечными рамами, включая их в совместную работу. Благодаря им, обеспечивается эффект пространственной работы, а также эффект резервирования несущей способности. Если какая-нибудь поперечная рама начнет терять устойчивость в своей плоскости, то соседние как бы «подставят ей свое плечо».

Продольные и поперечные связи, работая совместно, предотвращают перекос шатра от действия продольных сил, образующихся при забегании одной стороны крана по сравнению с другой. Вот почему продольные связи расположены в уровне нижних поясов, ближе к горизонтальным воздействиям крана.

В. Какие еще функции выполняют продольные и поперечные связи?

От. Они обеспечивают устойчивость верхнего пояса подстропильной фермы (расчетная длина уменьшается в два раза). Промежуточная стропильная ферма, будучи связанной с продольными связями, не может смещаться вбок в своей плоскости, следовательно, не сместится и узел, связанный с подстропильной фермой. В случае жесткого сопряжения ригеля с колоннами продольные связи обеспечивают устойчивость сжатых панелей нижних поясов из плоскости поперечных рам (рис. 9.7, г). Наконец, поперечные связи самостоятельно работают как ветровые фермы у торцов. Ветровая нагрузка передается от стоек фахверка. В этом смысле понятно, почему стойки опираются в уровне нижних поясов — чтобы уменьшить пролет этих стоек (рис. 9.7 в). Во избежание вибрации нижних поясов ферм от воздействия мостовых кранов при $l > 24$ м их гибкость ограничивается установкой растяжек, уменьшается $l_{ef. y}$.

В. Каковы вертикальные связи в шатре и их роль?

От. Вертикальные связи обеспечивают, во-первых, несмещаемость горизонтального диска верхних поясов относительно диска в уровне нижних поясов, во-вторых, пространственную работу покрытия, а при прогонном решении шатра и отсутствии поперечных связей по верхним поясам ферм — устойчивость верхних сжатых поясов. Вертикальные связи ставятся в местах расположения поперечных связей (рис. 9.7, б) на опорах ригелей и через каждые 12...15 м в пролете. При наличии мостовых кранов, опирающихся на стропильную ферму, вертикальные связи делают непрерывными по длине здания (рис. 9.7, д). Для зданий, эксплуатируемых в северных районах, необходимо предусматривать вертикальные связи в середине пролета на всю длину каркаса для резервирования несущей способности.

Схема вертикальных связей зависит от шага поперечных рам и высоты ригеля. Наиболее употребительны раскосная либо крестовая решетки (рис. 9.7, в).

В. Какова особенность размещения связей при блочной компоновке шатра?

От. При блочной компоновке (см. рис. 9.5, е, ж) горизонтальные поперечные связи должны быть установлены в уровне верхних и нижних поясов или хотя бы верхних поясов в каждом блоке для обеспечения его неизменяемости, так же и вертикальные связи должны быть размещены в каждом блоке. Очевидно, дополнительный расход металла на эти связи — своеобразная плата за выигрыш на монтаже.

✓ **В.** Каковы особенности связей в пределах фонаря?

От. Назначение и расположение связей в пределах светоаэрационного фонаря в принципе аналогично стропильным конструкциям. Так, устойчивость сжатых элементов из плоскости поперечной рамы и геометрическую неизменяемость фонаря обеспечивают поперечные связевые фермы и распорки, а пространственную работу — вертикальные связи.

В. Какие связи устанавливают в плоскости колонн и с какой целью?

От. В плоскости колонн ставятся вертикальные связи. Связи между колоннами обеспечивают геометрическую неизменяемость каркаса в продольном направлении, устойчивость положения колонн из плоскости рам, воспринимают и передают на фундаменты, а затем и основание горизонтальные продольные нагрузки: ветро-

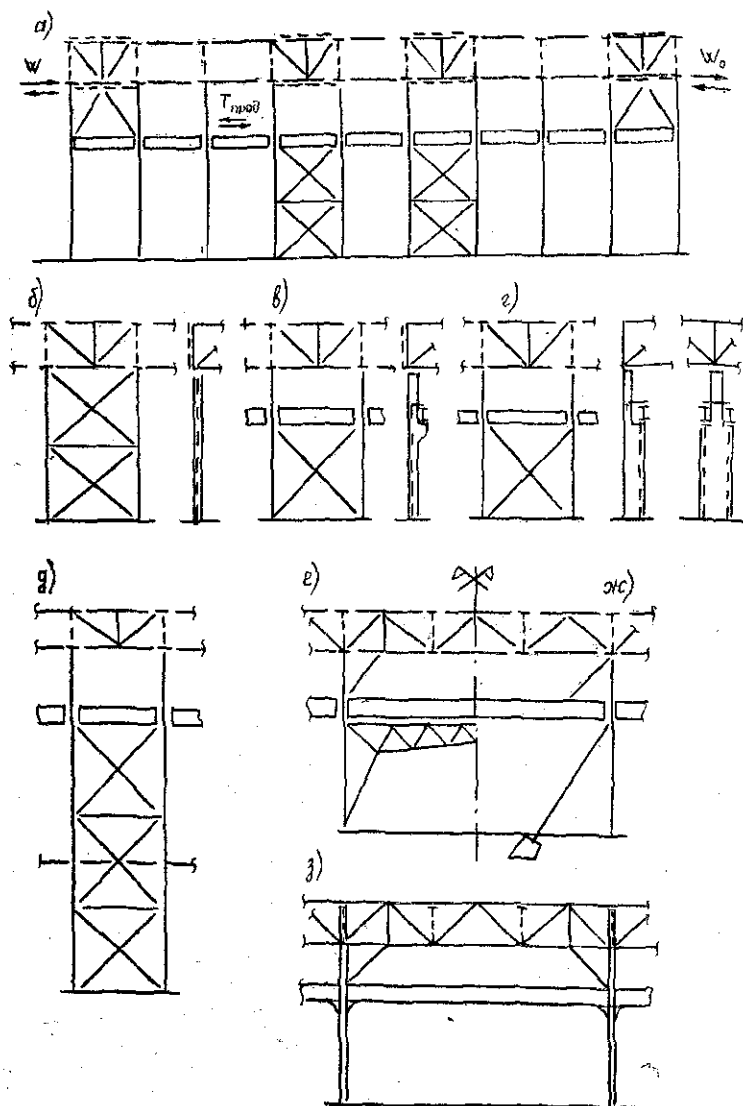


Рис. 9.8. Связи по колоннам

вые, действующие на торцы здания; продольные тормозные силы от мостовых или подвесных кранов; сейсмические воздействия.

Сечения колонн определяются из условия их работы в плоскости поперечных рам, и поэтому вдоль здания колонны имеют небольшую жесткость. Подкрановые конструкции обычно шарнирно оперты на колонны. В связи с этим вертикальные связи должны обеспечивать продольную жесткость каркаса, что особенно важно при наличии кранов тяжелого режима работы.

Устойчивость колонн из плоскости рам может обеспечиваться распорками, уменьшающими расчетную длину колонн (рис. 9.8, *д*). В связевых панелях часто используют крестовую решетку (рис. 9.8, *а*). Она хорошо работает на нагрузку в двух противоположных направлениях. В колоннах постоянной высоты сечения связи устанавливаются в плоскости оси колонн, при наличии подкрановых балок — в отсеках выше и ниже тормозных площадок (рис. 9.8, *б, в*); в колоннах ступенчатого типа выше тормозной площадки — по оси, ниже — в плоскости подкрановых балок, чтобы предотвратить закручивание колонн продольными тормозными воздействиями кранов (рис. 9.8, *г*). В высоких зданиях ниже подкрановых балок можно разместить несколько панелей связевых решеток. На таких колоннах особенно отчетливо видно, что связевая панель — это вертикально стоящая, жестко защемленная ферма, у которой пояса — это колонны, подкрановый брус играет роль одной из распорок и добавляется лишь решетка.

В сравнительно низких корпусах при большом шаге поперечных рам (колонн) приходится устанавливать самостоятельные двухшарнирные рамы так, чтобы подкрановая балка на них не «садилась» (рис. 9.8, *е*). В некоторых случаях устанавливают подкосы, если можно занять часть пространства между колоннами (рис. 9.8, *ж*). При наличии многопролетной подкрановой эстакады, представляющей собою много раз статически неопределимую (неизменяемую) систему, нужна в вертикальных связях отпадает (рис. 9.8, *з*).

В. Как выбрать места расположения связей по колоннам?

От. Связи выше подкрановых балок располагают в торцах здания. Они воспринимают ветровую нагрузку и обеспечивают продольную жесткость верхней части каркаса. Считается, что при длине температурного блока свыше 144 м жесткости за счет торцевых связей недостаточно, и эти связи ставятся в средней тре-

ти здания, совмещаясь с поперечными связями по шатру.

Если здание состоит из нескольких температурных отсеков, то в каждом из них должна быть своя система связей. Связи ниже подкрановых балок — наиболее ответственные. Совместно с колоннами и подкрановыми балками они образуют жесткую в продольном направлении конструкцию, которая влияет на температурные деформации. Если эти связи установить в торцах здания, что было бы удобно при монтаже, они будут препятствовать свободным температурным деформациям элементов каркаса, и вследствие этого будут возникать значительные напряжения. Для уменьшения температурных напряжений вертикальные связи ниже подкрановых балок располагают в середине длины здания (рис. 9.8, а). При длине здания свыше 180...100 м (в зависимости от вида здания — отапливаемое или неотапливаемое, а также климатического района) завязка одной средней панели не обеспечивает достаточной продольной жесткости нижней части каркаса. В этом случае устраивают вертикальные связи в двух панелях симметрично относительно середины температурного отсека (рис. 9.8, а). Расстояние от торца здания до ближайшей вертикальной связи не должно превышать 90...50 м (рис. 9.8, а). В каждом температурном отсеке необходимо иметь свою систему связей ниже подкрановых балок. При отсутствии подкрановых конструкций вертикальные связи между колоннами можно ставить и в торцах здания. Кроме того, в этих местах ставят временные связи, необходимые для безопасного монтажа.

В. Какие сечения имеют элементы связей и как выбирают их размеры?

От. Элементы связей обычно работают на сжатие (распорки) либо на сжатие и растяжение (раскосы). Так как в распорках обычно $l_{ef.x} = l_{ef.y}$, удобны крестовые сечения из двух уголков, круглые и прямоугольные гнутые трубы. В раскосах можно применять два уголка, один или два швеллера, а также круглые либо гнутые прямоугольные трубы. Размеры подбираются по условию $\lambda \leq [\lambda]$, причем для сжатых стержней $[\lambda] = 200$. Связевые фермы, работающие самостоятельно на ветровые или иные нагрузки, рассчитываются как обычные фермы. Усилия в поясе складываются с усилиями в поясах стропильных ферм шатра или в колоннах. Раскосы подбираются по усилиям в связевых фермах.

Глава 10. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ И РАСЧЕТА КАРКАСА

10.1. Расчетная схема поперечной рамы

В. Что такое «расчетная схема»?

От. Каркас производственного здания при нагружении работает как единая пространственно-стержневая система, ее точный расчет достаточно сложен. Поэтому каркас разбивается на ряд основных несущих элементов: поперечные рамы, связи, подкрановые конструкции, которые рассчитываются отдельно.

В процессе компоновки каркаса выявляется конструктивная схема несущих элементов. Однако и конструктивная схема рамы, особенно при наличии сквозного ригеля, является многократно статически неопределимой системой. Работа конструкции, да еще при появлении отклонений от проектных размеров и дефектов, неизбежно возникающих при перевозке, монтаже и эксплуатации, весьма сложна. Точно рассчитать реальную конструкцию трудно даже при использовании современных ЭВМ. Поэтому для практических расчетов используется расчетная схема, в которой колонны и ригель заменяются идеальными конечными элементами, например стержневыми, а реальные узловые сопряжения — идеализированными (рис. 10.1). Следует учитывать, что при переходе от реальной конструкции к расчетной схеме неизбежно снижается точность опреде-

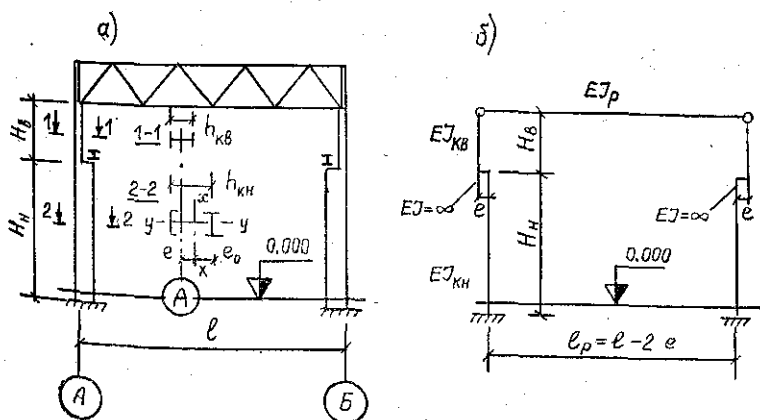


Рис. 10.1. Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы рамы

ления силовых факторов, а степень точности зависит от принятых упрощений, условностей, расчетных гипотез. Вместе с тем в большинстве случаев расхождение сравнительно невелико и вполне приемлемо для практических целей.

В. Как выбрать расчетную схему рамы?

От. Расчетная схема поперечной рамы выбирается на основе расчетных гипотез, проверенных теорией и практикой. Во-первых, оси идеальных стержней, заменяющих колонны, должны проходить через центры тяжести поперечных сечений колонн. Опираие стержней принимается на уровне низа башмака. Опираие стержней из плоскости рамы — шарнирное, независимо от типа сопряжения колонны с фундаментом. В случае ступенчатых колонн расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего участков (рис. 10.1, а)

$$e \approx (0,5 \dots 0,55) h_{\text{кн}} - 0,5 h_{\text{кв}}. \quad (10.1)$$

При шарнирном сопряжении ригеля с колоннами идеальный стержень, заменяющий ригель, должен соединять центры опорных шарниров (рис. 10.1, б), а при жестком — совпадать с осью нижнего пояса фермы либо проходить через середину высоты сплошностенчатой конструкции ригеля. Ригели, имеющие незначительный уклон (до 1:10), можно принимать в расчетной схеме горизонтальными.

Во-вторых, для выполнения расчета поперечной рамы необходимо задаться приближенным соотношением жесткостей ее элементов. Из опыта проектирования установлено, что соотношение изгибных жесткостей ригеля и верхней части колонны $EI_p/(EI_{\text{кв}}) = 20 \dots 40$, но может быть и иным. Также известно, что при расчете поперечной рамы на нагрузки, не приложенные непосредственно к ригелю, его деформации практически не влияют на величину расчетных усилий, и в связи с этим можно принять жесткость ригеля бесконечно большой, что дополнительно упрощает расчет (см. п. 10.3.). Соотношение жесткостей участков ступенчатых колонн приближенно определим по формуле

$$I_{\text{кн}}/I_{\text{кв}} = k (h_{\text{кн}}/h_{\text{кв}})^2, \quad (10.2)$$

где $k = 1, 2 \dots 1,6$ — коэффициент, учитывающий грузо-подъемность мостовых кранов $Q = 10 \dots 100$ т.

Момент инерции уступа колонны приближенно принимают равным бесконечности (рис. 10.1, б).

Считается, что если после предварительного расчета

рамы изгибные жесткости подобранных сечений элементов отличаются от исходных не более чем на 30%, то повторный расчет проводить не следует. По длине здания в расчетную схему рамы включается участок, называемый расчетным блоком. В многопролетном здании при одинаковом шаге наружных и внутренних колонн ширина блока равна этому шагу. Если шаг внутренних колонн больше наружных, то ширина расчетного блока берется по шагу внутренних. Расчетный блок приводится к плоской расчетной схеме суммированием жесткостей колонн по каждому ряду в пределах этого блока. Кроме того, понятие расчетного блока используется при сборе нагрузок на поперечную раму.

10.2. Нагрузки, действующие на каркас

В. Какие нагрузки действуют на поперечную раму?

От. На поперечную раму производственного здания действуют три вида нагрузок:

1. Постоянные: вес ограждающих и несущих конструкций, предварительное напряжение, если оно есть.

2. Временные: технологические (от мостовых и подвесных кранов, рабочих площадок, различного технологического оборудования) и атмосферные (снеговая, ветровая, перепад температуры).

3. Особые: сейсмические воздействия, взрывы, просадки фундаментов и другие.

Таблица 10.1

Постоянная нагрузка на ригель поперечной рамы (пример)

Наименование нагрузки	Нормативная, кН/м ²	γ_f	Расчетная, кН/м ²
1. Защитный слой из гравия, втопленного в битумную мастику $\gamma_0 = 21$ кН/м ³ , $t = 10$ мм	0,21	1,3	0,27
2. Гидроизоляция — 4-слойный рубероидный ковер	0,2	1,3	0,26
3. Утеплитель — минераловатные плиты повышенной жесткости, $\gamma_0 = 2$ кН/м ³ , $t = 50$ мм	0,1	1,2	0,12
4. Пароизоляция — 1 слой рубероида	0,05	1,3	0,07
5. Стальной профилированный настил	0,15	1,05	0,16
6. Прогоны	0,15	1,05	0,16
7. Собственный вес конструкций покрытия (стропильные фермы, связи)	0,35	1,05	0,37
Итого q	1,21	1,165	1,41

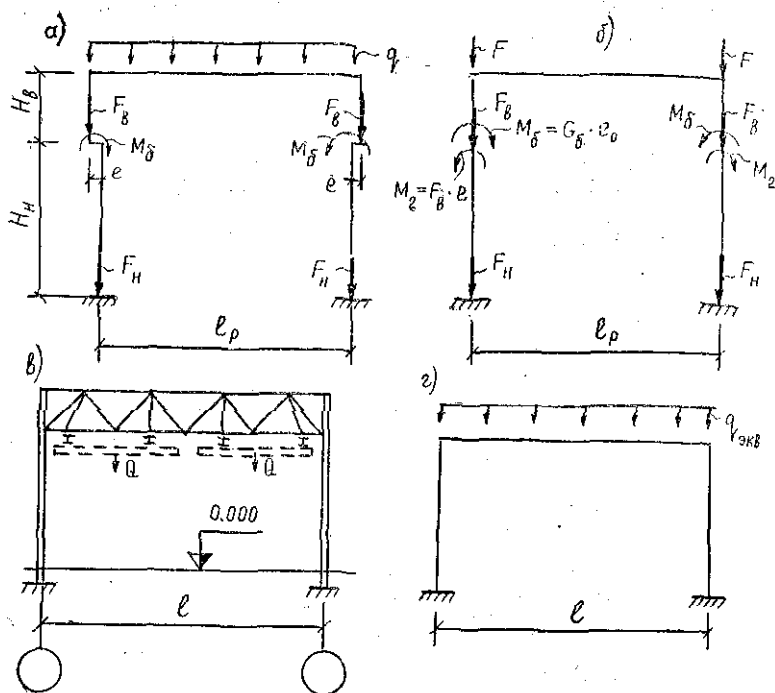


Рис. 10.2. Вертикальные нагрузки на раму

Указания по величине и определению нагрузок даны в нормах на нагрузки и воздействия.

В. Как собрать постоянную нагрузку на раму?

От. Расчетную постоянную нагрузку от веса шатра обычно определяют в табличной форме (табл. 10.1). Погонная нагрузка на ригель рамы (рис. 10.2, а):

$$q = q_1 B, \quad (10.3)$$

где q_1 — нагрузка по табл. 10.1; B — шаг рам.

Для упрощения расчета нагрузка с шатра может быть приложена к раме в виде сосредоточенных сил по оси колонн (рис. 10.2, б), а при более точном расчете в точке ее фактического приложения

$$F = ql/2. \quad (10.4)$$

Остальные постоянные нагрузки так же прикладывают в виде сосредоточенных сил, условно приложенные к низу надкрановой и подкрановой части по оси сечения

(рис. 10.2, б). Сила F_v включает в себя вес верхней части колонны и вес ограждающих конструкций на этом участке, сила F_n — вес нижней части колонны, вес стенового ограждения и вес подкрановых конструкций. Необходимо учитывать изгибающие моменты от постоянных нагрузок, например M_6 от веса подкрановых балок относительно оси нижней части колонны (рис. 10.2, а, б). Нагрузки от веса колонн, балок, ограждения принимаются, исходя из опыта проектирования или по приближенной методике.

В. Как определить снеговую нагрузку на раму?

От. Снеговая нагрузка на поперечную раму принимается либо равномерно распределенной по длине ригеля

$$s = s_0 \gamma_f c B, \quad (10.5)$$

либо в виде сосредоточенных сил (рис. 10.2, б)

$$S = sl/2, \quad (10.6)$$

где s_0 — вес снегового покрова на 1 м^2 , принимаемый по нормам в зависимости от района строительства; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, зависящий от отношения нормативного веса шатра $q_{1н}$ к s_0 при $q_{1н}/s_0 \geq 0,8$, $\gamma_f = 1,4$; c — коэффициент, учитывающий конфигурацию кровли здания; для кровли с уклоном не более 25° — $c = 1$. Если $q_{1н}/s_0 < 0,8$, то $\gamma_f = 1,6$.

В нормах даны указания по снижению снеговой нагрузки для некоторых типов зданий, например, с повышенным тепловыделением или в районах с сильными ветрами.

В. Как определить нагрузки от кранов?

От. В производственных зданиях, оборудованных подвесными кранами, нагрузка от них принимается в виде эквивалентной равномерно распределенной $q_{экр}$ (рис. 10.2, в, г). Величина этой нагрузки будет зависеть от грузоподъемности кранов Q и схемы их подвески. Мостовые краны оказывают сложное воздействие на каркас здания, отличающееся динамическим и циклическим характером, некоторой неопределенностью в каждый момент времени. Условно эти воздействия определяют, исходя из статической схемы с введением соответствующих корректив.

Итак, предполагается, что силы передаются по трем направлениям (рис. 10.3, а): F_k — вертикальное давление от колес крана на подкрановые балки, T_k — горизонтальная поперечная сила, возникающая при торможении грузовой тележки и $F_{кп}$ — горизонтальная про-

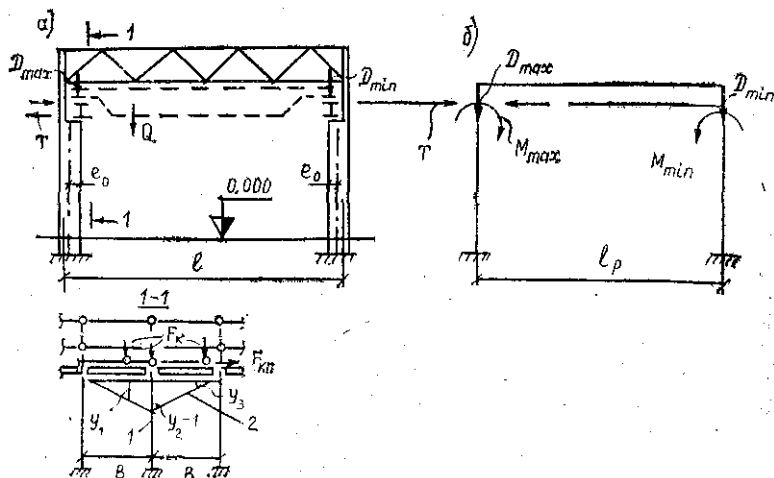


Рис. 10.3. Нагрузки на раму от мостовых кранов

дольная сила, возникающая при торможении крана.

Вертикальная сила F_k зависит от веса крана, веса груза на крюке и положения тележки на крановом мосту, условно считается одинаковой для всех колес крана с одной стороны. Наибольшее нормативное давление колеса крана $F_{k, \max}$ определяется при крайнем положении тележки с грузом, вес которого равен Q . Значения даны в стандартах на краны.

Горизонтальная поперечная сила T_k может возникнуть не только при торможении грузовой тележки, но и вследствие перекосов моста крана, смещения крановых рельсов. Нормативное значение этой силы

$$T_{kn} = \mu (Q + G_t) n_t / n, \quad (10.7)$$

где $\mu = 0,1$ — коэффициент трения для тележки с гибким подвесом груза; G_t — вес грузовой тележки; n_t и n — соответственно число тормозных колес и общее число колес тележки. Как правило, $n_t / n = 0,5$, поэтому

$$T_{kn} = 0,05(Q + G_t). \quad (10.7')$$

Условно считается (в запас), что сила торможения тележки передается равномерно на колеса крана с одной стороны. Поэтому на подкрановую балку от одного колеса мостового крана будет передаваться сила

$$T_k = T_{kn} / m_0 = 0,05 (Q + G_t) / m_0, \quad (10.8)$$

где m_0 — число колес крана с одной стороны.

В кранах с тяжелым режимом работы 7К, 8К вместо горизонтальных поперечных сил от торможения тележки учитываются боковые силы

$$T_{\text{к.бок}} = 0,1 F_{\text{к.мах}} \quad (10.8')$$

В. Как определить нагрузки на раму от мостовых кранов?

От. Вертикальная F_k и горизонтальная T_k составляющие крановой нагрузки используются при расчете поперечной рамы, а горизонтальная продольная сила $F_{\text{кп}} = \mu F_{\text{к.мах}}$ для расчета концевых упоров крановых путей и вертикальных связей по колоннам.

Производственное здание может быть оборудовано большим количеством мостовых кранов. Так как их одновременное неблагоприятное воздействие на конкретную поперечную раму маловероятно, то расчет однопролетной рамы производится от двух сближенных кранов (рис. 10.3, а), а многопролетной — от четырех кранов (необязательно в смежных пролетах). Расчетное вертикальное давление на раму определяется при наиболее невыгодном для колонны положении кранов на подкрановых балках (рис. 10.3, а). Расчетное давление на колонну, к которой приближена грузовая тележка

$$D_{\text{мах}} = \gamma_f \psi F_{\text{к.мах}} \sum_{i=1}^m y_i, \quad (10.9)$$

на другую колонну

$$D_{\text{мин}} = \gamma_f \psi F_{\text{к.мин}} \sum_{i=1}^m y_i, \quad (10.9')$$

где $\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке; ψ — коэффициент сочетания крановой нагрузки, зависящий от количества учитываемых в расчете кранов и режима их работы; так, для двух кранов легкого и среднего режимов $\psi = 0,85$; (1К...6К), $\sum y_i$ — сумма ординат линии влияния опорного давления на колонну (рис. 10.3); $F_{\text{к.мин}}$ — минимальное давление колеса крана на подкрановую балку;

$$F_{\text{к.мин}} = (Q + G_{\text{кр}} + G_r) / m_0 - F_{\text{к.мах}}, \quad (10.10)$$

где $G_{\text{кр}}$ — вес крана (принимается по нормам на краны).

Силы D_{\max} и D_{\min} внецентренно сжимают нижнюю часть колонны и передают на раму изгибающие моменты (рис. 10.3, б):

$$M_{\max} = D_{\max} e_0, \quad M_{\min} = D_{\min} e_0. \quad (10.11)$$

Расчетная горизонтальная поперечная сила на колонну (рис. 10.3, б)

$$T = \gamma_f \psi T_x \sum_{i=1}^m y_i \quad (10.12)$$

вычисляется при том же положении кранов и передается на раму в уровне тормозного настила. Эта сила может быть приложена как к левой, так и к правой колонне и направлена как внутрь пролета, так и наоборот. Вертикальное давление D_{\max} так же может быть приложено как к левой, так и к правой колонне пролета, т. е. от крановой нагрузки в одном пролете возможны шесть различных загрузжений. В многопролетных рамах эти загрузжения рассматриваются отдельно в каждом из пролетов.

В. Как определить ветровую нагрузку на поперечную раму?

От. Ветровая нагрузка на строительные сооружения определяется как сумма статической и динамической составляющих. Для производственного здания динамическая составляющая учитывается при его высоте $H > 36$ м и $H/l > 1,5$. Статическая составляющая ветра (скоростной напор) вызывает давление на здание с наветренной стороны и отсос с противоположной (рис. 10.4). Расчетное давление ветра на 1 м² поверхности:

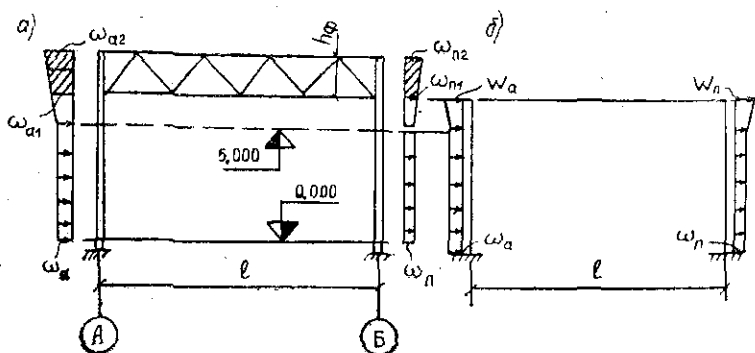


Рис. 10.4. Ветровые нагрузки на конструктивной (а) и расчетной (б) схеме

$$\omega = \gamma_f \omega_0 c k, \quad (10.13)$$

где $\gamma_f = 1,4$ — коэффициент надежности для ветровой нагрузки; ω_0 — нормативный скоростной напор ветра, принимаемый по нормам в зависимости от района строительства; c — аэродинамический коэффициент, зависящий от конфигурации здания; в случае традиционного решения (рис. 10.4) $c=0,8$ для активного давления и $c=0,6$ для отсоса; k — коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора в зависимости от высоты здания и типа местности.

Величина скоростного напора увеличивается с высотой от уровня земли. Условно считается, что до высоты 5 м давление ветра равномерное, а затем линейно нарастает. Скоростной напор зависит и от наличия препятствий. Поэтому в нормах выделяется три типа местности: «А» — открытые (лесостепи, побережья морей, озер и т. п.); «Б» — с препятствиями (города, лесные массивы); «В» — городские районы с зданиями высотой более 25 м.

Расчетное погонное давление ветра на раму: $\bar{\omega}_a = \omega_a B$ — «активное», с наветренной стороны; $\bar{\omega}_n = \omega_n B$ — «пассивное» (отсос).

Так как в расчетной схеме реальный ригель заменяется идеальным стержнем, то ветровая нагрузка, приходящаяся на ригель и фонарь, заменяется сосредоточенной силой, приложенной по оси стержня (рис. 10.4).

От активного давления

$$W_a = 0,5 (\bar{\omega}_{a1} + \bar{\omega}_{a2}) h_p, \quad (10.14)$$

от отсоса:

$$W_n = 0,5 (\bar{\omega}_{n1} + \bar{\omega}_{n2}) h_p. \quad (10.14')$$

При расчете рамы на ветровую нагрузку следует учитывать, что направление ветра может быть как в одну, так и в другую сторону.

Другие нагрузки определяются по соответствующим нормам.

10.3. Особенности расчета рамы

В. Каким образом можно определить усилия в элементах рамы?

От. При статическом расчете простой П-образной рамы условно считают ригель бесконечно жестким ($EI_p = \infty$, $EA_p = \infty$).

Это допущение обоснованно, если соотношение погонных жесткостей ригеля и колонны будут не менее

$$(EI_p/l)/(EI_{кн}/H) \geq 6/(1 + 1,1 \sqrt{\mu}),$$

где $\mu = I_{кн}/I_{кв} - 1$. Такое допущение возможно при расчете рам на горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты. При расчете рам на вертикальные нагрузки ригель должен приниматься с конечной жесткостью.

Такое допущение имеет ряд достоинств. При расчете рамы с шарнирно-опертым ригелем целесообразно использование метода сил — имеется только одно неизвестное «X» усилие в «лишней» связи. Для рамы с жестко защемленным ригелем расчет целесообразно вести методом перемещения: единственное неизвестное — горизонтальное линейное смещение верхних узлов рамы.

В многопролетных зданиях с пролетами одинаковой высоты смещение колонн в уровне ригеля незначительно (вследствие большой поперечной жесткости рамы), и при расчете рамы на нагрузки, приложенные к стойкам, колонны можно рассматривать как стержни с неподвижными опорами, кроме расчета на горизонтальные нагрузки. На отдельные виды нагрузок поперечную раму можно рассчитывать с помощью таблиц, формул, графиков.

Сквозной ригель, входящий в состав поперечной рамы, независимо от нее рассчитывается как шарнирно-опертый. Но в случае жесткого сопряжения фермы с колоннами необходимо учитывать опорные изгибающие моменты, полученные из расчета рамы.

В связи с использованием персональных ЭВМ разработаны программы, в алгоритмах которых реализованы различные методы строительной механики для расчета рам.

✓ В. Как определить расчетные сочетания внутренних усилий в раме?

От. Расчеты элементов поперечной рамы должны выполняться от наиболее неблагоприятных комбинаций внутренних усилий. Для определения этих комбинаций рама рассчитывается от каждой из нагрузок в отдельности, а затем рассматриваются сочетания внутренних усилий в соответствии с сочетаниями внешних нагрузок. Нормами предусмотрены два вида основных сочетаний нагрузок.

1. Постоянная, все временные длительные и одна кратковременная, принимаемая без снижения, т. е. $\psi = 1$.

2. Постоянная, все временные длительные с коэффициентом сочетаний $\psi=0,95$ и несколько кратковременных с $\psi=0,9$.

Кратковременными считаются снеговая, ветровая и крановая нагрузки. При наличии особых нагрузок рассматриваются особые сочетания, состоящие из постоянной, временных длительных с $\psi=0,95$, кратковременных с $\psi=0,8$ и одной особой нагрузки.

Неблагоприятные (опасные) комбинации внутренних усилий определяются в таких сечениях элементов рамы, где происходит скачкообразное изменение усилия либо поперечного сечения. В колоннах П-образной рамы такими сечениями являются база, уступ колонны (место опирания подкрановой балки), уровень тормозного настила и зона сопряжения ригеля с колоннами в случае защемления. В общем случае для каждого сечения определяют четыре опасные комбинации усилий:

- 1) $+M_{\max}; -N_{\text{соот}};$ 2) $-M_{\min}; -N_{\text{соот}};$
3) $-N_{\max}; +M_{\text{соот}};$ 4) $-N_{\max}; -M_{\text{соот}}.$

При наличии нескольких кратковременных нагрузок, т. е. при учете второго основного сочетания, число опасных комбинаций в каждом сечении увеличивается вдвое. Пример составления опасных комбинаций внутренних усилий в сечении базы колонны — в табл. 10.2. Следует заметить, что сочетания нагрузок и усилий должны быть реальными, т. е. усилия от вертикального давления мостовых кранов должны учитываться ^{Рв} ~~отдельно~~ либо совместно с усилиями от поперечного ^{Рв + Рт} ~~торможения~~ грузовой тележки (одно торможение не может учитываться) или ветровая нагрузка не может быть одновременно приложена к раме слева направо и наоборот.

В. Как учитываются поперечные силы?

От. Помимо рассмотренных опасных комбинаций M и N для сечения в сопряжении базы колонны с фундаментом, определяется расчетная поперечная сила Q_{\max} (для подбора раскосов сквозных колонн) и комбинации усилий — для расчета анкерных болтов, в которую входит наименьшая продольная сила N_{\min} (учитывается с $\gamma_f=0,9$, так как разгружает болты) и соответствующие изгибающие моменты. Процесс определения расчетных сочетаний внутренних усилий в раме трудоемок. Для его автоматизации разработаны различные программы.

Таблица 10.2

Расчетные усилия (M в кНм, N в кН) в сечении базы колонны (пример)

Номера нагрузок

1	2	3	3*	4	4*	5	5*
Постоянная	Снеговая	R_{\max} на левой стойке	R_{\max} на правой стойке	T на левой стойке	T на правой стойке	Ветровая слева	Ветровая справа

Коэффициент сочетаний

ψ	1	0,9	1	0,9	1	0,9	1	0,9	1	0,9	1	0,9
M	12,5	8,7	7,83	-108,5	-97,7	215,7	194,1	$\pm 358,5$	$\pm 322,7$	$\pm 230,7$	$\pm 207,6$	-861,2
N	-321,5	-201,6	-181,4	-1263	-1137	-452,9	-407,6	-	-	-	-	-

Опасные комбинации усилий

Комбинация ψ	$+ M_{\max}$ $- N_{\text{соотв}}$	$- M_{\min}$ $- N_{\text{соотв}}$	$- N_{\max}$ $+ M_{\text{соотв}}$	$- N_{\max}$ $- M_{\text{соотв}}$
$\psi=1$	904,15 -321,5	-944,5 -321,5	-1584,9 262,5	-1584,9 -454,6
$\psi=0,9$	1339,0 -910,5	-1269,1 -1458,5	-1640,0 1047,8	-1640,0 -1261,3

10.4. Особенности работы каркаса

В. За счет чего возникает пространственная работа каркаса?

От. Исследованиями установлено, что каркас производственного здания работает как единый пространственный блок. Эффект пространственной работы возникает:

- 1) за счет связевых дисков по шатру и колоннам;
- 2) за счет жесткого диска по шатру, образованного несущими кровельными конструкциями;

- 3) за счет сопряжения продольных несущих конструкций (подкрановых балок, подстропильных ферм) с поперечными рамами.

Вследствие пространственной работы каркаса нагрузка, приложенная к одной поперечной раме, перераспределяется между остальными рамами. Благодаря этому снижается деформативность рам и усилия в их элементах.

В. Как учесть эффект пространственной работы?

От. Наиболее полно и с большой степенью точности эффект пространственной работы каркаса можно учитывать, используя программные средства САПР металлоконструкций (см. рис. 10.5). Приближенно можно учесть влияние горизонтального связевого диска в уровне нижних поясов (рис. 10.5, а) ферм или жесткого диска покрытия, образованного каркасными стальными, железобетонными или подобными им плитами, а также стальным настилом, приваренным к верхним поясам ферм. В первом случае при действии, например крановой нагрузки, рассматриваемая рама получит горизонтальное перемещение и через связи вовлечет в работу остальные рамы пространственного блока. Расчетная схема этой рамы — на рис. 10.5, б. Влияние других рам можно учесть введением упругоподатливой связи. Если отдельная плоская рама имеет перемещение δ от силы F_0 (рис. 10.5, б), эквивалентной внешним нагрузкам, то рама в составе блока будет иметь перемещение $\delta_{пр} < \delta$, и чем больше будет жесткость упругой связи, тем меньше $\delta_{пр}$. Продольные связи можно рассматривать как неразрезные балки на упругих опорах (рис. 10.5, в), шарнирно-соединенные с поперечными рамами, которые и являются упругими опорами. Рассчитав такую неразрезную балку от действия $F_0 = 1$, получим величину жесткости упругоподатливой

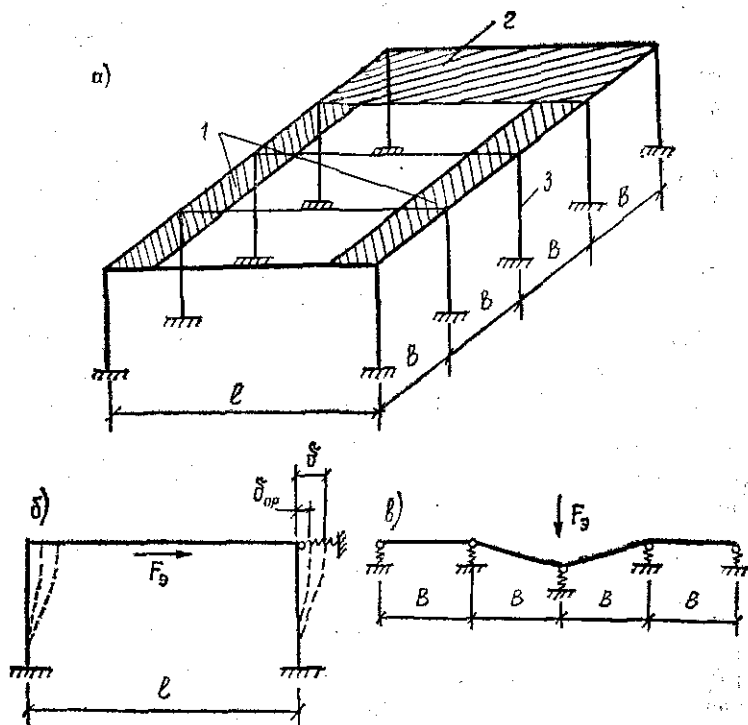


Рис. 10.5. Учет пространственной работы каркаса

а — схема диска в уровне нижних поясов ригелей (1 — продольные связывающие фермы; 2 — поперечная связывающая ферма; 3 — рассматриваемая рама); б — расчетная схема рамы; в — расчетная схема продольных связей

связи. Затем, пользуясь формулами и графиками, можно определить коэффициент пространственной работы $\alpha_{пр}$ и $\delta_{пр} = \alpha_{пр} \delta$. Установлено, что при действии крановых нагрузок достаточно рассчитать блок из пяти рам. Влияние остальных рам незначительно. При учете влияния жесткого покрытия считается, что все поперечные рамы каркаса связаны бесконечно жестким диском в уровне верхних поясов ригелей. Условно считают, что эквивалентная сила F_g приложена не к раме, а к жесткому диску. В ходе расчета рассматриваются перемещения жесткого диска от F_g и соответствующие реакции упругих опор (поперечных рам). Учет пространственной работы каркаса позволяет экономить металл при проектировании объекта, а в ряде случаев — отказаться от усиления МК в ходе реконструкции.

10.5. Автоматизированное проектирование

В. Что входит в понятие «автоматизированное проектирование»?

От. Автоматизация процесса проектирования предполагает не только определение усилий в элементах каркаса, но и его компоновку, разработку графической информации: монтажных схем, рабочих чертежей стадий КМ и КМД, выпуск спецификаций металла, смет. Комплексная автоматизация позволяет снизить трудоемкость и повысить качество проектных работ, значительно сократить сроки внедрения проектов. В ряде случаев только благодаря симбиозу «человек — ЭВМ» удается найти оптимальное решение. Наиболее эффективно проектирование на базе САПР, для функционирования которой необходимо иметь средства обеспечения.

1. Информационное, состоящее из базы данных задач САПР (информация из норм, стандартов, ТУ и других источников), стандартных проектных процедур и типовых проектных решений.

2. Техническое — ЭВМ с комплексом технических средств (дисплеи, принтеры, графопостроители).

3. Программное, состоящее из общесистемного (операционные системы, трансляторы с алгоритмических языков) и проблемного (пакеты программ, вычислительные комплексы, объектно-ориентированные подсистемы).

4. Методическое — документы, в которых изложены теория, методы, математические модели и алгоритмы.

5. Организационное, обеспечивающее взаимодействие подразделений проектной организации при разработке и эксплуатации САПР.

В. Какие программные средства наиболее полно разработаны в настоящее время?

От. Среди программных средств, разработанных на базе ЭВМ ЕС, можно выделить подсистемы «РАПОР» (разработчик ЦНИИПСК, 1990 г.) и «КАРКАС» (фирма "SOMEL", Франция и Тульский «Промстройпроект», 1988—1990 гг.).

Подсистема «РАПОР» — диалоговый расчет и подбор сечений металлоконструкций — имеет следующие возможности.

1. Статический расчет: методом конечного элемента определяются перемещения узлов каркаса и внутрен-

ние усилия в его деформируемых элементах.

2. Динамический расчет: определяются собственные частоты и формы колебаний системы.

3. Определение расчетных комбинаций усилий в элементах и расчетных перемещений узлов.

4. Подбор сечений стержневых элементов. Возможны два варианта:

а) компоновка сечений сплошностенчатых и сквозных стержней по прототипам, имеющимся в базе данных;

б) подбор сплошностенчатых сечений из условия минимального объема стержня с определением толщин элементов сечения и одного из его габаритных размеров.

5. Оптимальная унификация принятых сечений на основе критерия массы.

6. Вывод графической информации — вычерчивание на графопостроителе расчетных и монтажных схем, выдача результатов расчета конструкций.

В качестве внешних воздействий могут задаваться узловые и внеузловые сосредоточенные силы и моменты, распределенные нагрузки, смещения узлов и равномерный нагрев элементов. Особенностью является использование типовых «суперэлементов» — СЭ, т. е. деформируемых элементов, в состав которых входят более простые элементы. Например, каркас здания может рассматриваться как сложный суперэлемент 1-го ранга. В его структуру можно включить СЭ 2-го ранга — поперечные рамы, а в них, в свою очередь, еще более простые СЭ 3-го ранга — сквозные ригели и колонны. Использование типовых суперэлементов в расчетной схеме позволяет резко сократить объем исходной информации.

Наиболее полно процесс проектирования МК автоматизирован в подсистеме «КАРКАС». Режим ее функционирования:

1. Сбор нагрузок на элементы проектируемого объекта.

2. Силовой и конструктивный расчеты несущих конструкций балочных клеток.

3. Расчет каркаса здания с подбором сечений колонн и ригелей.

4. Вывод графической информации: монтажные схемы элементов, рабочие чертежи стадий КМ и КМД.

5. Выдача спецификаций и ведомостей материалов и смет.

Силовые и компоновочные расчеты в подсистеме выполняются с помощью программного комплекса «ПОЛИФЕМ» на основе метода конечного элемента с использованием суперэлементов. «ПОЛИФЕМ» позволяет не только рассчитать стержневые и комбинированные системы практически любой степени сложности (фермы, купола, оболочки, балки-стенки) от различных вариантов внешних воздействий, но и проверить на устойчивость стержневые и мембранные конструкции с определением критической нагрузки и формы потери устойчивости.

Программное обеспечение САПР МК на базе персональных компьютеров и ЭВМ СМ разработано менее полно. В основном оно ориентировано на решении «малых» задач: расчет и конструирование отдельных элементов каркаса (балки, фермы, колонны), их узлов и соединений.

Интересна совместная разработка ЛенПСК и ЦНИИЛМК — подсистема «Молодечно» (1990 г.), предназначенная для автоматизированного проектирования каркасов зданий из типовых легких металлоконструкций. Подсистема позволяет сформировать файл исходных данных, полностью описывающий объект и содержащий информацию для выполнения графической части проекта, комплект чертежей стадии КМ и КМД, а также спецификаций металла и смет.

Возможности и ограничения подсистем «Молодечно»:

1. Проектируется прямоугольное в плане производственное здание, имеющее до шести пролетов (пролеты — 18, 24 и 30 м могут быть одинаковыми и разными) и до четырех температурных отсеков.

2. Здание может быть оборудовано подвесными кранами грузоподъемностью 10...50 кН, расположенными как в продольном, так и в поперечном направлениях.

3. В зависимости от нагрузок, действующих на каркас, komponуются типовые конструкции шатра (стропильные и подстропильные фермы, прогоны, листы профилированного стального настила, монорельсы для краев), колонны, связи, фахверк, стеновые панели.

Одновременно может проектироваться до семи объектов.

Глава 11. ЭЛЕМЕНТЫ КАРКАСА

11.1. Колонны

11.1.1. Классификация колонн

В. Как классифицируют колонны каркасов?

От. Классификация осуществляется по ряду признаков: по способу сопряжения с фундаментами и ригелями; по изменению сечения.

Сопряжения с фундаментом могут быть жесткие и шарнирные, при этом сопряжения в плоскости и из плоскости могут отличаться друг от друга. Для обеспечения жесткого защемления анкерные болты должны иметь достаточный разнос (плечо u).

При жестких сопряжениях в плоскости колонны, из плоскости они могут быть шарнирные, если анкера размещены по оси $y-y$, либо близки к шарнирной схеме, если анкера установлены на небольшом расстоянии u_1 , (рис. 11.1, а). Сопряжения с ригелем также либо шарнирное (свободное опирание ригеля), жесткое, либо упругое (рис. 11.1, б). По изменению сечения, точнее высоты сечения, колонны различают с постоянной высотой сечения (рис. 11.1, а, б), ступенчатые (рис. 11.1, в, г) и колонны раздельного типа (рис. 11.1, д). Первый тип применяют либо при отсутствии мостовых кранов, либо при кранах сравнительно небольшой грузоподъемности (до 20, иногда более тонн).

Ступенчатые колонны удобны тем, что появляется отдельная ветвь для подкрановой балки (подкрановая ветвь) и шатровая ветвь. В редких случаях возможно и изменение высоты сечения как в пределах надкрановой, так и подкрановой части колонн. В таких колоннах несколько снижается расход металла, но повышаются трудозатраты на изготовление.

Колонны раздельного типа имеют то преимущество, что подкрановая ветвь на вертикальное давление от кранов работает как центрально-сжатая, а горизонтальное воздействие передается на шатровую ветвь. Такую автономную подкрановую ветвь легко заменить на более мощную при реконструкции.

В. Какие типы сечений применяются в колоннах?

От. Те же, что и в других внецентренно-сжатых стержнях (рис. 7.2 и 11.1).

Обычно при высоте сечения до 1000 мм рационально применять прокатные либо сварные двутавры. Под-

высота сечения, помимо соображений, изложенных в п. 9.4, выбирается из условия обеспечения жесткости рамы, чтобы гибкость $\lambda_x \leq [\lambda]$. Действительно для колонн постоянной высоты сечения $h_k = 1/10 \dots 1/24 H$ (рис. 11.1, а). В ступенчатых колоннах $h_{кв} = (1/8 \dots 1/12) H_{кв}$, $h_{кн} = (1/15 \dots 1/24) H$. При этом окончательно высота сечения h_k (или v — расстояние между ц. т. ветвей) корректируется с учетом (п. 9.4).

11.1.2. Особенности расчета колонн производственных зданий

В. Как рассчитывать колонны?

От. Как и другие внецентренно-сжатые стержни (см. п. 7.2).

Комбинации M и N принимаются из результатов статического расчета рам. Методика подбора сечений сплошных и сквозных описана в п. 7.3.2 и 7.3.3.

Определяющими в большинстве случаев являются условия устойчивости как в плоскости действия M , так и из плоскости.

В. Как определяются расчетные длины колонн?

От. Точные значения расчетных длин колонн рам могут быть определены в результате расчета на устойчивость рам. Такие расчеты весьма трудоемки, поэтому установлены приближенные значения для различных типов колонн, их отдельных участков в зависимости от расчетных схем, соотношений погонных жесткостей стержней.

В. Какие расчетные схемы колонн принимаются при определении расчетных длин?

От. Обычно в нормах приводятся коэффициенты расчетной длины $\mu = l_{ef}/l_0$. Для колонн постоянного сечения при шарнирных и жестких защемлениях μ можно определить по рис. 6.3. Для рам принимаются расчетные схемы и μ по табл. 11.1. Степень упругости опор и защемлений зависит от соотношения погонных изгибных жесткостей. В многопролетных рамах, если колонны нагружены не одинаково, то можно считать, что смещение верхушек колонн не происходит и μ несколько меньше.

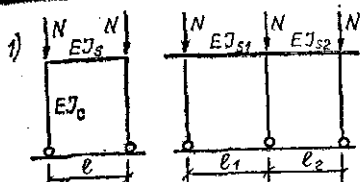

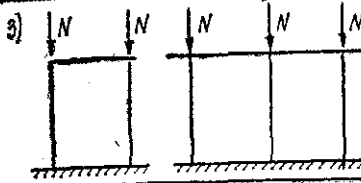

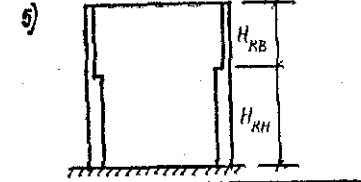
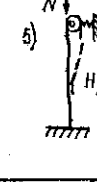

Расчетная длина из плоскости $l_{ef, y}$ принимается равной геометрической длине между точками закрепления от смещения из плоскости.

В. Имеются ли еще особенности расчета колонн.

От. Практически нет. Все остальное как для всех

Таблица 11.1

Расчетные длины колонн

Схема рамы	Расчетная схема колонн	μ
1) 	2) 	$2\sqrt{1+0,38/n}$ $\mu > 2$
3) 	4) 	$\sqrt{\frac{n+0,56}{n+0,14}}$ $\mu > 1$
5) 	5) 	$\mu > 1$
	7) 	$\mu > 2$

Примечание. $n = (EI_s/l)/(EI_c/H)$ — для однопролетной рамы; $n = K(n_1+n_2)/(K+1)$ — для многопролетной рамы с числом пролетов $K \geq 2$; $n_1 = (EI_{s1}/l_1)/(EI_c/H)$, аналогично n_2 .

других внецентренно-сжатых стержней. В частности, при проверке общей устойчивости в плоскости колонны значение M принимается равным наибольшему моменту на участках с одинаковым сечением; для колонн с защемлением в фундаменте и другим свободным концом — момент в заделке. Нормы регламентируют и другие, более сложные случаи. При проверке устойчивости из плоскости значение M принимается для колонн с защемлением в фундаменте, а другим свободным

концом — момент в заделке; для колонн с шарнирным опиранием — наибольший момент в пределах средней трети, но не менее половины наибольшего по длине стержня момента.

11.1.3. Узлы колонн

В. Какие узлы имеются в колоннах?

От. Обязательными элементами любой колонны являются оголовок и база. Оголовок воспринимает нагрузку от шатра, передаваемую ригелем, и распределяет ее по сечению колонны. База (башмак) служит для передачи внутренних усилий на фундамент. Для восприятия и передачи на колонну нагрузки от мостовых кранов проектируют либо консоль (в колоннах постоянного сечения), либо узел сопряжения верхней и нижней части в ступенчатой колонне.

В. Каковы особенности конструирования и расчета оголовка?

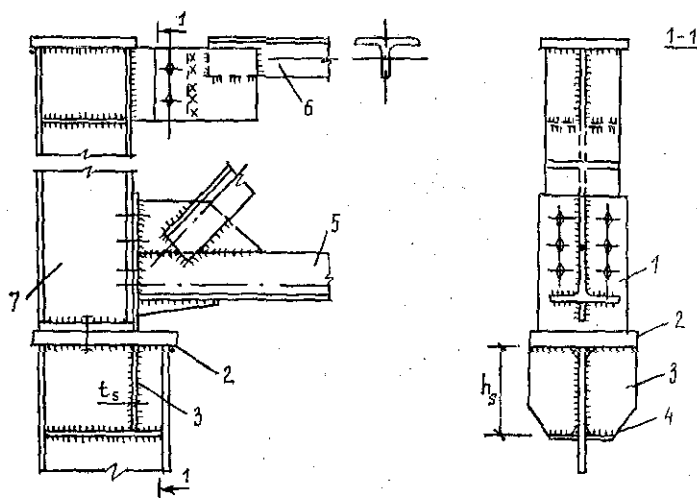


Рис. 11.2. Вариант узла свободного опирания стропильной фермы на колонну (распорки и элементы кровли условно не показаны)

1 — опорное ребро фермы; 2 — опорная плита колонны; 3 — ребро в оголовке; 4 — поперечные ребра; 5 — нижний пояс фермы; 6 — верхний пояс; 7 — надколонник

От. В случае шарнирного сопряжения ригеля с колонной опирание может быть сверху (рис. 11.2, 11.3) или сбоку (рис. 11.4), в случае жесткого сопряжения —

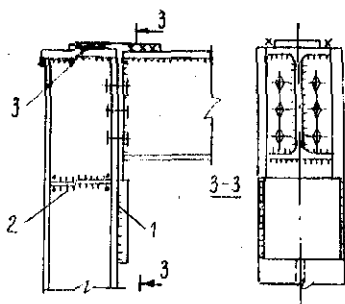
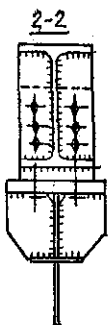
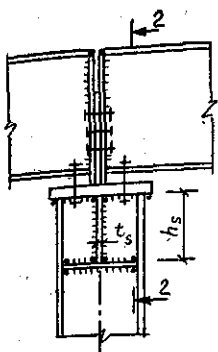


Рис. 11.3. Узел свободного опирания сплошнотенчатых ригелей на колонну

Рис. 11.4. Узел жесткого сопряжения сплошнотенчатого ригеля с колонной

1 — монтажный столик; 2 — ребра жесткости; 3 — «рыбка»

только сбоку (рис. 11.4). При опирании сверху оголовки состоят из опорной плиты и подкрепляющих ее элементов: вертикальных и горизонтальных ребер жесткости в сплошных двутавровых колоннах (рис. 11.2) или диафрагмы и ребра в сквозных. Опорная плита приваривается к стержню колонны и служит для передачи опорной реакции ригеля. Толщина плиты назначается конструктивно не менее 20 мм. Ребра жесткости приваривают к опорной плите и стержню колонны. Вертикальные ребра обеспечивают более равномерную передачу нагрузки, воспринимают сосредоточенную силу (опорную реакцию) и совместно с горизонтальными ребрами обеспечивают местную устойчивость отсека стенки (в сплошных колоннах).

Сварные швы, прикрепляющие ребра (диафрагму) к опорной плите, проверяют на прочность (4.4) и (4.5) от действия опорной реакции.

Длина вертикального ребра определяется из условия прочности швов, передающих нагрузку на колонну:

$$h_s \geq N / (4 \bar{N}_{wf}), \quad (11.1)$$

где $\bar{N}_{wf} = \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf}$ — несущая способность 1 пог. см шва (см. 4.4).

И наконец, толщина вертикального ребра может быть найдена из условия его прочности на смятие:

$$t_s \geq N / (l_s R_p \gamma_c). \quad (11.2)$$

Здесь l_s — ширина ребра.

Поперечные ребра (рис. 11.2) назначаются конструктивно толщиной 6...8 мм и создают дополнительную жесткость в приопорном отсеке. Если ригель крепится к колонне сбоку, то вертикальная реакция передается через опорное ребро на монтажный столик (рис. 11.4). Торцы опорного ребра и верхнюю грань столика строят для обеспечения плотного касания. Толщина столика принимается конструктивно на 10 мм больше толщины опорного ребра ригеля. Сварные швы, прикрепляющие столик к колонне, проверяют на срез:

$$1,3N/(2\bar{N}_{wf}) \leq 1. \quad (11.3)$$

Коэффициент 1,3 учитывает возможное неравномерное распределение опорной реакции между швами вследствие неточности изготовления и монтажа. Диаметр болтов, соединяющих опорное ребро ригеля с полкой колонны, должен быть на 3...5 мм меньше диаметра отверстий, чтобы ригель не завис на болтах и плотно встал на опорный столик.

В случае жесткого сопряжения в состав оголовка входит еще один элемент — «рыбка» (рис. 11.4), исключаящий поворот ригеля на опоре. Для обеспечения местной устойчивости стенки колонны и восприятия сосредоточенной силы ставится поперечное ребро жесткости (рис. 11.4). Длина половины «рыбки» определяется прочностью сварных швов:

$$l_p \geq H/(2\bar{N}_{wf}) + t_p + 10 \text{ мм}, \quad (11.4)$$

где $H = M_{\text{оп}}/h_p$.

Возможны и другие варианты шарнирного и жесткого сопряжения с колонной как сквозного, так и сплошного ригелей.

В. В чем особенности конструирования и расчета подкрановых консолей?

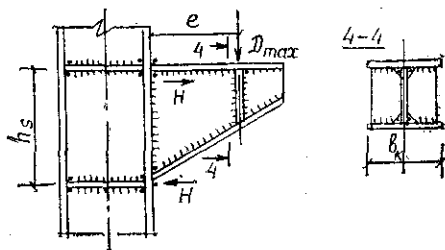


Рис. 11.5. Подкрановая консоль в сплошностенчатой колонне

От. В сплошных колоннах постоянного сечения проектируют двутавровые консоли (рис. 11.5), а в сквозных — из швеллеров (рис. 11.6). На консоль действует вертикальное давление от мостовых кранов D_{max} (см. главу 10) и изгибаю-

щий момент $M_{\max} = D_{\max} e$. Условно считается, что поперечная сила $Q = D_{\max}$ воспринимается сварными швами, прикрепляющими стенку консоли, а момент M_{\max} — поясными швами. Тогда высота консоли

$$h_s \geq Q/(2\bar{N}_{wf}) + 10 \text{ мм.} \quad (11.5)$$

Из условия прочности поясных швов консоли

$$b_k \geq H/(2\bar{N}_{wf}) + 10 \text{ мм,} \quad (11.6)$$

где $H = M_{\max}/h_s$.

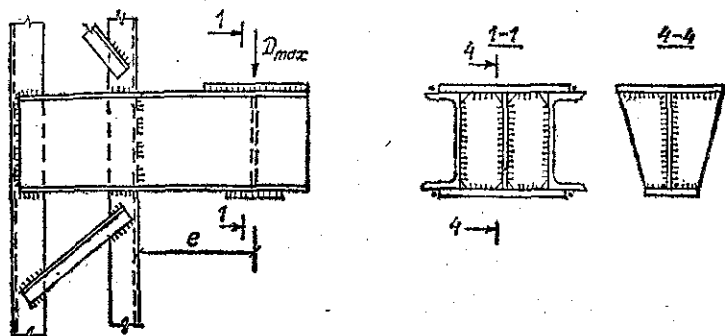


Рис. 11.6. Подкрановая консоль в сквозной колонне

В. Каковы особенности конструирования и расчета узла сопряжения верхней и нижней части ступенчатой колонны?

От. Традиционные узлы опирания подкрановых балок на уступ сплошностенчатой и сквозной колонн — на рис. 11.7. Узел состоит из опорной плиты (для опирания подкрановых балок), траверсы и ребер жесткости. Благодаря траверсе давление от мостовых кранов и изгибающий момент $M_{\max} = D_{\max} e$ передается на нижнюю часть колонны. Назначение остальных элементов такое же, как в оголовке. Условно (в запас прочности) считается, что N и M полностью передаются через полки верхней части колонны. При этом усилия в сварных швах

$$N_f = N/2 + M/h_b. \quad (11.7)$$

Высота траверсы

$$h_{tr} \geq N_f/(4\bar{N}_{wf}) + 10 \text{ мм.} \quad (11.8)$$

В сквозной колонне траверсу можно представить

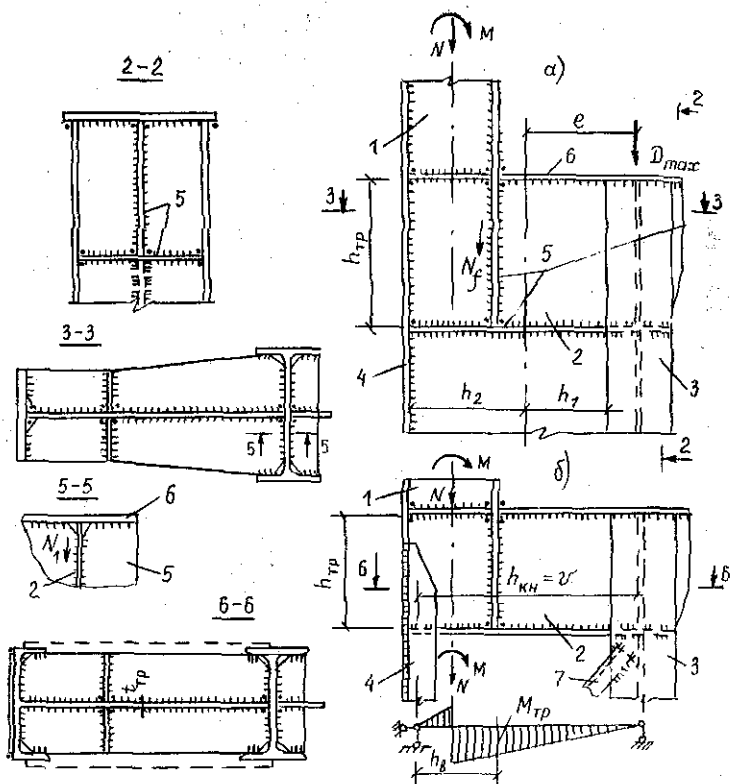


Рис. 11.7. Узел опирания подкрановой балки на ступень колонны
 а — в сплошнотенчатой колонне (1 — верхняя часть колонны; 2 — траверса (стенка); 3 — подкрановая ветвь; 4 — шатровая ветвь; 5 — ребра жесткости; 6 — опорная плита (диафрагма); б — в сквозной колонне (7 — элемент решетки)

как разрезную балку, имеющую пролет $h_{кн}$ и нагруженную силами N и M (рис. 11.7). Эта балка проверяется на прочность:

$$M_{тр} / (W_{тр} R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (11.9)$$

$$Q_{тр} / (h_{тр} t_{тр} R_s \gamma_c) \leq 1, \quad (11.9')$$

где $M_{тр}$, $Q_{тр}$ — момент и поперечная сила в траверсе на уровне полок верхней части колонны (рис. 11.7): $W_{тр} = t_{тр} h_{тр}^2 / 6$; $t_{тр}$ и $h_{тр}$ — толщина и высота стенки траверсы. Высота траверсы определяется как для сплошной колонны. Обычно $h_{тр} = (0,5 \dots 0,8) h_{кн}$. Сварные швы,

прикрепляющие траверсу к подкрановой ветви, проверяют на срез от действия силы:

$$N_1 = N h_1 / h_{\text{кн}} + M / h_{\text{кн}} + D_{\text{max}} / 2. \quad (11.10)$$

Опорное ребро (рис. 11.7) проверяется на прочность от действия силы $D_{\text{max}}/2$ аналогично вертикальным ребрам оголовка колонны.

В. Каковы особенности конструирования и расчета базы колонны?

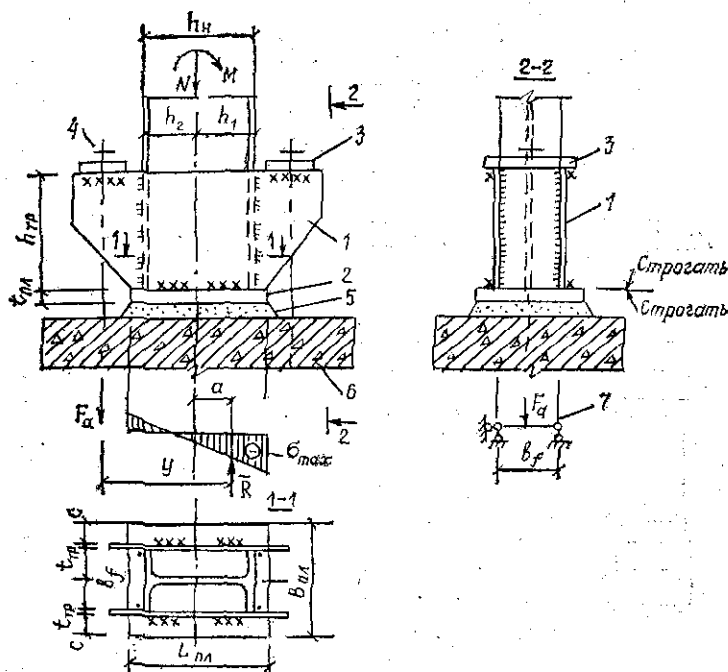


Рис. 11.8. База сплошнотенчатой колонны при жестком сопряжении с фундаментом

1 — траверса; 2 — опорная плита; 3 — анкерная планка; 4 — анкерный болт; 5 — цементно-песчаная подливка; 6 — фундамент; 7 — расчетная схема анкерной планки

От. База сплошной колонны состоит из опорной плиты, развитой в плоскости изгибающего момента (в плоскости рамы), траверс, анкерных планок и болтов (рис. 11.8). Для сквозных колонн обычно проектируют базу раздельного типа (рис. 11.9). Опорная плита обеспечивает передачу внутренних усилий со стержня ко-

лонны (через траверсы) на фундамент. Траверсы и ребра жесткости служат для более равномерного давления опорной плиты на бетон фундамента. Анкерные болты и планки предотвращают поворот опорного сечения колонны, т. е. обеспечивают жесткое сопряжение с фундаментом.

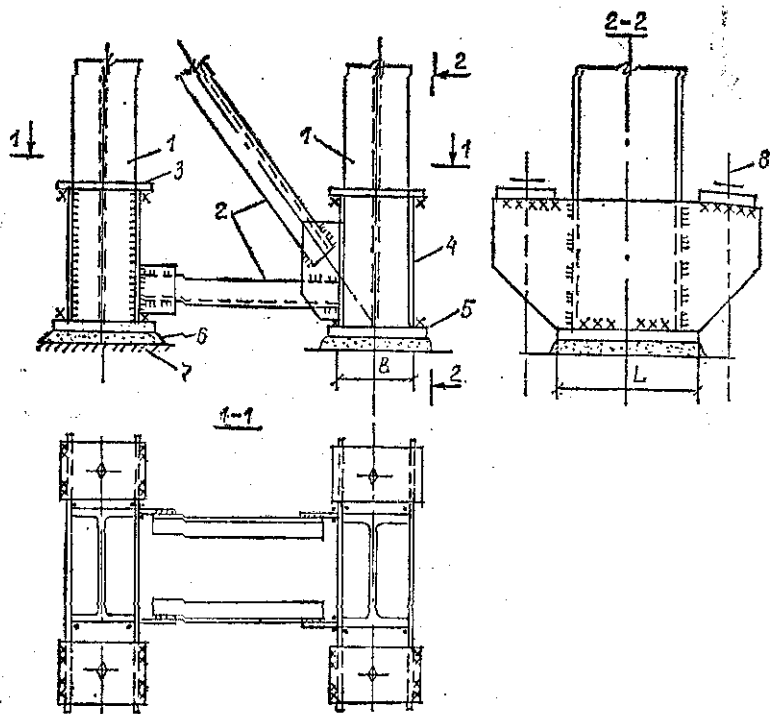


Рис. 11.9. База раздельного типа в сквозной колонне

(1 — ветвь колонны; 2 — элемент решетки; 3 — анкерная планка; 4 — траверса; 5 — опорная плита; 6 — подливка; 7 — верх фундамента; 8 — анкерный болт)

В настоящее время для монтажа колонн используется прогрессивный безвыверочный метод. Его суть заключается в том, что на фундамент с большой точностью устанавливается опорная плита с верхней фрезерованной поверхностью. Выверка плиты осуществляется с помощью установочных болтов. Затем под плиту подливают цементный раствор. Колонна или траверсы также имеют фрезерованные торцы. При монтаже колонна устанавливается на опорную плиту по рискам без

дополнительной выверки в вертикальных плоскостях. Этим достигается быстрота, качество и безопасность монтажных работ.

Для баз сплошностенчатых колонн характерно неравномерное распределение напряжений в бетоне фундамента под опорной плитой (рис. 11.8). Наибольшее напряжение

$$\sigma_{б. \max} = N/(BL) + 6M/(BL^2). \quad (11.11)$$

Исходя из условия прочности бетона:

$$\sigma_{б. \max}/(R_{б.с} \gamma_c) \leq 1, \quad (11.12)$$

где $R_{б.с}$ — прочность бетона на смятие, и, задаваясь шириной опорной плиты,

$$B = b_f + 2(t_{тр} + c), \quad (11.13)$$

где $t_{тр}$, c — толщина траверсы и свес плиты, можно с учетом (11.12) определить размер L .

Опорная плита в плане разбита на участки, опертые на четыре или три стороны и консольные (рис. 11.8). Считая, что плита опирается на стержень колонны и траверсы и загружена отпором бетона фундамента, можно вычислить изгибающие моменты на каждом из указанных участков по формуле (6.28), где $q = \sigma_1(\sigma_2)$ — наибольшее напряжение в пределах участка. Затем определяется толщина опорной плиты по формуле (6.29), а высота траверсы базы — из условия прочности сварных швов:

$$h_{тр} \geq N_w/(2\bar{N}_{wf}) + 10 \text{ мм}, \quad (11.14)$$

где $N_w = Nh_2/h_n + M/h_n$ (рис. 11.8).

Анкерные болты рассчитывают на комбинацию N_{\min} и $\pm M_{\text{соот}}$ (см. главу 10). Усилие в болтах с одной стороны базы (рис. 11.8).

$$F = (M_{\text{соот}} - N_{\min}a)/y \quad (11.15)$$

и их требуемая площадь

$$A = F/(nR_{yb}\gamma_c), \quad (11.16)$$

где n — количество анкерных болтов, R_{yb} — для фундаментных болтов.

Анкерные планки работают как разрезные балки, опертые на траверсы и нагруженные усилиями в анкерных болтах (рис. 11.8). Задавшись одним из размеров, например шириной сечения планки, можно легко вычислить толщину $t_{пл}$.

Так как ветви сквозной колонны работают на центральное сжатие, то распределение напряжений под опорной плитой базы раздельного типа принимается равномерным (рис. 11.9). Длина плиты

$$L = N_b / (BR_{6.с}), \quad (11.17)$$

где N_b — усилие в ветви колонны.

Дальнейший расчет базы сквозной колонны принципиальных отличий не имеет.

11.2. Элементы шатра

11.2.1. Конструкция элементов шатра

В. Из каких элементов состоит покрытие производственного здания?

От. Основными несущими элементами шатра являются ригели (стропильные конструкции). При прогонном решении (см. 9.5) на ригели опираются прогоны, на которые, в свою очередь, укладывается либо настил (профилированный или плоский), либо мелкогабаритные кровельные плиты. При беспрогонном варианте на ригели кладут крупногабаритные плиты либо стальной профилированный настил. По несущим элементам устраивается теплая кровля (для отапливаемых зданий) или холодная (для складов или зданий с избыточным тепловыделением).

В. Какие конструкции ригелей используются в шатре?

От. Возможны как сквозные, так и сплошностенчатые решения. Наиболее широко используются сквозные ригели — фермы. Особое внимание следует обратить на фермы со стержнями замкнутого сечения (из круглых труб, гнутосварных или сварных прямоугольных труб), которые по сравнению с традиционными решениями обеспечивают снижение расхода металла (до 20...25%) и эксплуатационных затрат, обладают рядом достоинств при изготовлении и монтаже.

В качестве сплошностенчатых ригелей могут быть использованы эффективные виды балок: тонкостенные с гофрированной или перфорированной стенкой. Эти решения, хотя и являются более металлоемкими по сравнению со сквозными, обеспечивают снижение эксплуатационных затрат на отопление и вентиляцию за счет меньшей (в 1,5...2 раза по сравнению с фермой) высоты балки.

Сплошнотенчатые ригели можно выполнить из широкополочных или сварных двутавров.

Основными несущими элементами покрытия могут быть не только плоские конструкции, но и пространственные системы в виде структур, а также трех- или четырехгранных блоков. Использование пространственных конструкций, особенно со стержнями из труб, обеспечивает быстрый, качественный и безопасный монтаж шатра, повышает надежность его работы.

В. Каковы конструктивные решения прогонов?

От. При шаге ригелей 6...9 м в качестве прогонов используют прокатные двутавры, швеллеры, гнутосварные профили. Прогоны крепятся к поясам ригелей в узлах с шагом 3...4 м с помощью сварки либо болтов по разрезной, реже неразрезной схеме. При шаге ригелей 10...12 м предпочтение следует отдавать решетчатым прогонам (рис. 11.10), которые легче сплошных, хотя и более трудоемки при изготовлении.

Наиболее эффективным решением и для теплых, и для холодных кровель является использование стального профилированного настила по прогонам. Высота

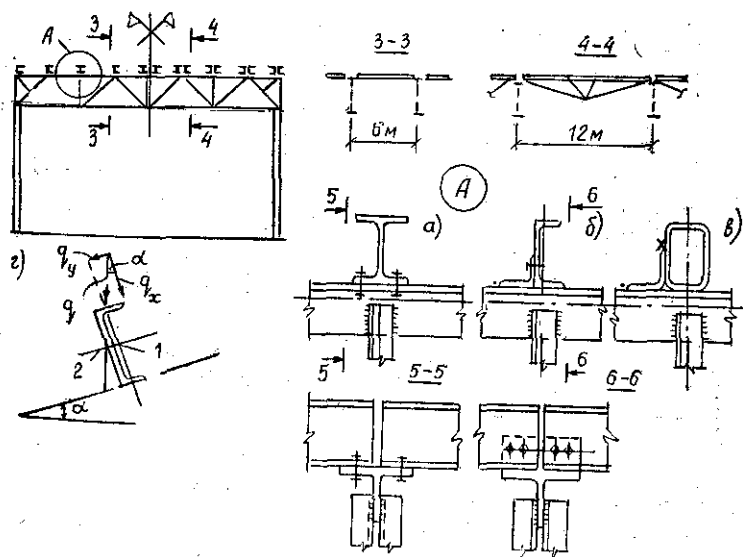


Рис. 11.10. Прогоны

а, б, в — варианты узла А; з — схема нагружения прогона на крутоуклонной кровле (1 — центр тяжести, 2 — центр кручения прогона)

профиля (гофра) 40...114 мм, длина листа до 12 м. Собственный вес настила всего 0,1...0,15 кН/м². Крепление настила к прогонам самонарезающими болтами, дюбелями или электрозаклепками, а листов настила между собой — комбинированными заклепками. Профнастил может работать на пролете 3...4 м, а при высоте гофра 114 мм — до 6 м.

В. Каковы конструкции кровельных плит?

От. При беспрогонном решении рекомендуется использовать жесткие каркасные плиты, которые будут обеспечивать устойчивость сжатых поясов ригелей из плоскости поперечных рам; эффективны стальные каркасные панели из гнутых профилей с профнастилом шириной 3 м и длиной 6 и 12 м (рис. 11.11, а). Собственный вес этих плит 0,4...0,6 кН/м². Для снижения веса шатра можно использовать каркасные панели из сплавов алюминия (рис. 11.11, б). Их вес — 0,1...0,25 кН/м², однако они очень дороги и дефицитны.

В качестве кровельных панелей не исключается использование ребристых железобетонных плит шириной 1,5 и 3 м, длиной 6 и 12 м, однако вследствие большого веса (1,4...1,7 кН/м²) они утяжеляют все ниже-

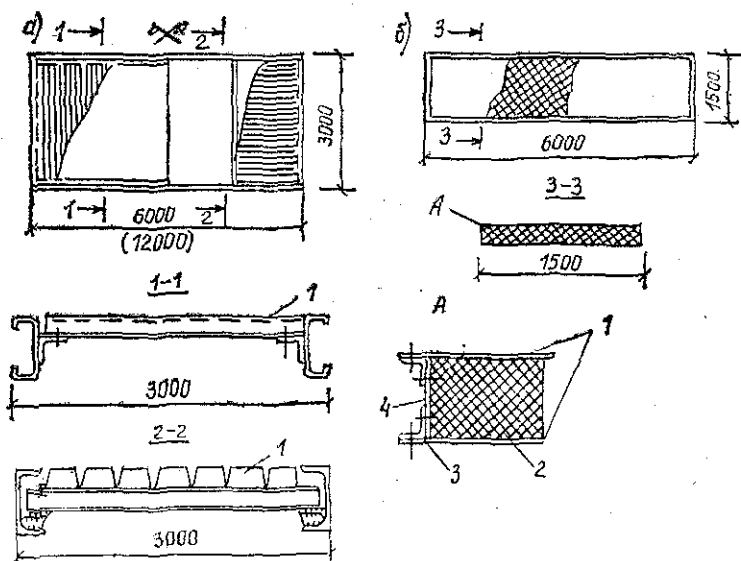


Рис. 11.11. Кровельные металлические плиты

а — стальные каркасные; б — трехслойная панель с алюминиевой обшивкой (1, 3 — обшивка; 2 — утеплитель; 4 — бакелезированная фанера)

лежащие конструкции каркаса. Крепление плит к ригелям — на сварке.

11.2.2. Особенности расчета элементов шатра.

В. Какие особенности при расчете ригелей?

От. Сбор нагрузок, действующих на ригель, выполняется в соответствии с гл. 10. Величина узловой нагрузки на ферму будет

$$F = (p + q)Bd, \quad (11.18)$$

где d — длина панели пояса.

Особенности статического расчета сквозных и сплошнотенчатых ригелей рассмотрены в гл. 10, а также в справочной литературе. Определение расчетных длин сжатых стержней, особенности компоновки их поперечных сечений и расчет узловых сопряжений приведен в гл. 8.

В. Имеются ли особенности в расчете прогонов и кровельных панелей?

От. Расчет прогонов по малоуклонной кровле ($i=1,5\%$) ничем не отличается от расчета прокатных балок. На скатной кровле прогон будет работать на изгиб в двух плоскостях (рис. 11.10). Составляющие нагрузки:

$$q_x = q \cos \alpha; \quad q_y = q \sin \alpha, \quad (11.19)$$

где α — угол наклона кровли.

В качестве прогона в данном случае выгоден швеллер, так как он не испытывает дополнительного кручения (равнодействующая проходит вблизи центра кручения). Для снижения влияния скатной составляющей ставят тяжи, уменьшающие пролет прогона. Если имеется кровельный стальной настил (профилированный или плоский), то скатная составляющая воспринимается настилом и прогон рассчитывают только на q_x . Решетчатые прогоны при необходимости рассчитывают как фермы с неразрезным верхним поясом. При этом верхний пояс работает на сжатие с изгибом, а в остальных элементах возникают только продольные силы.

11.3. Подкрановые конструкции

11.3.1. Назначение и состав подкрановых конструкций.

В. Для чего предназначены подкрановые конструкции?

От. Подкрановые конструкции предназначены для поддержания путей грузоподъемных механизмов, основными видами которых являются тельферы, подвесные и мостовые краны.

Тельферы имеют грузоподъемность до 2,0 т и применяются, как правило, для ремонтных работ и вспомогательных операций. Группа режимов работы тельферов 1К, 2К. Подвесные краны бывают двух-, трехопорные, многоопорные и обычно имеют грузоподъемность до 5 т, в большепролетных зданиях (авиасборочных, судостроительных и т. п.) — до 30 т и используются для обслуживания технологического процесса. Группа режимов работы таких кранов 1К...5К.

Мостовые краны имеют грузоподъемность от 5 до 250 т и более, обслуживают технологические процессы. Группы режимов работы мостовых кранов — 1К...8К.

В. На что опираются подкрановые конструкции?

От. Опорами подкрановых конструкций для тельферов и подвесных кранов являются стропильные конструкции, и тогда пролет первых определяется шагом ригелей. При большом шаге стропильных конструкций могут устраиваться дополнительные опоры (рис. 11.12, а, б).

Опорами подкрановых конструкций путей мостовых кранов являются колонны поперечных рам или отдельные подкрановые стойки в колоннах раздельного типа (рис. 11.12, в).

В. Из каких элементов состоят подкрановые конструкции?

От. а). Подкрановые конструкции для тельферов и подвесных кранов состоят из ездовых балок, подвешенных непосредственно к стропильным конструкциям, по которым перемещаются ходовые колеса грузоподъемного оборудования (рис. 11.13). Подкрановые ездовые балки выполняются из прокатного двутавра специального профиля (1 24М...1 45М). Благодаря отсутствию тормозных устройств, у этих кранов инерционные силы, возникающие при движении, могут восприниматься ветровыми горизонтальными фермами в плоскости нижних поясов стропильных конструкций.

б). Подкрановые конструкции под мостовые краны включают собственно подкрановые балки или фермы, воспринимающие вертикальные нагрузки от кранов; тормозные балки или фермы, воспринимающие попереч-

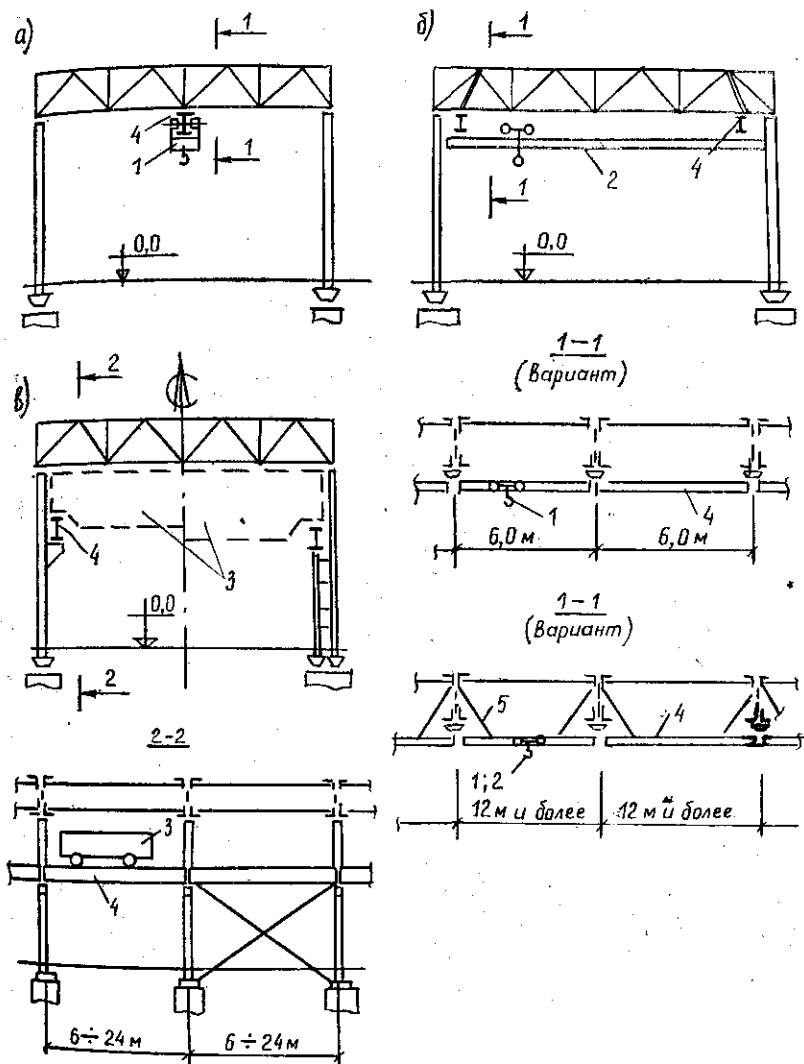


Рис. 11.12. Схемы опирания подкрановых конструкций (путей)
 1 — тельфер; 2 — подвесная кран-балка; 3 — мостовой кран; 4 — ездовая балка для тельфера или кран-балки (подкрановая балка для мостового крана); 5 — подвеска

ные горизонтальные воздействия; связи, обеспечивающие неизменяемость подкрановых конструкций; узлы

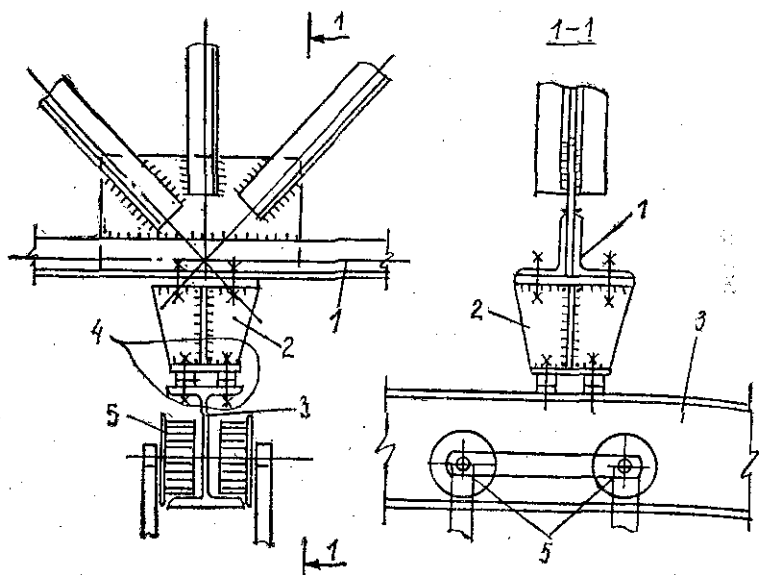


Рис. 11.13. Узел подвески ездовых балок к стропильной ферме
1 — нижний пояс фермы; 2 — деталь подвески; 3 — ездовая балка; 4 — крепление ездовой балки; 5 — колеса тельфера

крепления подкрановых конструкций, передающих крановые воздействия на колонны; крановые рельсы с элементами их крепления и упоры (рис. 11.14 б).

В. В чем заключаются особенности работы подкрановых конструкций?

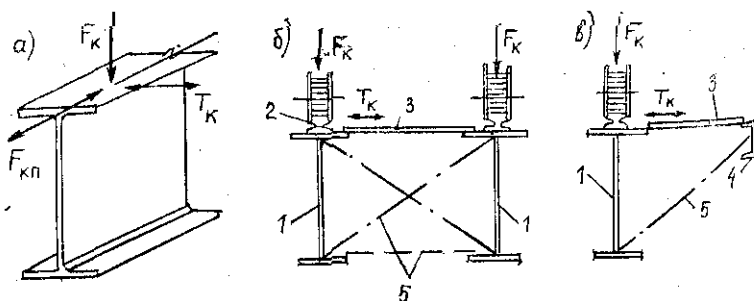


Рис. 11.14. Схемы подкрановых конструкций

а — воздействия от одного колеса крана; б — подкрановые конструкции по среднему ряду колонн; в — то же, по крайнему ряду (1 — подкрановая балка; 2 — рельс; 3 — тормозная балка (ферма); 4 — бортовой элемент; 5 — подкос (связь))

От. 1. На подкрановые конструкции от кранов передается подвижная нагрузка (кран перемещается вдоль цеха), изменяющаяся во времени (кран может двигаться с грузом и без него, тележка может занимать различное положение на кране, изменчива сама масса полезного груза). Таким образом, воздействие от кранов имеет циклический характер.

2. Нагрузка имеет динамический характер (груз поднимается рывком, возможно резкое торможение тележки и всего крана).

3. Нагрузка может прикладываться одновременно в двух плоскостях (вертикальной и горизонтальной).

4. Неопределимость точного значения крановой нагрузки при работе кранов (влияние вышеперечисленных факторов). Возможно оперировать только максимальными значениями крановых воздействий $F_k, T_k, F_{кп}$ (рис. 11.14, а).

11.3.2. Конструктивная форма подкрановых балок (ферм)

В. Какая конструктивная форма присуща подкрановым балкам (фермам)?

От. Основные элементы подкрановых конструкций, воспринимающих нагрузку от мостовых кранов в вертикальной плоскости, могут быть выполнены в виде балки, фермы и подкраново-подстропильной фермы.

Подкрановые балки применяются, как правило, при шаге колонн (пролете балок) 6...24 м и обязательно при кранах с режимом работы 6К...8К. Наиболее распространены разрезные однопролетные схемы как более простые в монтаже и нечувствительные к неравномерным осадкам опор.

Неразрезные балки на 12...15% экономичнее разрезных по расходу металла, однако при осадке опор в них возникают дополнительные напряжения. Не рекомендуется применять неразрезные балки на просадочных грунтах и если коэффициент упругой осадки опор $\epsilon = \Delta EI_x / l^3 > 0,05$ (Δ — перемещение опоры от $P=1$; EI_x — жесткость балки; l — пролет балки).

При пролетах балок 6 м и мостовых кранах грузоподъемностью $Q \leq 100/20$ т, а также $l=12$ м и $Q \leq 30/5$ т могут применяться прокатные сечения из обычных балочных и широкополочных двутавров. В некоторых случаях при использовании обычных или балочных двутавров требуется усиление верхнего пояса с целью вос-

притяжения горизонтальных сил торможения тележки (рис. 11.15, а, б).

Для кранов большой грузоподъемности ($Q > 100/20$ при $l = 6$ м; $Q > 30/5$ т при $l = 12$ м; $Q > 15$ т при $l = 18$ м и при пролете $l = 24$ м и любых кранах) применяются балки составного сечения сварные, комбинации прокатного профиля со сварными, два прокатных профиля или клепаные балки (рис. 11.15, в—з).

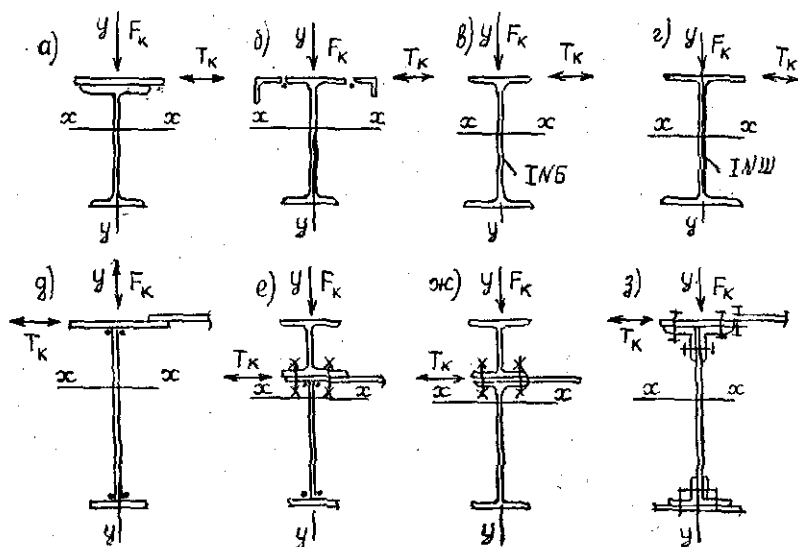


Рис. 11.15. Сечения подкрановых балок

а, б, в, г — из прокатных элементов; д — сварной двутавр; е, ж — со съёмным подрельсовым элементом (двутавром); з — клепаный (болтовой) двутавр

При шаге колонн 18, 24 м для легких кранов ($Q \leq 30$ т) с группой режимов работы 1К...5К можно применять разрезные однопролетные подкрановые фермы с жестким верхним поясом из двутавра или двух швеллеров. Такие фермы снижают расход металла на 15...20% по сравнению с разрезными сплошнотенчатыми балками, однако более трудоемки при изготовлении, монтаже и имеют меньший ресурс по выносливости.

При больших пролетах (шаг колонн 24 м и более) и кранах большой грузоподъемности ($Q > 50$ т) применяют подкраново-подстропильные фермы, объединяющие в себе подкрановую балку и подстропильную ферму (рис. 11.16). Экономичность таких подкрановых

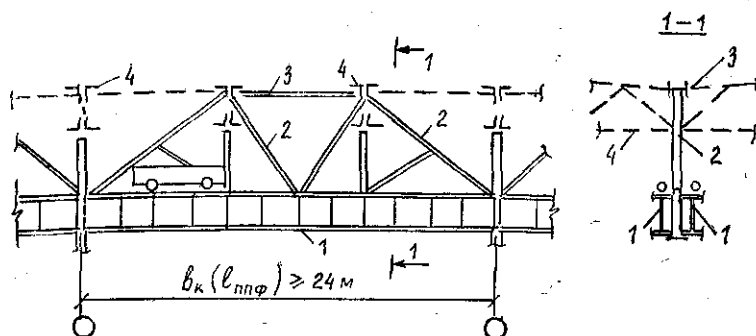


Рис. 11.16. Подкраново-подстропильная ферма

1 — нижний пояс (ездовая балка); 2 — решетка; 3 — верхний пояс; 4 — стропильные фермы

ферм увеличивается с увеличением шага колонн и может достигнуть 10...15% по сравнению с решением, предусматривающим отдельную подстропильную ферму и отдельную подкрановую балку или ферму.

11.3.3. Тормозные и вспомогательные конструкции.

В. Какие элементы подкрановых конструкций служат для восприятия горизонтальных крановых воздействий (от тележки) и как они решены конструктивно?

От. В балках прокатного сечения (рис. 11.15, а—г) горизонтальные инерционные силы торможения тележки T_k воспринимаются сечением верхнего пояса (у двутавров с узкой полкой — усиленным верхним поясом). В сварных и клепаных балках (рис. 11.15, е—ж) жесткости EI_y верхних поясов недостаточно, чтобы воспринять значительную силу T_k . Для восприятия этих сил приходится создавать специальные тормозные конструкции, включающие непосредственно верхний пояс подкрановой балки (фермы), вспомогательную балку (верхний пояс вспомогательной фермы), выполняющие функцию поясов горизонтально расположенной балки (фермы) и настила (решетки). В первом случае тормозные конструкции называются тормозной балкой, во втором — тормозной фермой. Тормозная балка применяется при кранах тяжелого режима работы (группа режимов работы 6К...8К), в прочих случаях из соображений экономии металла целесообразно применять решетку. Тормозная конструкция может иметь понижен-

ное расположение (рис. 11.15, е, ж), что при тяжелом режиме работы кранов создает демпфирующие эффекты и приводит к увеличению ресурса балок. Настил (стенка тормозной балки) выполняется из листовой рифленой стали — толщиной 6 мм и приваривается сплошным сварным швом к верхнему поясу и вспомогательному элементу — поясу фермы. Решетка тормозной фермы выполняется треугольной из одиночных уголков и с помощью фасонки крепится к верхнему поясу подкрановой балки и вспомогательному элементу (рис. 11.17).

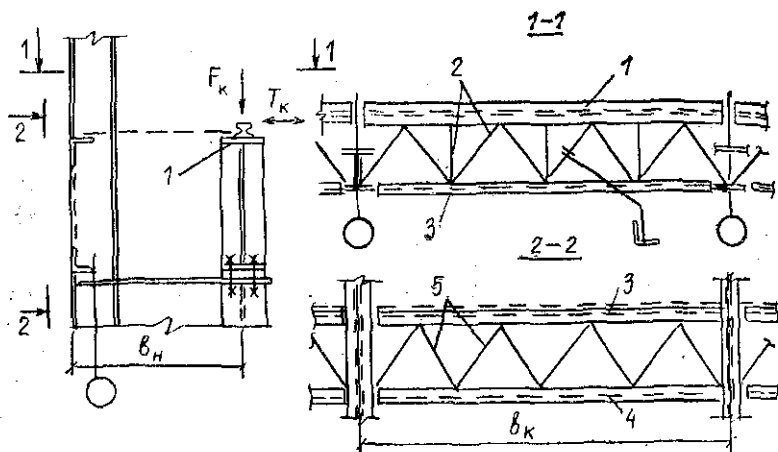


Рис. 11.17. Тормозные фермы

1 — верхний пояс подкрановой балки; 2 — элементы решетки; 3 — бортовой элемент (пояс тормозной и связевой фермы); 4 — нижний пояс связевой фермы; 5 — решетка связевой фермы

В. Назначение и конструкции вспомогательных элементов?

От. Вспомогательные элементы предназначены для конструктивного оформления горизонтальных тормозных конструкций, являются составной частью тормозной балки или фермы и одновременно поддерживающим элементом площадки обслуживания кранов, подкрановых путей (при наличии решетки у тормозной конструкции по ней сверху для прохода укладывается деревянный или неприваренный металлический настил). При шаге колонн 6 м вспомогательный элемент выполняется из швеллера № 20...24, при шаге 12 м и более — в

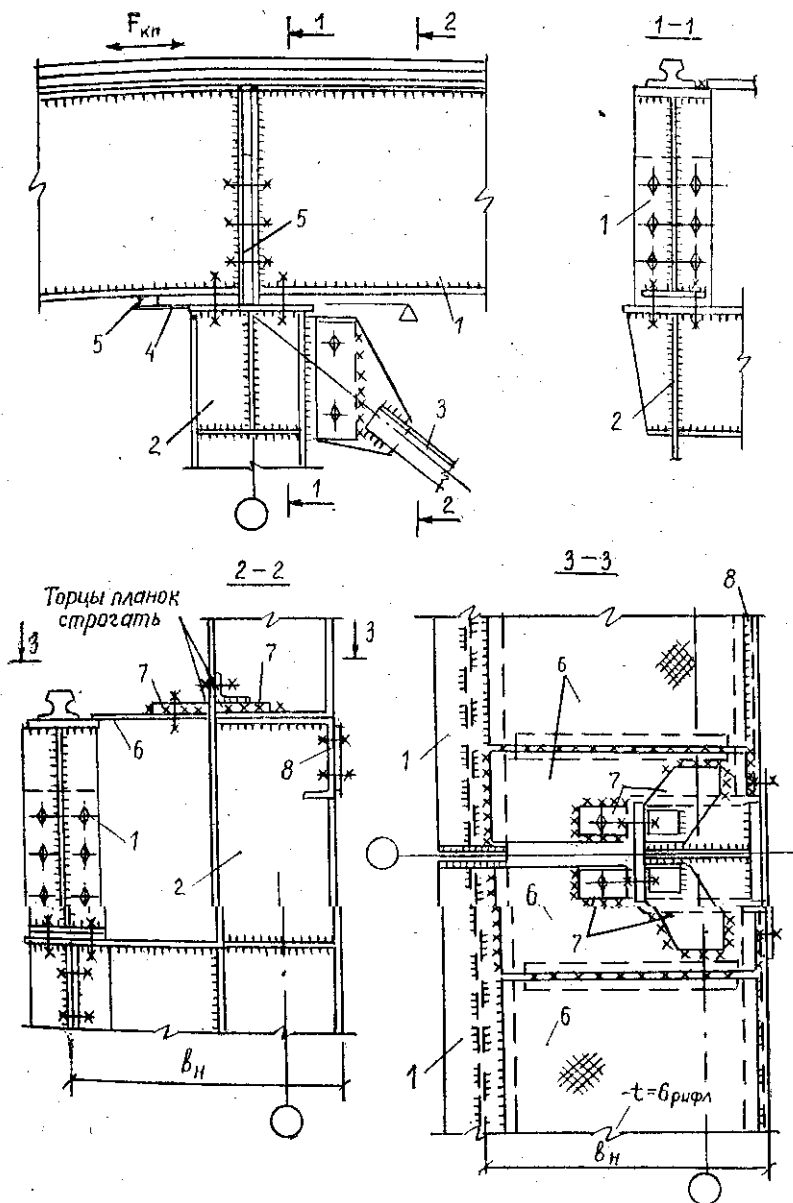


Рис. 11.18. Узел опирания подкрановой конструкции на колонну
 1 — опорное ребро подкрановой балки; 2 — стенка двутавра подкрановой балки; 3 — связевый раскос; 4 — упорная планка для передачи силы продольного торможения; 5 — прокладка; 6 — настил (стенка тормозной балки); 7 — ребро для крепления тормозного элемента; 8 — бортовой элемент (пояс тормозной балки)

виде фермы с поясами из одиночных уголков 125×8 и более и решеткой из одиночных уголков. Высота сечения фермы принимается равной высоте сечения подкрановой балки (рис. 11.17).

11.3.4. Узлы

В. Каким требованиям должны отвечать узлы крепления балок к колоннам?

От. 1. Обеспечивать проектное положение балок в период эксплуатации.

2. Обеспечивать соответствие расчетной схемы подкрановых и тормозных балок, в том числе учет действительной работы.

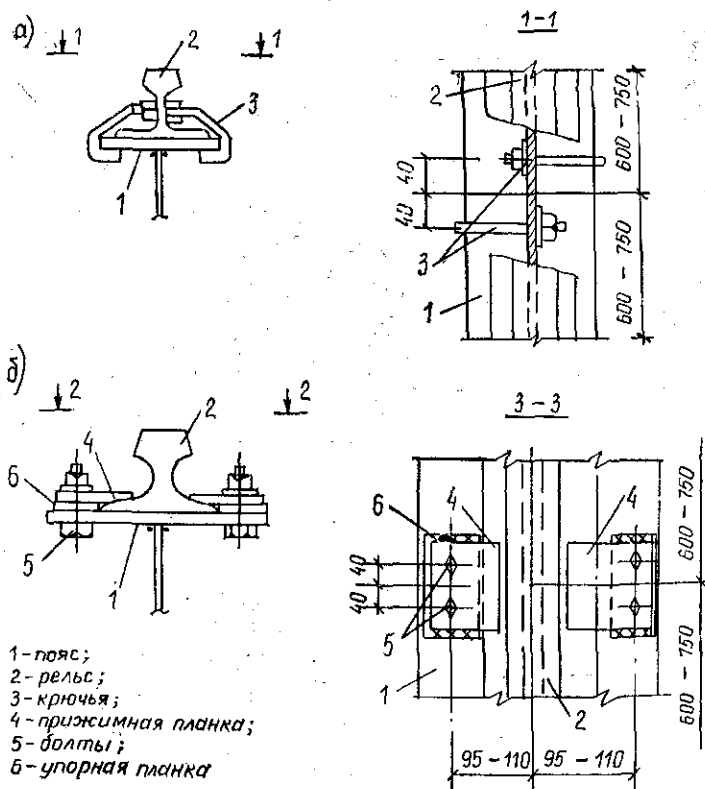


Рис. 11.19. Крепление подкрановых рельсов к балкам
а — крепление на крючьях; б — то же, на прижимных планках

3. Передавать силы торможения кранов на колонны.

В. Какими конструктивными решениями обеспечивается выполнение этих требований?

От. Наиболее распространенное решение приведено на рис. 11.18.

В. Какие типы рельсов применяются в подкрановых конструкциях и как они крепятся к балкам?

От. Для легких кранов с $Q \leq 10$ т могут применяться рельсы из квадрата 60×60 или 70×70 , для кранов с Q до 30 т могут применяться железнодорожные рельсы узкой колеи типа Р38, Р43 либо специальные крановые рельсы типа КР70. При кранах с $Q \geq 50$ т применяются рельсы типа КР70÷120 (цифра обозначает ширину головки рельса). Квадратные рельсы привариваются к балкам прерывистым швом. Однако это крепление допустимо только при кранах легкого и среднего режимов работы (группы 1К...5К), рельсы типа Р38, Р43 могут крепиться на крючьях, а крановые рельсы типа КР — на прижимных планках (рис. 11.19, а, б). Существуют и другие типы крепления рельса.

11.3.5. Особенности расчета подкрановых балок.

В. В чем заключаются особенности расчета балок?

От. Особенности расчета связаны с особенностями работы, отмеченными выше: с появлением усилий в балках в двух плоскостях; наличием подвижной и сосредоточенной нагрузки, вызывающей в стенках балок локальные напряжения, особенности расположений рельса после монтажа и в период эксплуатации (рис. 11.20).

Рельс практически невозможно установить точно по оси стенки на всем протяжении подкранового пути. Нормы на монтаж путей допускают смещение оси рельса с оси стенки $e_0 = 15$ мм, нормы на эксплуатацию допускают $e_0 = 20$ мм, а практически встречаются смещения и больше, достигающие $e_0 = 40...60$ мм.

Из-за деформации кранового моста жестко связанные с ним колеса поворачиваются на определенный угол и тогда контакт колеса с головкой рельса будет смещен на величину $e_1 < b_p/3$, где b_p — ширина головки рельса (рис. 11.20). В этом случае давление колеса крана по отношению к оси стенки будет приложено с эксцентриситетом ($e_0 + e_1$), т. е. создавать местный крутящий момент M_f . Кроме того, этот момент увеличи-

вается за счет действия T_k , приложенной с плечом \bar{h}_p . Величина T_k определяется по (10.8).

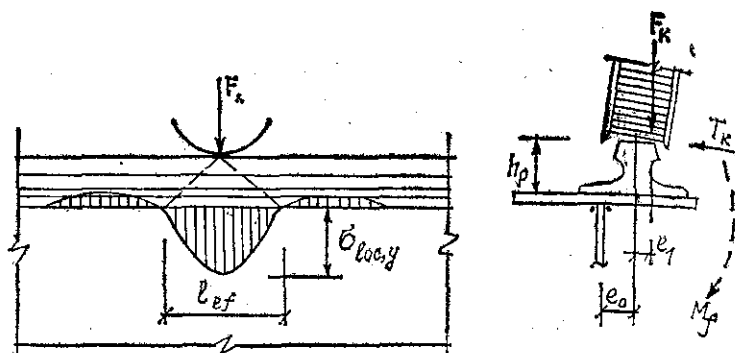


Рис. 11.20. Эпюра локальных напряжений в стенке подкрановых балок и схема опирания колеса крана на рельс

В некоторых случаях вместо T_k необходимо брать величину $T_{k.бок}$, возникающую при движении крана из-за непараллельности крановых путей и перекоса крана

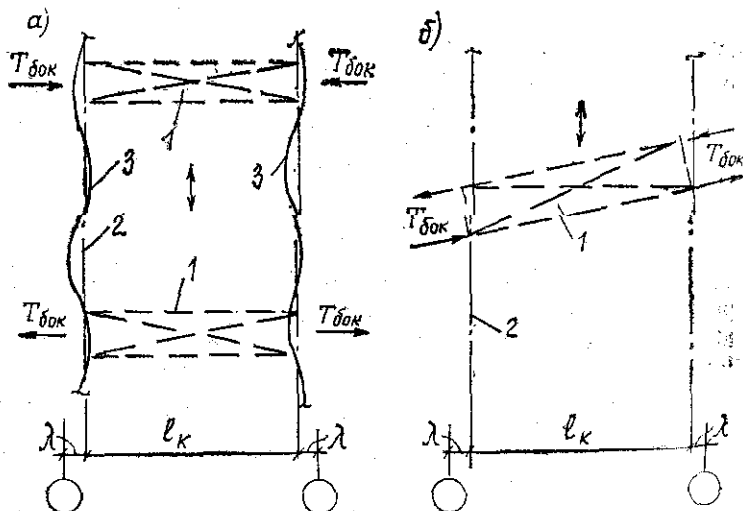


Рис. 11.21. Причины появления боковых воздействий крана
а — из-за непараллельности путей; б — из-за перекоса крана
1 — кран; 2 — ось балки; 3 — положение рельса

при его движении (рис. 11.21), которая принимается по (10.8). Тогда суммарный крутящий момент будет

$$M_f = F_{\kappa, \max} (e_0 + e_1) + Th_p, \quad (11.20)$$

где T — большее из значений T_{κ} и $T_{\kappa \text{ бок}}$.

В нормах расчет подкрановых балок ведется по формуле

$$M_f = F_{\kappa, \max} e_0 + 0,75 Th_p. \quad (11.20')$$

При этом учитываем, что вероятность совпадения в одном сечении расчетной сбивки рельса с осью и колеса с осью очень мала, а коэффициент 0,75 учитывает, что T не достигнет максимального значения вместе с $F_{\kappa, \max}$.

В. Какие напряжения возникают в подкрановой балке?

От. В подкрановой балке возникает целая система напряжений.

1. От поперечного изгиба, вызываемого силами F_{κ} и T_{κ} — σ_x ; τ_{xy} .

2. От общего кручения, как бруса, из-за несовпадения центра изгиба и силы F_{κ} (рис. 3.24) — σ_{ω} ; τ_{ω} ; $\tau_{xy, \omega}$; (см. 5.11 и 5.12). Напряжения от общего кручения сравнительно малы и пока в расчете не учитываются.

3. Местные напряжения от действия $F_{\kappa, \max}$ — $\sigma_{\text{loc. } y}$; $\sigma_{\text{loc. } x}$; $\tau_{\text{loc. } xy}$.

4. Местное кручение пояса в пределах отсека между поперечными ребрами от M_f (рис. 11.20) — $\sigma_{f, y}$; $\sigma_{f, x}$; $\tau_{f, xy}$.

В связи с таким сложным напряженным состоянием отдельные зоны балок (зоны стенки, примыкающие к полкам) перенапряжены и быстро выходят из строя из-за появления усталостных разрушений.

Расчет подкрановых балок легкого и среднего режимов работы группы 1К...6К проводится только по трем компонентам напряжений σ_x ; $\sigma_{\text{loc. } y}$; τ_{xy} , для балок групп режимов 7К, 8К — по всем компонентам, кроме $\sigma_{f, x}$.

11.3.6. Особенности подбора сечения подкрановых балок

В. Как назначается высота сечения подкрановой балки?

От. Оптимальная высота балок определяется по фор-

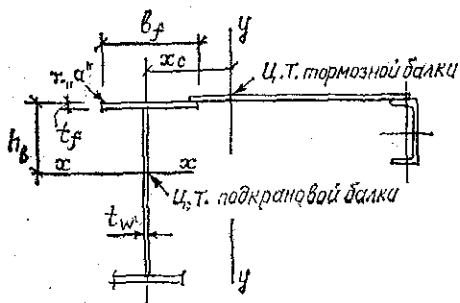


Рис. 11.22. Сечение подкрановой конструкции

муле (5.20). Максимальный изгибающий момент в вертикальной плоскости от действия силы $F_{к. \max}$ для однопролетных балок может быть определен по правилу Винклера. В общем случае

$$M_x = \alpha \gamma_f F_{к. \max} \sum y_i, \quad (11.21)$$

где $\alpha = 1,05$ — коэффициент, учитывающий массу балок, y_i — ординаты линии влияния момента для невыгодного расположения нагрузки, γ_f — коэффициент надежности для крановых нагрузок. Аналогично M_x определяется и M_y :

$$M_y = \gamma_f T \sum y_i, \quad (11.21')$$

где $T = T_k$ или $T_{к. \text{бок}}$. Остальные характеристики сечения (h_{\min} , выбор h , t_w , b_f) — назначаются так же, как для обычных балок.

Для балок легкого и среднего режимов работы проверка прочности производится отдельно для верхнего и нижнего поясов. Для верхнего пояса — относительно точки a (рис. 11.22)

$$[M_x h_b / I_x + M_y (b_f / 2 + x_c) / I_y] / (R_y \gamma_c) \leq 1. \quad (11.22)$$

Для нижнего пояса

$$[M_x (h - h_b) / I_x] / (R_y \gamma_c) \leq 1. \quad (11.22')$$

Прочность от действия местных воздействий

$$[\gamma_{f1} F_{к. \max} / (t_w l_{ef})] / (R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (11.22'')$$

где $\gamma_{f1} = 1, 1, \dots, 1,6$ — коэффициенты динамичности для режимов 1К...8К; l_{ef} — длина распределения $F_{к. \max}$ (рис. 11.20) по формуле (5.9); I_{f1} — сумма собственных моментов инерции рельса и верхнего пояса,

$$I_{f1} = I_p + b_f t_f^3 / 12.$$

Прочность стенки от действия τ_{xy} ($\sum y$ — ординаты линии влияния Q) проверяется по формуле (5.4).

Проверка местной устойчивости стенки балок проводится по (5.47).

Прогиб балок может быть вычислен по формуле

$$f/l = M_{x.n} l / (10EI_x) \leq [f_u/l], \quad (11.23)$$

где $M_{x.n}$ — нормативные значения момента, определяемого от $F_{x.max}^n$ (значение $F_{k.max}^n$ приводится в паспорте на краны и в нормах на краны).

В подкрановых балках режимов 7К, 8К еще проверяется прочность верхней зоны стенки по энергетической теории прочности и выносливость этой зоны. Прочность:

$$\sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc.x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc.x})\sigma_{loc.y} + \sigma_{loc.y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc.xy})^2} / (\beta R_y \gamma_c) \leq 1; \quad (11.24)$$

$$(\sigma_x + \sigma_{loc.x}) / (R_y \gamma_c) \leq 1; (\sigma_{loc.y} + \sigma_{f.y}) / (R_y \gamma_c) \leq 1; (\tau_{xy} + \tau_{loc.xy} + \tau_{f.xy}) / (R_s \gamma_c) \leq 1;$$

где

$$\sigma_x = M_x / W_x; \tau_{xy} = Q_{max} / (t_w h_w); \sigma_{loc.y} = \gamma_{f1} F_{k.max} / (t_w l_{ef});$$

$$\sigma_{loc.x} = 0,25 \sigma_{loc.y}; \tau_{loc.xy} = 0,3 \sigma_{loc.y}; \sigma_{f.y} = 2M_f t_w / I_t;$$

$$\tau_{f.xy} = 0,25 \sigma_{f.y};$$

$\beta = 1,15$ для разрезных и $1,3$ для неразрезных балок.

Момент инерции на кручение кранового рельса и пояса ($I_t = I_{tp} + b_f t_f^3 / 3$). На выносливость:

$$[0,5 \sqrt{\sigma_x^2 + (0,6 \tau_{xy})^2} + 0,4 \sigma_{loc.y} + 0,5 \sigma_{f.y}] / R_v \leq 1, \quad (11.25)$$

где R_v — расчетное сопротивление усталости, для сварных балок — 75 МПа.

В. В чем состоит особенность расчета ферм?

От. В верхнем поясе фермы возникает сжатие силой N_f (сумма усилий от вертикальных и горизонтальных воздействий крана), местный изгиб в плоскости фермы и из плоскости $M_{x.loc}$; $M_{y.loc}$ (рис. 11.23). От сжатия с изгибом верхнего пояса в двух плоскостях возможна потеря общей устойчивости. Проверка на устойчивость:

$$[N_f / (\varphi_x A_f) + M_{x.loc} / W_{x.f} + M_{y.loc} / W_{y.f}] / (R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (11.26)$$

где $M_{x.loc} = F_{k.max} d / 3$; $M_{y.loc} = T_k d / 5$ — при тормозной

ферме; $W_{x.f}$; $W_{y.f}$ — соответственно собственный момент сопротивления верхнего (жесткого) пояса, относительно осей $x-x$ и $y-y$; d — длина панели верхнего пояса.

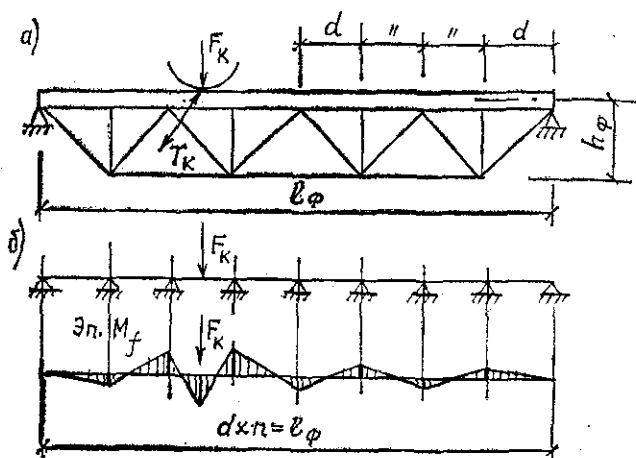


Рис. 11.23. Расчет подкрановых ферм
а — схема фермы; б — эпюра M в верхнем поясе

Усилия в нижнем поясе и стержнях решетки определяются по соответствующим линиям влияния. Для этих элементов проводятся обычные проверки прочности и устойчивости, как в обычных фермах.

11.4. Фахверк

В. Что такое фахверк?

От. Фахверк — это каркас стен производственного здания. Он предназначен для поддержания стенового ограждения и оформления проемов (окон, ворот). Различают торцевой и продольный фахверк. При шаге поперечных рам 6 или 12 м ограждающие конструкции крепятся к стойкам рам, и продольный фахверк не нужен. В состав фахверка могут входить стойки, ригели и распорки (рис. 11.24, а). На стойки навешиваются типовые крупноразмерные стеновые панели длиной 6 и 12 м, шириной 1,2 и 1,8 м, на ригели — легкие трехслойные панели типа «сэндвич». Для холодных зданий в качестве стенового ограждения может быть использован стальной профилированный настил. Возможно применение само-

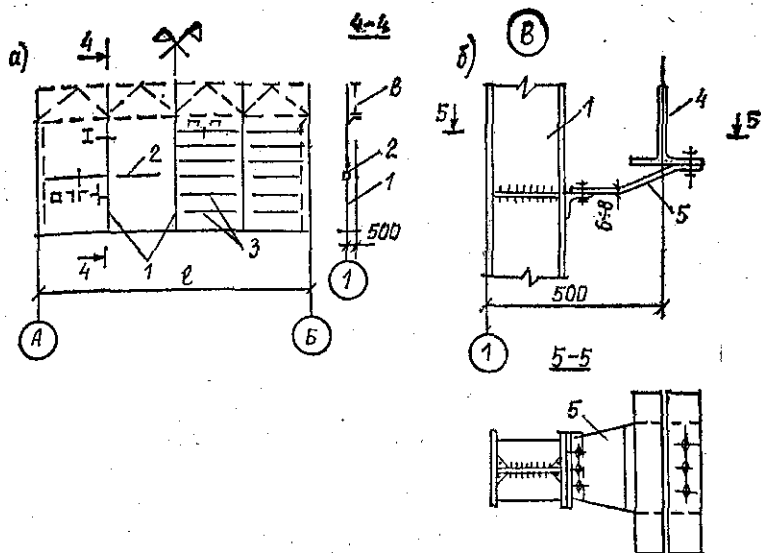


Рис. 11.24. Фахверк

а — схема торцевого фахверка; *б* — узел крепления стойки к стропильной ферме (1 — стойка; 2 — распорка; 3 — ригели; 4 — нижний пояс фермы; 5 — листовый шарнир)

несущих стен из кирпича или блоков из ячеистого бетона. Собственный вес такого ограждения воспринимается раантбалками. Распорки фахверка обеспечивают устойчивость стоек.

В. Как оформить узловое сопряжение стойки фахверка с ригелем поперечной рамы?

От. Такой узел должен обеспечивать передачу ветровой нагрузки с торца здания на фундамент и не препятствовать свободному прогибу торцевого ригеля от временных нагрузок. Эти требования выполняются при использовании листового шарнира (рис. 11.24, б). Листовой шарнир крепится к нижнему поясу сквозного ригеля (в уровне поперечной связевой фермы) либо к верхнему поясу ригеля при наличии жесткого кровельного настила. Благодаря своей форме и малой толщине 8...10 мм, листовой шарнир легко изгибается в вертикальной плоскости и работает как жесткий элемент в горизонтальной, передавая реакцию фахверковой стойки на поперечную раму.

В. Как подобрать сечения элементов фахверка?

От. Стойки фахверка работают как сжато-изогнутые элементы от действия ветровой нагрузки и веса стенового ограждения. Внутренние усилия M , Q определяются методами строительной механики, подбор сечения стоек изложен в гл. 7. Малонагруженные элементы допускается подбирать по предельной гибкости. Ригели фахверка от действия ветра и веса панелей работают на косой изгиб. Подбор и проверка сечения таких элементов производится как прокатных балок, изгибаемых в двух плоскостях. Подбор сечения распорок — по предельной гибкости.

11.5. Основы реконструкции и усиления

11.5.1. Реконструкция зданий и сооружений.

В. Что означает понятие «реконструкция» и в связи с чем она выполняется?

От. Реконструкция означает переустройство (переделку) существующих объектов и выполняется в связи с техническим перевооружением предприятий, которое является следствием морального или физического износа технологического оборудования, смены или модернизации технологического процесса. В первом случае при моральном износе существующего и при необходимости установки нового оборудования, которое может иметь большие габариты и массу, не исключается возможность изменения объемно-планировочного решения здания. Примером может служить реконструкция плавильного цеха оловокомбината, проведенная в 70-х годах, когда появилась необходимость замены старых плавильных печей, расположенных в однопролетном здании с пролетом 18 м с отметкой низа стропильных ферм 10 м, обслуживаемого мостовыми кранами $Q=5$ т на новые, имеющие большую высоту и массу (рис. 11.25, а, б). При реконструкции требовалось увеличить высоту здания на 2,5 м, установить краны $Q=10$ т, причем все работы необходимо было провести без остановки выплавки олова и без разборки кровли и шатра.

Во втором случае при физическом износе строительных конструкций может возникнуть необходимость либо полной замены поврежденных конструкций, либо их усиление, либо проведение ремонтных работ по восстановлению их эксплуатационных свойств. Примером может служить реконструкция шатра главного корпуса завода железобетонных изделий пролетом 24 м с шат-

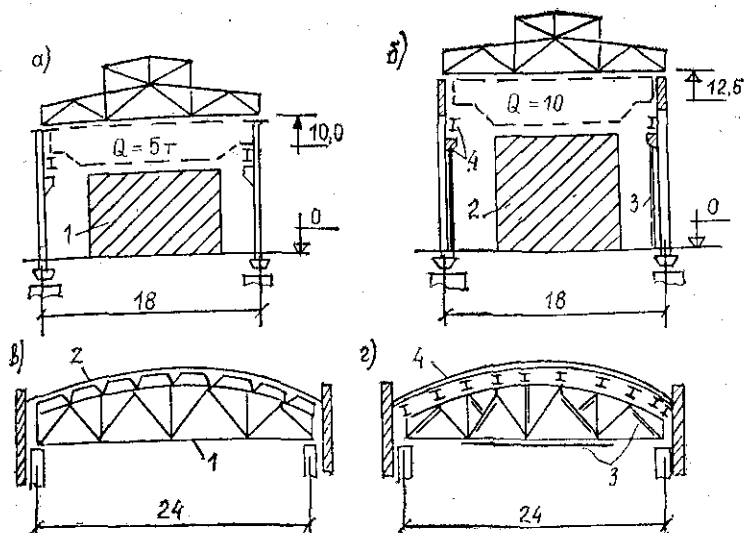


Рис. 11.25. Примеры реконструкции зданий

а — старые габариты корпуса; б — новые габариты; (1 — старая печь; 2 — новая печь; 3 — подкрановые ветви колонн); в — старая кровля; г — новая (1 — нижний пояс; 2 — ж. б. плиты; 3 — усиление; 4 — профилированный настил)

ром из стальных сегментных ферм с настилом из сборных железобетонных плит (рис. 11.25, в, г). После длительной эксплуатации ферм в условиях воздушной среды с повышенной влажностью была выявлена интенсивная коррозия стержней ферм, при которой сечения отдельных стержней уменьшились на 25...30%, в результате чего фермы получили прогибы, исключающие эксплуатацию мостовых кранов. Для восстановления эксплуатационных свойств здания пришлось заменить сборные железобетонные кровельные плиты и утеплитель из газобетона на настил из стального гофрированного листа с легким эффективным утеплителем, усилить фермы, дать им обратный выгиб, восстановить разрушенное лакокрасочное покрытие.

Итак, на примерах реконструкции производственных зданий будут показаны общие подходы и методы усиления, пригодные для других зданий и сооружений.

В. Как часто приходится осуществлять реконструкцию зданий и сооружений?

От. Моральная долговечность технологического обо-

рудования в промышленности составляет 5...15 лет. Следовательно, за время естественного физического износа конструкций каркаса здания или сооружения (для зданий со средним режимом работы кранов ЗК...5К оно составляет 50...70 лет) смена технологии и оборудования должна произойти несколько раз, а это может вызвать необходимость неоднократного проведения реконструкции. Ремонтные работы по восстановлению утраченных эксплуатационных свойств конструкций из экономических соображений желательно проводить не ожидая недопустимого износа, а раньше, примерно через 20...25 лет эксплуатации. Поэтому за время жизни здания или сооружения возможно выполнение нескольких восстановительных ремонтов конструкций, которые целесообразно приурочить к реконструкции, связанной со сменой технологии.

В. Какие бывают виды реконструкции?

От. Существует полная, средняя и малая реконструкции.

Полная предусматривает либо полную, либо частичную замену существующих конструкций в зданиях, восстановление работоспособности или повышение несущей способности которых экономически неоправдано; средняя предусматривает изменение габаритов и положения конструкций в здании; в малой используются меры по повышению несущей способности и надежности конструкций.

Во всем комплексе методов реконструкции наиболее выгодно осуществлять малую реконструкцию вообще без замены или усиления конструкций, используя лишь резервы несущей способности каркаса и его элементов. Иногда при малой реконструкции допускается эксплуатация оборудования, например, мостовых кранов с некоторыми ограничениями, не препятствующими нормальному технологическому процессу.

Малая реконструкция осуществляется: 1) путем выявления и использования резервов несущей способности конструкций; 2) снижением постоянных и временных нагрузок; 3) усилением конструкций, их элементов и соединений различными способами; 4) повышением выносливости, хладостойкости, коррозионной стойкости.

При реконструкции необходимо отдавать предпочтение способу, не требующему остановки технологического процесса, так как убытки от остановки производства

могут быть намного больше, чем стоимость реконструкции.

В. Каким образом оценивается техническое состояние конструкций перед реконструкцией?

От. Оценка технического состояния конструкций производится после обследования конструкций, расчетной оценки несущей способности (деформативности), установления уровня работоспособности конструкций и разработки рабочих проектов реконструкции.

В. Как проводится обследование конструкций?

От. Обследование состоит из следующих работ: ознакомление с технической документацией; натурное освидетельствование — визуальное и инструментальное (уточнение размеров каркасов, конструктивных элементов, их сечений); выявление дефектов и повреждений конструкций; определение фактических свойств стали; уточнение постоянных и временных нагрузок, условий эксплуатации; выявление аварийных состояний, если они есть, и разработка мероприятий по их устранению.

В. Какие основные дефекты и повреждения встречаются в эксплуатируемых конструкциях?

От. Дефектами называются отклонения от проектных размеров элементов (конструкций), их формы, качества свыше допускаемых пределов, связанных с нарушениями технологии изготовления и монтажа.

Повреждениями называются отклонения от проектных размеров, искажения формы, уменьшение площади поперечных сечений, усталостные повреждения, нарушения в соединениях, возникающие в процессе эксплуатации, транспортировки, хранения конструкций и их монтажа.

Наиболее характерные недопустимые дефекты и повреждения основных элементов каркаса приведены на рис. 11.26. К недопустимым дефектам, влияющим на эксплуатационную пригодность конструкций, относятся: отклонения от геометрических размеров (размеров сечений, длин элементов, генеральных размеров), принятых в проекте; расцентровка элементов в узлах, не учтенных в расчете; общее искривление элементов более допустимого по нормам; дефекты сварных швов (непровары, подрезы, непроектные длины и катеты), возникающие при изготовлении конструкций; отклонение от проектного положения конструкций; отсутствие необходимых по проекту элементов или соединений (связей, болтов крепления, сварных швов); дефекты

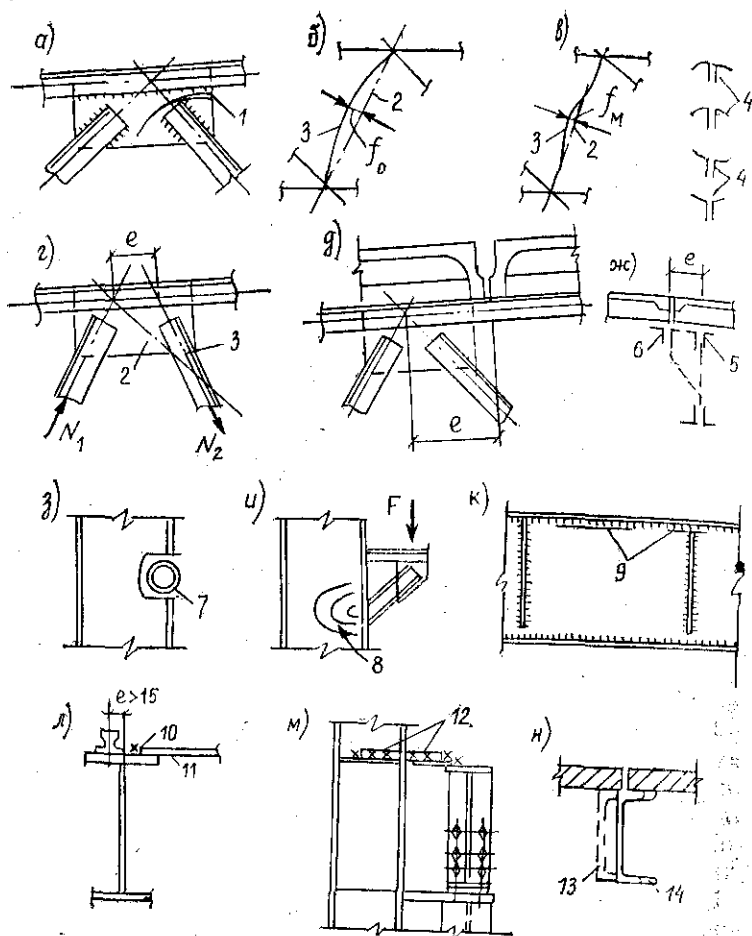


Рис. 11.26. Дефекты и повреждения конструкций

а — трещины (1); б — искривления f_0 (2 — проектное; 3 — новое положение); в — вмятины f_m ; г — расцентровки; д — опирание не в центре узла (смещение e); ж — наклон фермы (5 — проектное положение верхнего пояса, 6 — новое положение); з — вырез (7 — размещение трубы); и — потеря местной устойчивости стенки (8 — хлопун); к — трещины в стенке или пояском шве (9) подкрановых балок; л — смещение подкрановых рельсов с оси балки и трещины в швах (10), прикрепляющих тормозной лист (11); м — трещины в элементах крепления подкрановых балок к колонне (12); н — смещение прогонов из проектного положения (13) в новое (14)

антикоррозийных покрытий, возникающих при монтаже конструкций.

К недопустимым повреждениям относятся: разрывы

элементов или их отрыв в соединении; вырезы в элементах, появляющихся при прокладке инженерных коммуникаций; хрупкие или усталостные трещины в основном металле или сварных швах; искривление элементов и местные погиби при механических воздействиях на них; деформация конструкций из-за неравномерных осадок или температурных воздействий; разрушения защитных покрытий и коррозия металла при нарушении правил эксплуатации конструкций. Самыми повреждаемыми конструкциями в каркасах производственных зданий являются фермы, покрытия, связи и подкрановые конструкции.

В. Каким образом уточняются механические свойства стали?

От. При определении свойств стали учитывается изменчивость характеристик (прочность, пластичность, свариваемость, склонность к хрупкому разрушению) в зависимости от времени и места плавки, химсостава и т. п. Наиболее точную информацию дают сертификаты на сталь, заложенную в проекте КМД. При их отсутствии приходится производить испытания образцов, вырезанных из обследуемых конструкций по методике ГОСТ, или использовать другие неразрушающие методы.

В. Для чего и каким образом уточняются нагрузки?

От. Фактические нагрузки могут отличаться от заложенных в проекте в благоприятную или неблагоприятную стороны. Постоянные нагрузки от массы конструкций устанавливаются по данным обмеров, взвешиваний и часто оказываются больше проектных. Кратковременные атмосферные (снеговые, ветровые) устанавливаются по данным ближайших к обследуемому объекту станций Гидрометеоцентра и могут быть меньше проектных. Кратковременные крановые устанавливаются по фактической грузоподъемности и особенностям технологического процесса и также могут оказаться меньше проектных.

В. Как оценивается несущая способность сохраняемых конструкций?

От. Несущая способность определяется с учетом негативного влияния отмеченных при обследовании дефектов и повреждений и наличия резервов несущей способности конструкций.

В. За счет учета каких факторов выявляются резервы несущей способности?

От. Выявление резервов несущей способности про-

изводится в два этапа: путем перерасчета по современным нормам (в некоторых случаях удается выявить резервы в подкрановых балках до 40%, в колоннах до 30%), учетом фактических нагрузок, свойств стали, пространственной работы каркаса и других.

Как указывалось выше, уточненные кратковременные атмосферные и технологические нагрузки могут оказаться меньше проектных, что свидетельствует о наличии резервов несущей способности. При уточнении механических свойств стали с вероятностью 0,9 фактические характеристики часто могут быть больше расчетных. Как правило, можно ожидать, что фактические значения σ_t и σ_b и соответственно принимаемые для расчета фактические значения R_y и R_n будут больше проектного на 5...7%.

В традиционной методике расчета при учете пространственной работы каркаса в качестве распределительного диска покрытия принимаются продольные связи по нижним поясам ригелей либо кровельный диск, гибкость которого принимается или равной нулю (легкий металлический кровельный настил), или бесконечности (настил из крупноразмерных сборных железобетонных плит).

В уточненной расчетной схеме для выявления резервов несущей способности желательно учитывать фактическую сдвиговую жесткость любых типов кровельных настилов и влияние тормозных конструкций, не учитываемые в традиционной методике. Уточненная расчетная схема приведена на рис. 11.27. Основными факторами, влияющими на изменение усилий в колоннах, являются относительные жесткости. Например, для колонн с жесткой подкрановой частью ($h_{кп} \geq 1000$ мм) особенно большое разгружающее влияние оказывают жесткость кровельного настила и продольные связи по нижним поясам стропильных ферм; при гибкой подкрановой части ($h_{кп} < 1000$ мм) преобладает влияние тормозных конструкций. При большой высоте колонн ($H > 20$ м)

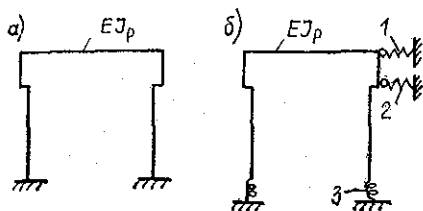


Рис. 11.27. Расчетные схемы рам

а — при первоначальном расчете; б — при учете эффекта пространственной работы; 1 — кровельный диск и продольные связи; 2 — тормозные балки; 3 — упругая опора (и заделка) фундамента

особенно большое разгружающее влияние оказывают жесткость кровельного настила и продольные связи по нижним поясам стропильных ферм; при гибкой подкрановой части ($h_{кп} < 1000$ мм) преобладает влияние тормозных конструкций. При большой высоте колонн ($H > 20$ м)

изгибающие моменты от крановых и ветровых нагрузок могут быть уменьшены за счет отпора тормозных конструкций в некоторых случаях до 50%.

Таким образом, учет пространственной работы каркаса по уточненной схеме позволяет в ряде случаев допустить увеличение крановой нагрузки на поперечную раму без ее усиления. Кроме того, учет таких факторов, как действительная работа узла сопряжения ригеля с колонной, податливости оснований, включение в работу стропильных ферм кровельного настила; уменьшение расчетных длин сжатых элементов ферм за счет учета размеров фасонки позволяет изыскать дополнительные резервы несущей способности элементов каркаса. Если выявленных резервов несущей способности недостаточно, чтобы воспринять увеличившуюся при реконструкции нагрузки, то необходимо усилить конструкции.

11.5.2. Усиление конструкций

В. Что называется усилением?

От. Под усилением понимается комплекс конструктивных мер, направленных либо на восстановление (при ремонте) утерянных эксплуатационных свойств конструкций, либо на повышение (при реконструкции) несущей способности и надежности конструкций и их элементов.

В. Какова цель усиления и какими факторами обосновывается необходимость усиления?

От. Основной целью усиления является обеспечение нормальной эксплуатации сохраняемых конструкций и технологического оборудования. Усиление обусловлено наличием недопустимых дефектов и повреждений; эксплуатационным износом (механическое воздействие на строительные конструкции технологического оборудования, коррозионным износом, нарушением правил эксплуатации оборудования и конструкций); повреждениями стихийного характера (пожары, ураганы и т. п.); изменением условий эксплуатации (изменением нагрузок, габаритов оборудования и т. п.).

В. Какие виды усиления применяются в строительной практике?

От. Усиление различают по степени капитальности, степени нагруженности и по конструктивным признакам. Усиление может быть аварийным, временным, капитальным и перспективным. Аварийное усиление про-

изводится в экстремальных случаях для срочного восстановления несущей способности конструкций. Временное усиление применяется для обеспечения в плановом порядке нормальной эксплуатации конструкций до капитального ее усиления. Капитальное усиление применяется для решения текущих задач при реконструкции; перспективное — в конструкциях, на которые с течением времени предполагается увеличить технологические нагрузки.

Усиление конструкций может производиться под нагрузкой с частичной или полной разгрузкой. Наиболее часто применяется усиление с частичной разгрузкой конструкций (например, усиление ферм, прогонов покрытия целесообразно производить при отсутствии снеговой нагрузки, усиление колонн — при отсутствии крановой и снеговой нагрузки). Усиление с полной разгрузкой практикуется, как правило, в тех случаях, когда допускается остановка технологического процесса, а также для конструкций, в которых основной является полезная нагрузка (подкрановые балки, резервуары и т. п.).

Усиление может быть достигнуто путем изменения условий эксплуатации; косвенным усилением; изменением схемы конструкций; увеличением сечения элементов; усилением соединений конструкций.

В. В чем смысл усиления изменением условий эксплуатации и косвенного усиления?

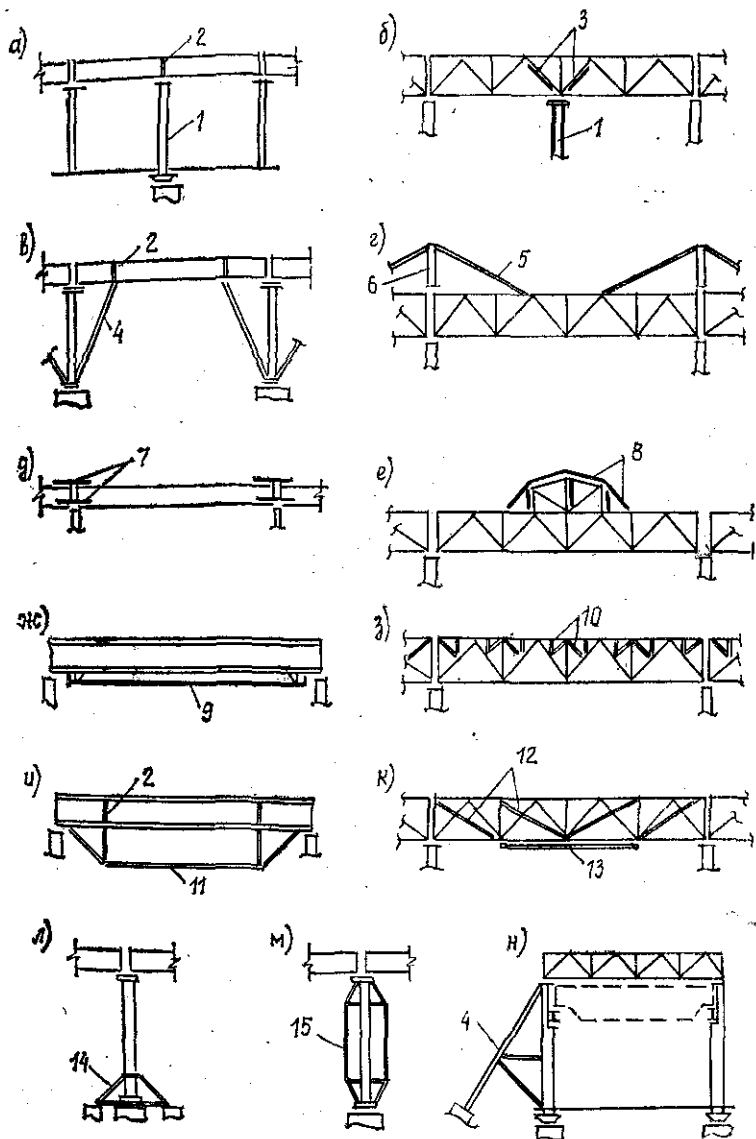
От. В первом случае предусматривается ограничение работы технологического оборудования (уменьшение заполнения емкостей под жидкости или сыпучие материалы; изменение работы мостовых кранов путем ограничения их грузоподъемности, хода грузовой тележки, сближение кранов между собой и др.); замена

Рис. 11.28. Усиление балок, ферм, колонн изменением статической схемы

а — подведение под балку дополнительной опоры; *б* — подведение под ферму дополнительной опоры; *в* — введение подкосов под балки (фермы); *г* — подвеска фермы к дополнительным опорам; *д* — создание неразрезности в балках путем «замоноличивания» опорных сечений; *е* — включение светоаэрационных фонарей в работу фермы; *ж* — введение в балку предварительно-напряженной затяжки; *з* — введение в решетку фермы дополнительных шпренгелей; *и* — подведение под балку шпренгеля, в том числе и с предварительным напряжением; *к* — введение дополнительной решетки в ферму; *л* — заделка шарнирно-опертой на фундамент колонны; *м* — введение шпренгеля в колонну; *н* — введение дополнительного подкоса;

1 — дополнительная опора; *2* — ребро усиления; *3* — элементы местного усиления; *4* — подкос; *5* — подвеска; *6* — стойка; *7* — элементы усиления опорных узлов; *8* — элементы усиления фонаря; *9* — предварительно-напряженная затяжка; *10* — шпренгельные элементы; *11* — шпренгель к балке; *12* — дополнительные стержни решетки фермы; *13* — элемент усиления нижнего пояса; *14* — детали усиления опорного узла; *15* — шпренгель колонны

существующего оборудования на новое с меньшей массой; замена существующих ограждающих конструкций на более легкие. Во втором случае предусматривается подведение новых несущих конструкций под существующее



ющие либо устройство дополнительных распределительных конструкций.

В. Когда применяется усиление путем изменения схемы конструкций и в чем заключается этот способ?

От. Этот способ применяется при необходимости повышения несущей способности или других эксплуатационных характеристик конструкции в целом. Изменение схемы конструкций с целью усиления подразумевает и изменение конструктивной схемы всего каркаса или отдельных его элементов, в результате чего меняется расчетная схема. Изменение конструктивной схемы можно выполнять следующими способами: постановкой дополнительных связей (например, горизонтальных связей по нижним поясам стропильных ферм; распорок по колонам; продольных разгружающих ферм; подведение дополнительных опорных стоек; подвешивание усиливаемых конструкций к дополнительным опорам; превращение статически определимых однопролетных балочных систем в неразрезные многопролетные системы путем «замоноличивания» опорных узлов; введением новых стержней (шпренгелей); включение в работу стропильных ферм существующих или вновь устанавливаемых светоаэрационных фонарей; изменение вида решетки ферм; устройство защемления опорных узлов шарнирно-опертых на колонну балок или колонн на фундамент; постановка дополнительных опор к поперечным рамам и т. д. (рис. 11.28).

В. Когда применяется усиление путем увеличения сечения?

От. Этот способ применяется, когда несущая способность каркаса или конструкций определяется одним или несколькими элементами, например, прочностью или устойчивостью нескольких стержней. Примеры усиления изгибаемых элементов (балок), центрально-растянутых, центрально-сжатых и внецентренно-сжатых приведены на рис. 11.29. Здесь надо иметь в виду, что при усилении балок нет необходимости усиливающие элементы устанавливать по всей длине, можно ограничиться только участком с максимальным изгибающим моментом; при усилении растянутых стержней усиливающий элемент надо заводить за ось узла на величину, достаточную для наложения сварных швов, воспринимающих дополнительное усилие; при усилении сжатых элементов усиливающий элемент можно доводить только до узла.

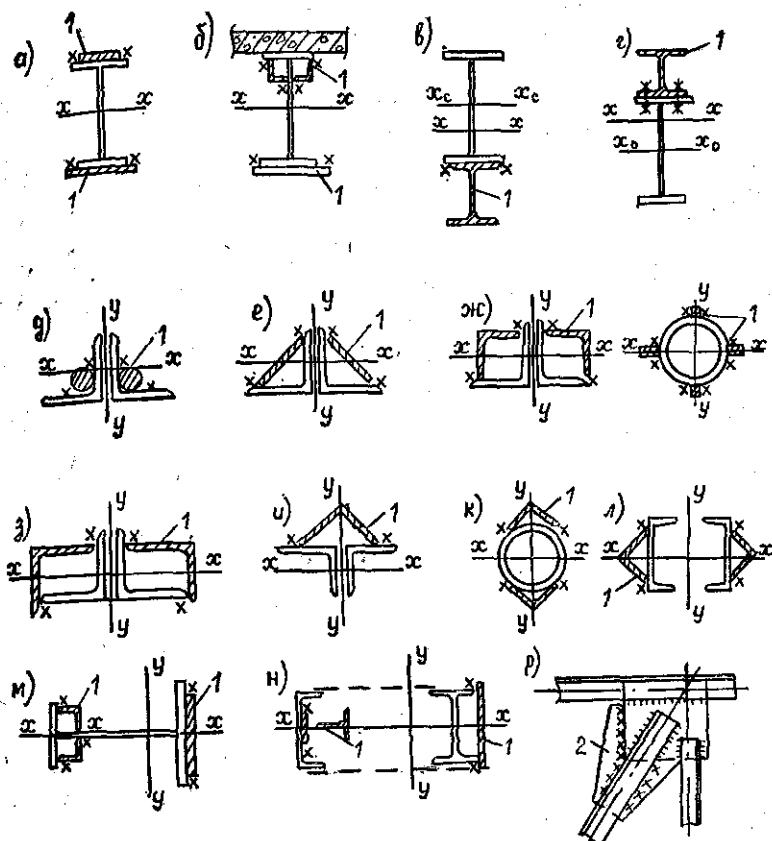


Рис. 11.29 Усиление методом увеличения сечения: балок — дополнительными листами (а), поясными уголками (б), двутавром (в, г), стержней ферм — круглыми стержнями (д), наклонными элементами (е), уголками, ребрами (ж, з), уголками в «лодочку» (и, к, л); колонн — листами, уголками, двутаврами (м, н). Р — установка дополнительных сварных швов; 1 — новая часть сечения; 2 — дополнительные фанки

В. Каким образом усиливаются соединения?

От. Сварные стыковые швы, выполненные на всю толщину соединяемых элементов усилению не подлежат, так как наплавка металла не увеличивает расчетную высоту шва. Здесь надо переходить на другие виды соединений. Усиление угловых швов, находящихся под нагрузкой, возможно при условии, что для швов $\sigma_w \leq 0,6R_{wf}$, а для основного металла $\sigma_0 \leq 0,6R_y$.

Усиление угловых швов производится путем их удлинения (рис. 11.29, *р*) или увеличения катета. Усиление болтовых соединений с обычными болтами возможно их заменой на высокопрочные болты с предварительным натяжением или такими же болтами большего диаметра, более высокого класса прочности или постановкой дополнительных болтов.

В. В чем заключаются особенности усиления конструкций?

От. Усиление под нагрузкой с помощью сварки возможно в том случае, если наибольшие напряжения в усиливаемом элементе не превышают: для сварных конструкций, работающих в особо тяжелых условиях (подкрановые балки при кранах с группой режимов работы 7К, 8К, бункера и т. д.) $\sigma_0 \leq 0,2R_y$; для конструкций, непосредственно воспринимающих подвижные нагрузки, но не входящих в первую группу (подкрановые балки с кранами режима 1К...6К, пролетные строения галерей, балки рабочих площадок и т. п.) $\sigma_0 \leq 0,4R_y$; для прочих конструкций $\sigma_0 \leq 0,8R_y$. Если эти условия не выполняются, нужна разгрузка до нужного уровня.

При проектировании усиления надо соблюдать следующие требования: элементы усиления необходимо располагать так, чтобы не изменять положения центра тяжести основного элемента; при усилении под нагрузкой запрещается накладывать сварные швы поперек растянутых усиливающих элементов; катет шва при одном проходе не должен быть более 6 мм; при наплавке дополнительных слоев на сварные швы ограничивать нагрев, для чего применять электроды диаметром не более 4 мм, варить участками по 50...70 мм с перерывами для остывания; при усилении балок и ферм во избежание дополнительных остаточных прогибов от сварочных деформаций в первую очередь накладываются швы, крепящие усиливающие элементы к нижнему поясу и, в последнюю — к верхнему; комбинированные соединения разной жесткости (например, болтовые в комбинации со сварными) выполнять запрещается.

Основным требованием монтажной технологичности является необходимость беспрепятственной заводки элементов усиления при их установке в проектное положение; доступность мест для выполнения и контроля качества всех технологических операций.

Раздел IV.

КАРКАСЫ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ, МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Глава 12. КАРКАСЫ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ЗДАНИЙ

12.1. Область применения и классификация

12.1.1. Особенности большепролетных по- крытий

В. Какие пролеты здания относятся к категории большепролетных?

От. Это здания, у которых опоры находятся друг от друга на значительных расстояниях, пролеты достаточно велики — до 300 м. Это пролеты, которые уже достигнуты до настоящего времени, и возможно до 0,5...1 км — те, которые непременно будут достигнуты в обозримом будущем. Кроме того, при сравнительно небольших пролетах — 30...42 м могут применяться несущие системы, характерные для большепролетных покрытий.

В. Какие здания входят в группы большепролетных?

От. Прежде всего производственные здания, предназначенные для изготовления или сборки крупногабаритных изделий — самолетов, судов и другой техники. Пролеты этих зданий 48...120 м. Такие корпуса имеют значающую подвешенными многотонными кранами грузоподъемностью до 30 т. Далее, специальные здания — хранилища различной техники: ангара для самолетов, депо для электротранспорта, гаражи и т. д. В ангарах пролеты также достигают 60...120 м. Наконец, различные общественные здания — выставочные павильоны, дворцы культуры, крупные кинотеатры, цирки, крытые стадионы, плавательные бассейны, крытые рынки и т. д. Во всех группах наблюдается стремление к увеличению пролетов, связанное с потребностями производства и интересами больших масс людей. В перспективе создания крытых пространств со своим микроклиматом для жилья и работы в различных районах с суровым климатом.

В. Какие трудности приходится преодолевать в связи с увеличением пролета?

От. Конструкции, перекрывающие пролет и воспринимающие поперечные нагрузки, работают с изгибающим моментом

$$M = \alpha \Sigma q l^2, \quad (12.1)$$

где Σq — сумма поперечных нагрузок; α — коэффициент, характеризующий эффективность несущей системы. В балочной однопролетной конструкции $\alpha = 0,125$, в других системах $\alpha < 0,125$. Нагрузки равны

$$\Sigma q = q_{с.в} + q_{огр} + q_{пол} + q_{сн}, \quad (12.2)$$

где $q_{с.в}$ — нагрузка от собственного веса несущих конструкций; $q_{огр}$ — нагрузка от ограждающих конструкций; $q_{пол}$ — полезная нагрузка, зависящая от технологического процесса, протекающего в здании (подвесные краны, подвесное оборудование); $q_{сн}$ — снеговая нагрузка.

Расход металла на конструкцию зависит от M , в то же время вес конструкции (этот же расход) влияет на M . Таким образом, увеличивая пролет, в квадрате увеличивается M и вес конструкции.

— Как же компенсировать это? Прежде всего снижать массу ограждающих конструкций — применять легкие алюминиевые панели или профилированный настил, облегченный утеплитель и др.

Максимально снижать расход металла за счет применения прочных сталей, эффективных профилей, оптимизации размеров, применения эффективных систем (снижать α). Полезную нагрузку снизить сложно, снеговую можно за счет применения систем подтаивания и сброса снега.

12.1.2. Классификация систем. Порядок компоновки

В. Какие основные принципы лежат в основе большепролетных несущих систем?

От. Таких принципов два: концентрации металла и многосвязности. На основе принципа концентрации металла создаются плоские несущие системы. В этих системах выгодно сосредотачивать основную массу металла в отдельных элементах, так как при больших нагрузках и, следовательно, больших усилиях в стержнях

сравнительно меньше дополнительно тратится металла на обеспечение устойчивости и жесткости.

На основе принципа многосвязности создаются пространственные системы — материал сравнительно равномерно располагается по всему покрытию. Характерный признак пространственной системы — силу, приложенную в любой точке покрытия, воспринимает вся система. Благодаря этому, можно снижать расход металла.

В. Какие системы известны и применяются в практике?

От. Подавляющее количество несущих систем человек позаимствовал у природы еще в глубокой древности.

Плоские системы: 1) балочные (в статическом смысле, при действии поперечной нагрузки возникают только поперечные реакции, нет распора, не считая сил трения в опорных частях) (рис. 12.1, а); 2) рамные (рис. 12.1, б); 3) консольно-рамные (рис. 12.1, в); 4) арочные (рис. 12.1, г); 5) комбинированные (комбинация балки и арки) (рис. 12.1, д); 6) плоские висячие и вантовые системы, включая комбинированные (балка с нитью) (рис. 12.1, е).

Пространственные: 1) купольные (рис. 12.1, ж); 2) оболочки и складки (рис. 12.1, з); 3) структурные плиты (рис. 12.1, и); 4) висячие из перекрестных тросов (рис. 12.1, к); 5) мембранные (рис. 12.1, л).

В каждой из систем заложена своя идея, по-разному реализуется восприятие изгибающего момента, создаваемого поперечными нагрузками.

В. Какими принципами следует руководствоваться при компоновке покрытий?

От. Определение компоновки и принципы те же, что и для каркасов производственных зданий (п. 9.2).

В. Какова последовательность компоновки каркасов большепролетных зданий?

От. Обычно используются следующие этапы компоновки.

1. Устанавливаются габариты здания (пролет, длина, высота), исходя из назначения здания, обеспечения экономичности и унификации размеров. 2. Устанавливаются места размещения температурных и деформационных швов. 3. Выбирается основная несущая система. 4. Выбирается шаг колонн или плоских несущих систем. 6. Определяется планировочная схема покрытия.

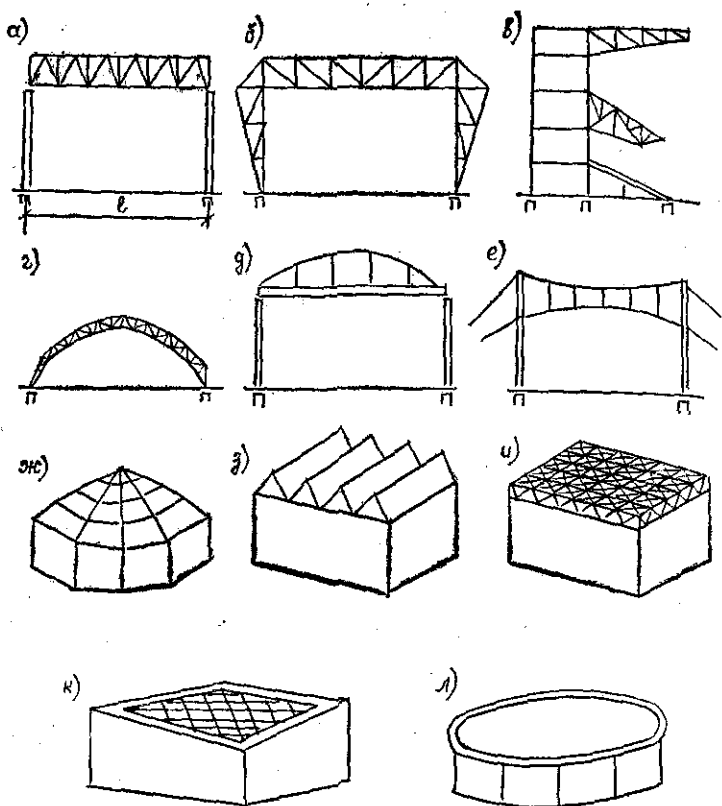


Рис. 12.1. Несущие системы, применяемые в большепролетных покрытиях

7. Устанавливаются габаритные размеры несущей системы. 8. Выбирается схема фахверка с учетом типа стенового ограждения. 9. Решается система связей как в покрытии, так и по колоннам.

Такая последовательность не является строго обязательной, каждый из этапов органически связан с соседними. На каждом этапе, помимо разработки схем, необходимо эскизно прорабатывать узлы сопряжений элементов.

12.1.3. Планировочные схемы

В. Как размещаются несущие системы в плане зданий?

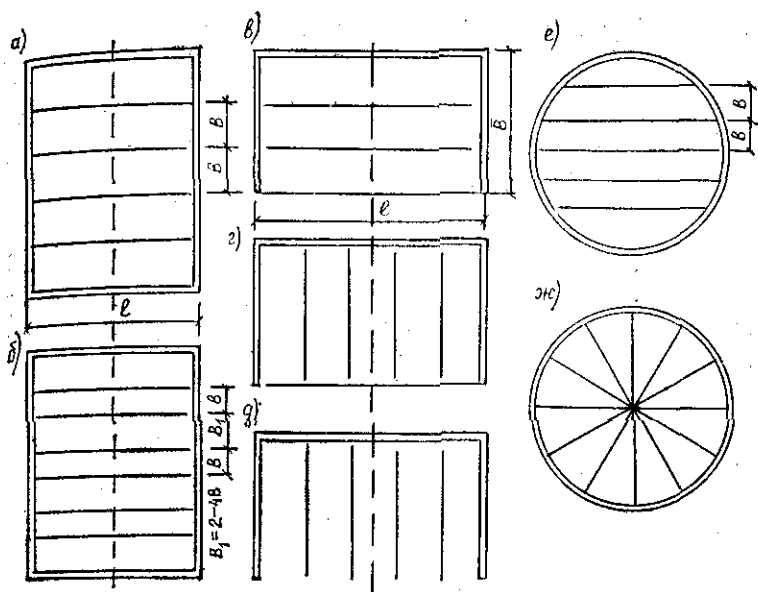


Рис. 12.2. Планировочные схемы большепролетных зданий

От. Планы зданий в основном бывают прямоугольные (квадратные), иногда круглые и овалбные. Возможны несколько вариантов размещения несущих конструкций. Это зависит и от того, могут ли опоры размещаться по всему периметру здания или необходимы проемы ббльших размеров. Как правило, желательно перекрывать меньшие пролеты. По отношению к оси здания, в случае отсутствия открытых проемов, обычно применяют поперечные планировки (рис. 12.2, а, б). Плоские конструкции размещаются с одинаковым шагом (рядовая схема) или в виде блоков (блочная схема).

В зданиях с открытым проемом применяют три схемы: поперечную, когда все другие плоские несущие системы размещены параллельно первой, надворотной конструкции (рис. 12.2, в), причем возможны рядовые и блочные схемы; продольно-поперечную, когда плоские системы размещены параллельно оси здания (продольные элементы) и опираются на надворотную конструкцию (рис. 12.2, г); продольную — в случае отсутствия надворотной конструкции и применения продольных элементов в виде консолей (рис. 12.2, д).

При круглых и овальных планах применяются параллельно-рядовые и радиальные схемы (рис. 12.2, *е, ж*).

В. От чего зависит выбор планировочной схемы?

От. Прежде всего от назначения здания, эстетических требований. От типа планировочных схем зависит расход металла. Кроме того, нужно учитывать возможность дальнейшего расширения здания. В этом смысле удобна продольная планировка (рис. 12.2, *д*).

Ориентировочно можно рекомендовать поперечную планировку при $l/B \leq 1,5$ (рис. 12.2, *в*). При $2 \geq l/B > 1,5$ рациональна продольно-поперечная схема (рис. 12.2, *з*) и, наконец, продольная планировка удобна при $l/B > 2$ (рис. 12.2, *д*).

12.2. Балочные системы

12.2.1. Несущие системы покрытий

В. Какова область применения балочных систем?

От. Как уже отмечалось, балочные системы — безраспорные. По этой причине изгибающие моменты самые большие при прочих равных условиях и область их пролетов 40...60 м. При больших пролетах они очень металлоемки и их применение становится нецелесообразным.

В. Какие виды конструктивных форм применяются в качестве балочных систем?

От. Сплошно-стенчатые балки применяются крайне редко из-за значительной металлоемкости. Кроме того, при пролетах 40...60 м потребуется высота балки $1/10...1/12l$, т. е. 4...6 м, что больше перевозного габарита (3,85 м). Приходится предусматривать продольный монтажный стык, кроме поперечных, а трудозатраты на изготовление возрастают. В основном применяются сквозные конструкции — фермы легкого, а чаще тяжелого типа; системы с воспринятым распором (типа арки с затяжкой); фермы с включением в работу поясов тонких листов, с регулированием напряжений и др. (рис. 12.3).

В производственных зданиях к несущим системам могут подвешиваться пути для многоопорных кранов (рис. 12.3, *а*). Высоты ферм, как правило, выбираются минимальными из условия обеспечения жесткости, с тем чтобы уменьшить объем здания в пределах покрытия.

С целью снижения металлоемкости применяется предварительное напряжение, например, затяжек в системе

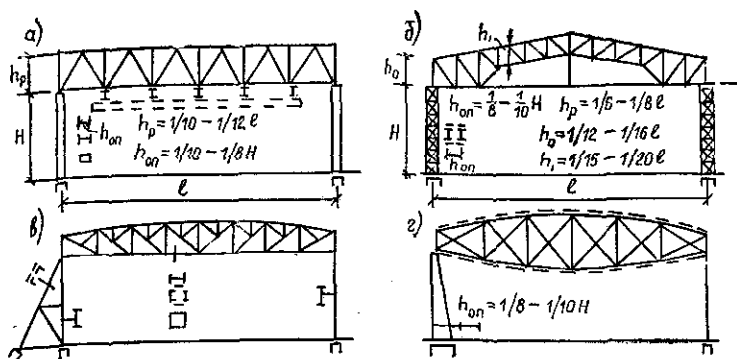


Рис. 12.3. Балочные несущие системы и разновидности опор

(рис. 12.3, б) или тонких листов обшивки (рис. 12.3, г). Порядок проектирования и расчет ферм представлены в гл. 8. Опорные части в этих системах должны приниматься с учетом температурных деформаций — чаще всего катковые.

12.2.2. О п о р ы

В. Какие типы опор применяются в каркасах большепролетных зданий?

От. Чаще всего это защемленные опоры сплошностенчатые с постоянной (рис. 12.3, а) или переменной (рис. 12.3, в) высотой сечения. Могут применяться сквозные сечения (рис. 12.3, б) либо мощные подкосы (рис. 12.3, в). Для обеспечения свободы смещения при температурных воздействиях применяют так называемые качающиеся стойки (рис. 12.3, в, г — правая опора). Эти стойки защемлены, но, имея малый габарит сечения в плоскости, весьма деформативны и наверху перемещаются вместе с концом фермы.

В. Как рассчитываются опоры?

От. Опоры рассчитывают как внецентренно-сжатые стержни на сочетание продольной силы V и изгибающего момента M_p . Кроме того, возникающая сила трения в опорной части $T = \mu V$ (μ — коэффициент трения) и смещения катка e создают дополнительные моменты в защемлении

$$M = M_p \pm TH \pm Ve. \quad (12.3)$$

Смещение определяется от деформирования фермы и температурного воздействия

$$e = \sum_{i=1}^m \sigma_i l_i / E \pm \alpha \Delta T l, \quad (12.4)$$

где l_i — длина i -й панели нижнего пояса и m — их число; σ_i — напряжение в i -м стержне нижнего пояса; α — коэффициент линейного удлинения; ΔT — разность температур.

12.2.3. Компонировки каркасов

В. Как компоновается каркас с балочной несущей системой при поперечной планировке?

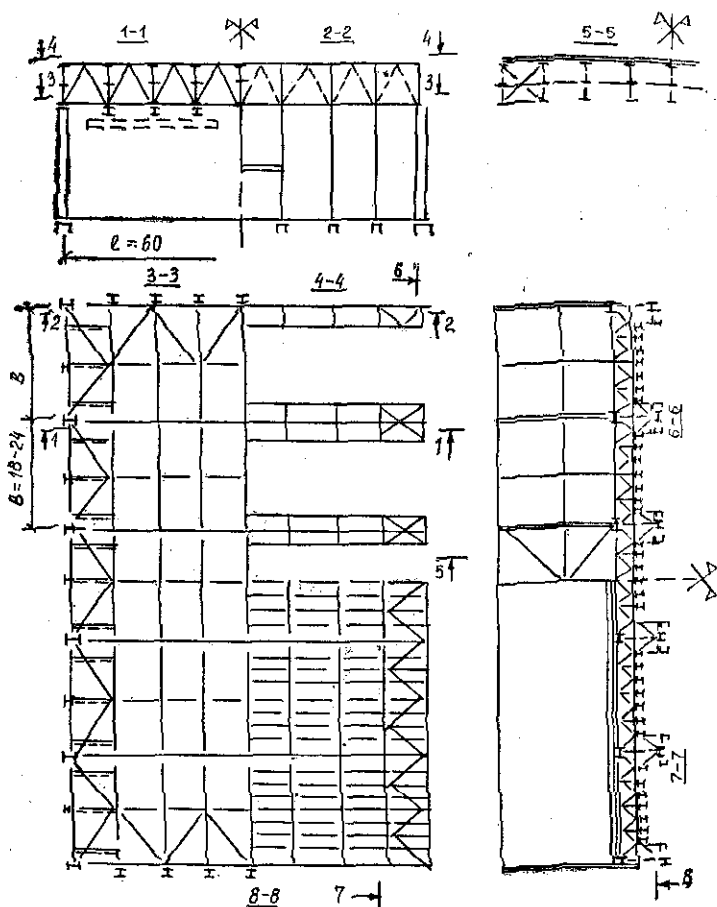


Рис. 12.4. Схема каркаса большепролетного здания с поперечной планировкой покрытия

От. Это можно показать на примере крупного сборного корпуса (рис. 12.4), оборудованного подвесными кранами. Так как шаг поперечных конструкций достаточно велик (18...30 м), то на поперечные фермы опираются продольные стропильные фермы (как бы прогоны первого порядка). Высота их в два-три раза меньше высоты главных ферм, поэтому возможно создание поперечных фонарей.

При компоновке обеспечивается создание неизменяемых систем-дисков в нескольких плоскостях. Связевые фермы обеспечивают устойчивость сжатых элементов, передачу ветровых нагрузок на фундаменты и основания. При блочной компоновке связи в уровне верхних и нижних поясов предусматриваются в каждой блоке.

В. Как компонуется каркас с балочной несущей системой при продольно-поперечной планировке?

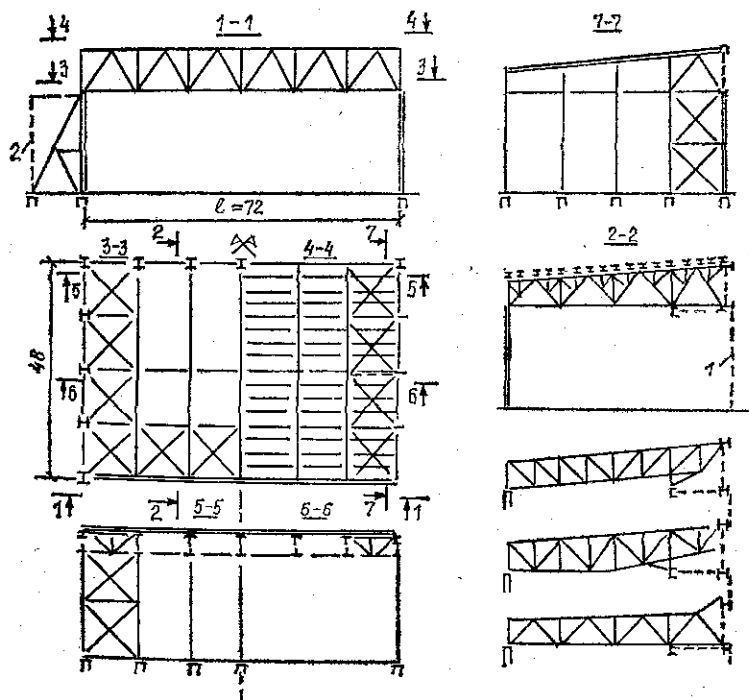


Рис. 12.5. Схема каркаса большепролетного здания с продольно-поперечной планировкой покрытия

От. Приведем пример ангара (рис. 12.5). Продольные фермы могут иметь различное очертание (сеч. 2—2), обеспечивающее сток воды. При их высоте не более перевозочного габарита поставка на монтаж осуществляется крупными отправочными марками при высокой технологичности изготовления.

Главные несущие конструкции — надворотная вертикальная ферма (сеч. 1—1) и горизонтальная ветровая ферма, расположенная в плоскости нижних поясов (сеч. 3—3) и опирающаяся на вертикальные связевые фермы в плоскости боковых элементов фахверков (сеч. 7—7).

Ветровая ферма совместно с боковыми ветровыми фермами, на которые опираются стойки фахверка, образуют диск. Ветровая нагрузка, действующая на ворота, будет передана на фундаменты и далее на основание связевыми фермами, размещенными в плоскости боковых фахверков (сеч. 7—7). Ветровая нагрузка, действующая на боковые стены, попадает на основание с одной стороны от опор (сеч. 1—1), с другой — через связевые фермы, размещенные в плоскости задней стены (сеч. 5—5).

Устойчивость верхних поясов надворотной фермы из плоскости обеспечивается ветровой фермой, к которой прикреплены продольные стропильные фермы.

На структуре этого каркаса хорошо видно, что в любой плоскости созданы диски, а вертикальные и горизонтальные силы кратчайшим путем будут переданы на основания.

12.3. Рамные и консольно-рамные системы

12.3.1. Схемы рам

В. В чем идея рамных систем?

От. Частичное защемление ригеля, благодаря жесткому соединению с ногами рамы, снижает в ригеле изгибающий момент (в формуле 12.1 $\alpha \approx 0,09...0,11$). Влияние появившихся опорных моментов распространяется на сравнительно короткие участки. В целом расход металла на раму уменьшается по сравнению с балочной системой на 10...20% и, следовательно, пролеты могут возрасти до 100...120 м. Кроме того, повышается жесткость ригеля и ног и возможно уменьшение их высоты сечения.

В. Каковы схемы рам?

От. Они разные для различных пролетов и зданий.

При сравнительно небольших пролетах 30...42 м (а в последние десятилетия в легких МК при пролетах 18...24 м) применяются схемы рам, начиная от трехшарнирных до бесшарнирных (рис. 12.6, а—г), как сплошнотенчатые, так и сквозные. Шарнирное опирание на фундамент избавляет последний от действия изгибающего момента.

При пролетах 60...120 м применяются мощные жесткие рамы (рис. 12.6, д, е), обеспечивающие сравнительно малую деформативность до $1/500$.

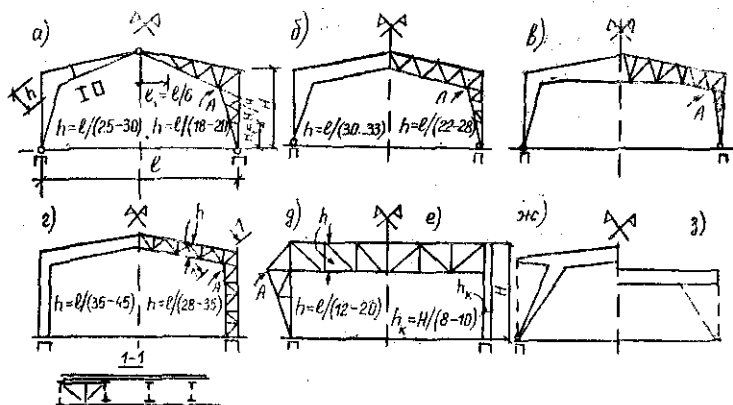


Рис. 12.6. Схемы сплошнотенчатых и сквозных рам

В некоторых общественных зданиях применяются рамы с наклонными ногами (рис. 12.6, ж) или подкосами и боковыми тягами (рис. 12.6, з). В этом случае пролет ригеля уменьшается, да и консоли разгружают пролетную часть. Высоты сечений элементов рамы, указанные на рис. 12.6, принимаются из условия обеспечения жесткости.

12.3.2. Схемы консольно-рамных систем

В. В чем заключается особенность консольных систем?

От. В защемленной консоли от равномерно распределенной нагрузки возникает $M = ql^2/2$. Момент в четыре раза больше, чем в балочной системе. Преимущество же состоит в том, что консоли опираются только одной стороной, оставляя без опор второй конец конструкции. В некоторых случаях это существенно.

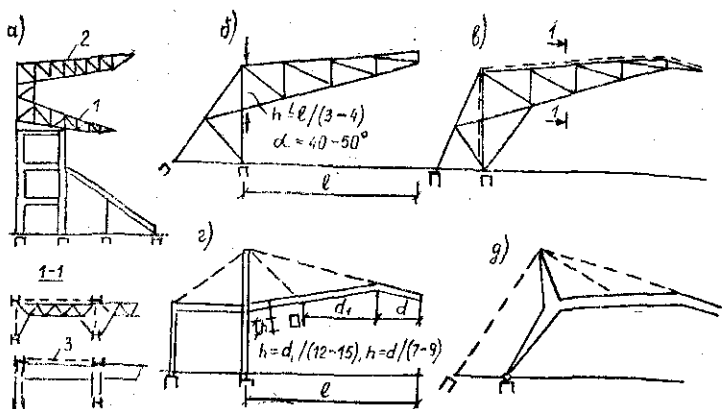


Рис. 12.7. Схемы консольно-рамных систем

В. Каковы схемы консольно-рамных систем?

От. Консоли применяются в каркасах трибун на ипподромах, в ангарах или крупных депо. На консолях поддерживается перекрытие, на которых размещаются скамьи для зрителей, а сверху устраиваются козырьки (рис. 12.7, а), предохраняющие зрителей от солнца и дождя.

Консольные системы в ангарах устанавливаются с шагом 24...30 м, чтобы между ними мог разместиться самолет. Очертание консольных систем отвечает очертанию эпюры моментов (рис. 12.7, б, в). Применяются также подвесные консольные системы, у которых ванты и тяги могут работать только на растяжение (односторонние работающие связи) (рис. 12.7, г, д). В таких системах нужно выполнять специальные расчеты на предотвращение опрокидывания (устойчивость положения).

12.3.3. Особенности компоновки

В. Каковы особенности компоновки покрытий с рамными системами?

От. Компоновочные схемы такие же, как и при балочных системах. Отличие состоит в том, что внутреннее (точка А на рис. 12.6, а, б, в, г) и наружные (точка А на рис. 12.6, д) рамные узлы должны быть обеспечены от выхода из плоскости с помощью распорок, упирающихся в связевые вертикальные или наклонные фермы (рис. 12.6, г, сеч. 1—1; рис. 12.6, е, сеч. 1—1).

В. Каковы особенности компоновки покрытий с консольно-рамными системами?

От. В консольно-рамных системах (рис. 12.7, б, в) нижние пояса ферм сжаты и могут потерять устойчивость из плоскости. Размещать связи в этой плоскости не рационально, так как теряется для использования часть объема здания. Поэтому пояса могут удерживаться либо с помощью подкосов, либо благодаря заземлению стоек ферм прогонами, как в открытых мостах (рис. 12.7, а, сеч. 1—1). Предотвращение смещения в этом случае обеспечивается связевыми фермами, расположенными в плоскости верхних поясов и затем переходят в вертикальную плоскость до фундаментов.

12.4. Арочные и комбинированные системы

12.4.1. Схемы арок

В. В чем состоит идея арочных систем?

От. Арочные системы — распорные. В любом сечении арки с абсциссой x

$$M_x = M_{6.x} - H \cdot y, \quad (12.5)$$

где $M_{6.x}$ — балочный момент; H — распор от действующей нагрузки; y — ордината, определяющая очертание арки. Если это очертание $y = M_{6.x}/H$ соответствует очертанию балочной эпюры M , то изгибающего момента нет, и арка лишь центрально сжата. В реальных арках при нескольких комбинациях нагрузок моменты присутствуют, но они значительно меньше балочных (в пять-восемь раз) и даже рамных (в три-пять раз). Этим и определяется эффективность арочных систем, особенно при больших пролетах (80 м и более). Увлечение арками, начиная с середины прошлого века, объясняется их высокой архитектурной выразительностью.

В. Каковы схемы арок из металла?

От. Обычно применяют арки двухшарнирные (рис. 12.8, а), двухшарнирные с затяжками (рис. 12.8, б, в), трехшарнирные (рис. 12.8, г), симбиоз рамы и арки (рис. 12.8, д). Эти схемы, хотя и имеют значительные изгибающие моменты при одностороннем нагружении, но меньше реагируют на температурные воздействия и неравномерную осадку оснований.

Особенно удобны арки с затяжкой. В этом случае на фундаменты передаются только вертикальные на-

грузки, а также нагрузки от ветра. Распоры уравновешены внутри системы. Бесшарнирные арки в металле обычно не выполняются.

В. Как выбирать генеральные размеры арки?

От. Пролет так же, как в других системах. Параметр f/l зависит от назначения арки. Есть крутые арки с $f/l=1/4...1/1$ и пологие с $f/l=1/4...1/8$. Отношение f/l

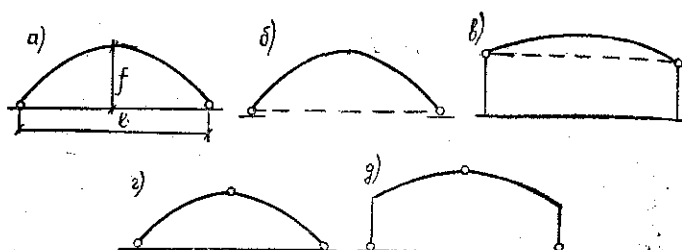


Рис. 12.8. Схемы арок

влияет на расход металла, и если право выбора f/l представлено конструктору, то это отношение выбирается оптимальным, чтобы обеспечить минимальный расход металла. Обычно это $1/6...1/7$.

В. Как изменяется сечение арки и какие конструкции арки применяются?

От. В большинстве случаев арки имеют постоянную высоту сечения, крайне редко применяются серповидные. Также редко арки выполняют из криволинейных элементов. В основном это полигональные системы, причем очертание выбирается в пологих арках по окружности, что значительно упрощает изготовление (рис. 12.9).

Сечения арок могут быть сплошные и сквозные традиционного типа, как у внецентренно-сжатых стержней (рис. 12.9, а). Но даже в сквозных арках элементы, примыкающие к шарнирам, удобно выполнять сплошно-стенчатыми и уменьшать высоту сечения до $0,2...0,3 h$.

В крутых арках оси выбирают по веревочным кривым, чтобы уменьшить изгибающие моменты.

В. Как выбирается высота сечения арки?

От. Как для внецентренно-сжатых стержней (см. 7.3.1) из условия обеспечения жесткости арки и чтобы ее гибкость в плоскости не превосходила предельную. Отсюда в сплошных арках $h/l=1/60...1/80$, в сквозных

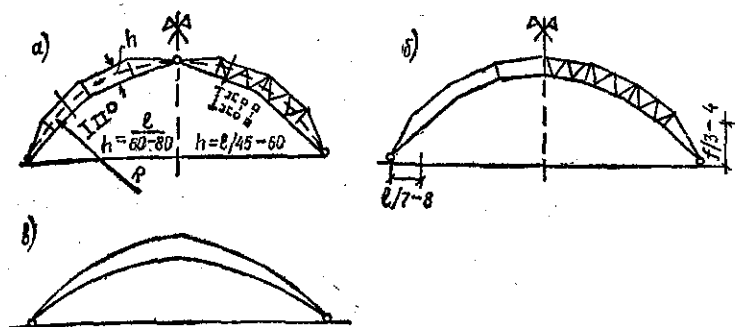


Рис. 12.9. Изменение сечений арок

1/40...1/60. В трехшарнирных арках высота сечения несколько больше, так как они менее жестки, чем двухшарнирные арки.

В. Как конструируются узлы арок?

От. Прежде всего представляет интерес шарнирные узлы в коньке арок и пятниковые шарниры (рис. 12.10). Ключевые шарниры имеют четыре разновидности. Простейшие плиточные шарниры (по типу тангенциальных подушек) удобны при небольших распорах. В этом узле арки закрепляются от перелома из плоскости с по-

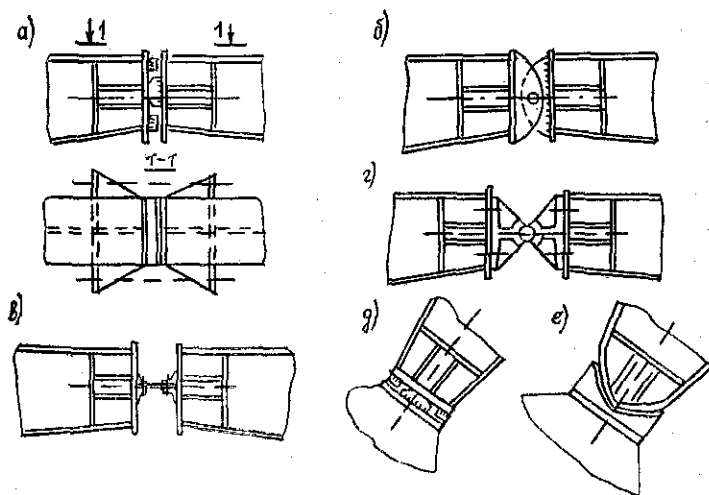


Рис. 12.10. Ключевые и пятниковые шарнирные узлы в арках и рамах

мощью болтов, опирающихся на столы с двух сторон (рис. 12.10, а). Болтовой шарнир основан на использовании цилиндрического стержня, работающего на срез (рис. 12.10, б). Листовой шарнир основан на том, что сравнительно тонкий лист передает достаточно большое продольное усилие, но легко изгибается, что обеспечивает свободу поворота полуарок (рис. 12.10, в). Наконец, балансирные шарниры приспособлены для передачи значительных распоров (рис. 12.10, г).

Практически аналогично создаются и пятниковые шарниры (рис. 12.10, д, е). Другие узлы аналогичны узлам балок и ферм. Так, сплошностенчатые элементы арок могут соединяться между собой с помощью фланцев.

12.4.2. Комбинированные системы

В. Что собой представляют комбинированные системы?

От. Речь идет о комбинации балки и арки. Балка жесткости играет одновременно роль балки и затяжки, благодаря чему система будет с воспринятым распором, внешне безраспорная.

Особенностью системы является то, что арка, благодаря малой высоте сечения ($h_a = 1/100 \dots 1/150 l$), работает в основном на сжатие, изгиб очень незначителен.

Балка жесткости может быть сплошностенчатой ($h_b = 1/40 \dots 1/60 l$) либо сквозной ($h_b = 1/30 \dots 1/50 l$). Стрела подъема $f = 1/5 \dots 1/7 l$ (рис. 12.11, а). По сравнению с фермой при том же плече решетка состоит из одних подвесок, поэтому система на 15...20% менее металлоемка.

Есть еще одно преимущество: кровля опирается в уровне верхних поясов балок жесткости и, следовательно, высота покрытия всего $1/30 \dots 1/60 l$, что в четыре-пять раз меньше, чем при балочных фермах и в два-три раза меньше, чем в рамных покрытиях. Арки и подвески остаются на открытом воздухе, сохраняя достаточно большое плечо u .

В. А как арки закреплены от потери устойчивости из плоскости?

От. Имеются несколько вариантов решения этой задачи. Во-первых, можно связывать комбинированные системы в блок (рис. 12.11, б), размещая между арками решетку, образуя криволинейную ферму. Во-вторых, при одной балке жесткости гибкая арка также пред-

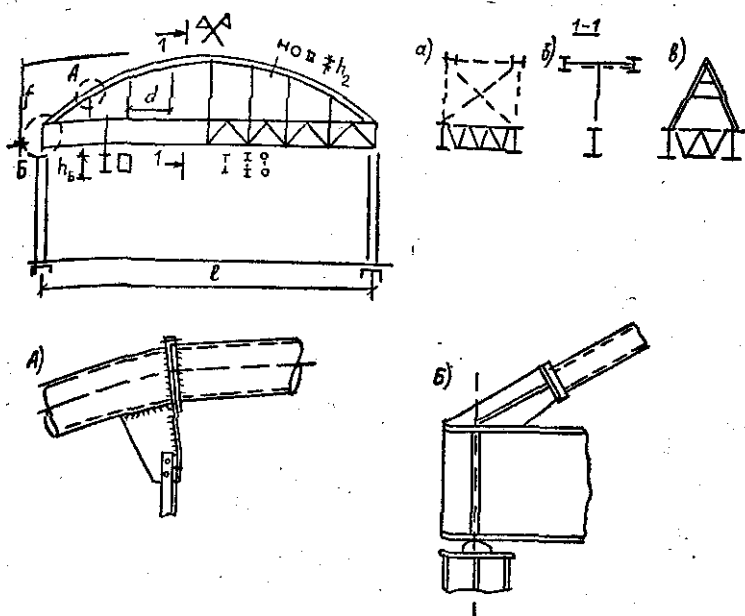


Рис. 12.11. Комбинированная система (гибкая арка с балкой жесткости)

ставляет собой ферму, лежащую в криволинейной поверхности (рис. 12.11, в). Наконец, в-третьих, арки могут быть наклонены друг к другу, касаясь в середине пролета друг друга и имея также решетку или хотя бы распорки (рис. 12.11, г).

В. Что собою представляет гибкая арка и как она крепится к балке жесткости?

От. Гибкая арка состоит из отдельных прямолинейных элементов. На рис. 12.11 показаны узлы крепления этих элементов между собой и с подвеской, а также крепления гибкой арки к балке жесткости.

12.4.3. Особенности расчета

В. В чем особенности расчета арок?

От. Сплошностенчатые арки работают на сжатие с изгибом. Изгибающий момент в четверти пролета трехшарнирной арки при нагрузке на пролете равен $M = ql^2/64$. Устойчивость в плоскости и из плоскости проверяется по формулам (7.6) и (7.7), при этом для трехшарнирных арок $l_{ef, x} = 0,55 S$ и для двухшарнирных

$l_{ef.x} = 0,5 S$ (S — периметр арки). Расчетная длина из плоскости равна расстоянию между точками закрепления, в которых деформации из плоскости невозможны.

В сквозных арках нужно учитывать появление дополнительных напряжений из-за совместных деформаций раскосов с обоими сжатыми поясами. Расчет аналогичен расчету решетки в центрально-сжатых сквозных колоннах (6.26), (6.26') и (6.26'').

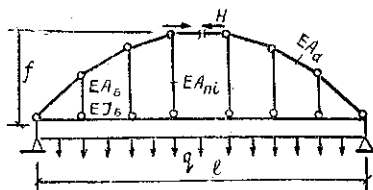


Рис. 12.12. Расчетная схема комбинированной системы

В. Как рассчитывать комбинированные системы?

От. Комбинированная система с балкой жесткости и гибкой аркой является один раз статически неопределимой системой. Проще всего использовать для статического расчета метод сил, приняв за неизвестное

распор H (рис. 12.12). Предварительно нужно задаться жесткостями EA_a , EA_6 , EA_6 . Можно считать, что $0,05 \dots 0,1 q$ воспримет балка жесткости при работе на изгиб с растяжением, остальное арка. Тогда

$$A_a \approx (0,9 \dots 0,95) ql^2 / (8f\varphi R_{y\gamma c}),$$

$$A_6 = [H + (0,05 \dots 0,1) ql^2 / (8fr)] / (R_{y\gamma c}), I_6 = A_6 i_x^2, \quad (12.6)$$

где $i_x \approx 0,4h_6$, $r = W/A = 0,34h$ — для двутавра. Задавшись высотой h_6 , можно найти эти жесткости. Затем, определив неизвестное — H , можно найти N и M в элементах и определить размеры их сечений. Напомним, что гибкая арка работает на центральное сжатие (условно), подвески на растяжение, а балка жесткости на растяжение с изгибом.

12.4.4. Компонировка покрытий

В. Как компоуется каркас здания с арочными несущими системами?

От. При применении сплошных арок поперечные связи устанавливают, как и в других зданиях, у торцов и через каждые $60 \dots 80$ м в уровне верхних поясов либо в срединной поверхности. В местах крепления раскосов связевой фермы устанавливаются диафрагмы,

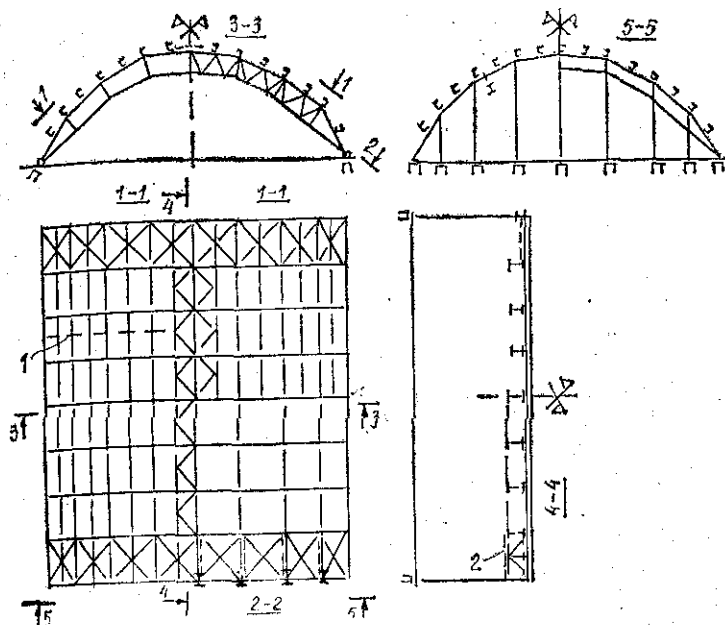


Рис. 12.13. Компонировочные схемы арочного покрытия

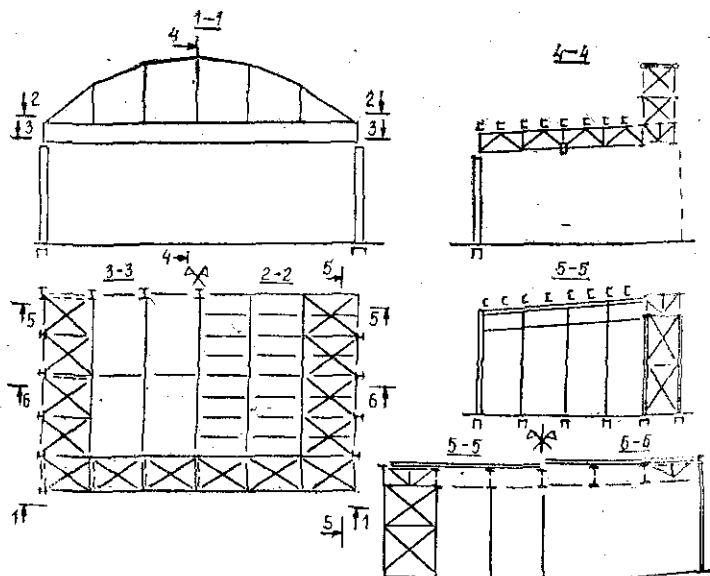
чтобы сечение в этих узлах было замкнуто и ни один пояс не мог терять устойчивость из плоскости и закручиваться.

В сквозных арках поперечные связи устанавливают в поверхности обоих поясов, промежуточные арки удерживаются от потери устойчивости из плоскости с помощью прогонов в уровне верхних поясов и распорок — в уровне нижних. Чтобы создать неизменяемую систему, в сквозных арках устанавливают наклонные связи в тех же местах, где размещены поперечные связи (на рис. 12.13 отмечено номером 2). В арочных покрытиях, кроме того, предусмотрена продольная ферма по оси покрытия. Ее роль — резервирующая. При одинаковой поперечной нагрузке (ветровой) на все арки эти связи не работают. Но в случае, если одна из арок начнет терять устойчивость в своей плоскости, то продольная связевая ферма включит в работу соседние арки, они «подставят свое плечо» арке, находящейся в аварийном состоянии. Это все равно, что добавить дополнительную упругую горизонтальную опору вверху и тем самым удержать арку от потери устойчивости.

Торец здания может решаться двояко. Если предстоит расширение здания, то стойки торцевого фахверка примыкают сбоку к крайней арке. Если же это не предвидется, то на стойки фахверка укладываются бортовые балки, которые повторяют очертание арки. Они же будут играть роль пояса связевой фермы. На них опираются прогоны. При сквозных арках предусматриваются распорки, повторяющие очертание нижнего пояса. Наконец, приходится решать еще одну задачу — обеспечение нормальной работы прогонов, расположенных в наклонных плоскостях. Для этого используют тяги, уменьшающие пролет прогонов при работе их на скатные составляющие. Эти тяги доводятся до продольных ферм, т. е. их опор (рис. 12.13, помечено цифрой 1).

В. Какие особенности при компоновке покрытий с комбинированными несущими системами?

От. При продольно-поперечной планировочной схеме комбинированная система используется как надворотная конструкция. Если она блочная (рис. 12.14), то, благодаря связям в уровне верхнего и нижнего поясов балки жесткости, обеспечивается неизменяемость в продольном направлении и создается опора для ворот. В остальном компоновка такая же, как при балочных системах (рис. 12.5).



12.5. Висячие и мембранные системы

12.5.1. Идея висячих систем, их характеристика

В. В чем идея висячих систем?

От. Эти системы, вероятно, человек подсмотрел у природы в глубокой древности — лиану, закрепленную между двумя деревьями. Итак, пролетное строение состоит из одной гибкой нити, работающей от поперечной нагрузки на растяжение (рис. 12.15). По существу — это антипод арки, тоже распорная система, но распор направлен в противоположную сторону. Отсутствие изгибающего момента в нити объясняется ее практически нулевой изгибной жесткостью.

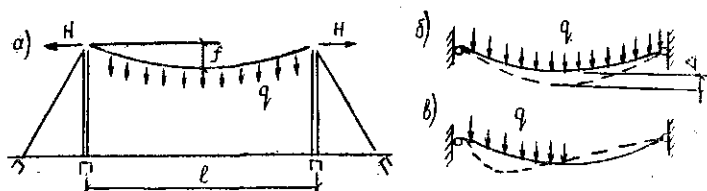


Рис. 12.15. Расчетная схема гибкой нити

Сравним расход металла на нить G_T и балочную ферму G_F с той же нагрузкой при высоте, равной стреле провисания нити:

$$G_T = (H/R_{yt}) 1,07 l \psi_T \gamma_0, \quad (12.7)$$

$$G_F = (H/R_y) 2 \cdot 2l \psi_F \gamma_0, \quad (12.7')$$

где $H = ql^2/(8f)$ — усилие в нити или поясе фермы; принято, что масса решетки фермы примерно равна массе поясов; $\psi_T \approx 1,05$, $\psi_F \approx 1,6$ — конструктивные коэффициенты, учитывающие увеличение массы конструкции за счет обеспечения устойчивости, жесткости унификации и конструктивных деталей — фасонки, ребра, элементов и т. п.; R_{yt} , R_y — расчетное сопротивление стали, нити и фермы, обычно $R_{yt}/R_y = 5 \dots 3$. Отношение $G_F/G_T = 17 \dots 28$, т. е. нить без учета опорных конструкций обеспечивает фантастическую экономию металла.

В. Каковы преимущества висячих систем?

От. 1. Работа на самый выгодный вид деформиро-

вания — растяжение, при котором несущая способность всего сечения используется полностью.

2. Возможность использования высокопрочных сталей, которые поставляются в виде тросов, а последние могут работать только на растяжение.

3. Распорность системы, благодаря чему момент отсутствует.

4. Следствие первых трех преимуществ — экономия металла.

5. Непрерывность тросов, отсутствие стыков, благодаря чему мал ψ_r .

6. Можно применить сравнительно малый шаг тросов и благодаря этому легкие кровельные плиты с пролетом до 3 м.

7. Одномерность покрытия и сокращение объема в пределах f в три раза по сравнению с объемом покрытия с фермами или рамами.

8. Удобство транспортировки — тросы свернуты в бухты.

9. Удобство монтажа, можно обойтись без кранов, а только лебедками.

10. Архитектурная выразительность.

В. А в чем же выражаются недостатки этих систем?

От. 1. Эта система кинематически изменяема. Она может занимать два положения при равновесной нагрузке, когда появляются обычные упругие прогибы (рис. 12.15, б), и при неравновесной нагрузке, когда система занимает новое положение (рис. 12.15, в). Это не обрушение, какое могло бы произойти при изменяемости, например, балочной системы. Но при кинематической изменяемости нарушаются стыки между кровельными элементами, может произойти обрушение последних. Поэтому приходится применять ряд мер для недопущения кинематической изменяемости, для стабилизации системы.

2. Система весьма деформативна — сечения тросов благодаря их прочности сравнительно невелики, следовательно, упругие деформации (в частности, прогиб Δ) больше, чем в обычных системах.

3. Висячие системы для восприятия распора на высоте требуют специальных опорных конструкций, стоимость которых зачастую составляют до половины стоимости всего покрытия.

4. Трос не может работать на сжатие, отсюда при

действию ветрового отсоса система не обладает ветроустойчивостью.

5. Система под действием ветра подвержена нелинейным колебаниям (явление флатера), из-за которых может происходить разрушение.

6. Возникает некоторая сложность в отводе воды, по существу возможен в некоторых висячих системах только внутренний водоотвод.

Итак, часть недостатков есть следствие достоинств этой системы, происходит как бы борьба противоположностей. Взвешивая достоинства и недостатки, можно убедиться в том, что первые перевешивают, тем более, что найдены эффективные приемы борьбы с недостатками.

В. Какие материалы применяют для несущего гибкого элемента висячей системы?

От. Их несколько. Это — арматурная сталь типа $A_t - V$ и $A_t - VI$. Недостаток в том, что через 12...15 м приходится делать сварной стык, в зоне которого термически обработанная сталь частично разупрочняется; пучки и пряди из проволоки диаметром 3...6 мм; канаты и тросы из проволоки с небольшими диаметрами 1,5...2,5 мм, благодаря чему достигается высокая прочность; профильный металл, прежде всего в виде ленты, двутавров. В опорных конструкциях применяются другие материалы.

12.5.2. Схемы плоских висячих систем

В. Что характерно для плоских висячих систем?

От. Как и всякая плоская система, висячая работает самостоятельно при ее нагружении, соседние системы не воспринимают нагрузку. Следовательно, эта система имеет только свои опорные элементы — оттяжные тросы (рис. 12.16, а), внутренние распорки (рис. 12.16, б, с), балки жесткости в системах с воспринятым распором (рис. 12.16, д...н). Недостаток систем с оттяжными тросами — нерациональное использование земли и необходимость в дополнительных фундаментах, работающих на выдергивание.

В. Каковы схемы плоских висячих систем и как в них осуществляется стабилизация?

От. Развитие висячих систем в значительной мере связано с применением разнообразных приемов их стабилизации. Все схемы можно разделить на три группы — однопоясные, двухпоясные и комбинированные.

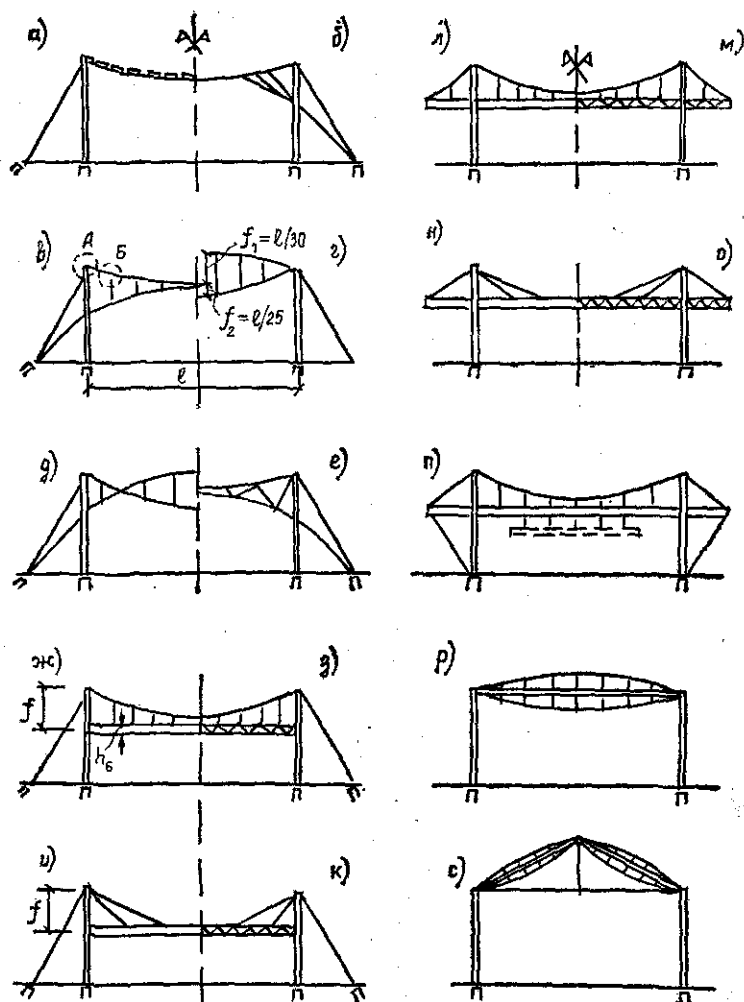


Рис. 12.16. Схемы плоских висячих систем

В однопролетных системах стабилизация может быть достигнута за счет применения достаточно жестких плит и замоноличивания стыков между ними (рис. 12.16, а). Еще надежнее загрузить нить предварительной нагрузкой, большей чем вес плит и снега, уложить плиты и замонолитить стыки. После этого предварительную нагрузку снять. Нить стремится вернуться в свое

первоначальное положение и обжимает плиты. Таким образом работает перевернутая, достаточно жесткая, предварительно сжатая оболочка. Она неизменяема до тех пор, пока в нити остается усилие предварительного напряжения.

Закрепить положение несущей нити можно с помощью лучевых оттяжек (рис. 12.16, б). Они обязательно должны быть предварительно напряжены, только тогда выполняют свою функцию.

Далее следуют двупоясные системы с несущей нитью и стабилизирующей нитью. Размещение этих нитей может быть различным (рис. 12.16, в, г, д), поэтому между ними располагаются либо подвески (работа на растяжение), либо распорки (работа на сжатие).

Двупоясная система с предварительно-напряженной тросовой решеткой по существу является фермой, у которой все элементы предварительно растянуты (так называемая система Яверта по имени шведского инженера, рис. 12.16, е).

Для стабилизации системы используется комбинация балки (или фермы) с нитью, причем балка жесткости должна иметь $h_b \geq 1/40 \dots 1/60 l$ (большую у фермы) и $f = 1/7 \dots 1/10 l$ (рис. 12.16, ж, з). Вместо висячей нити можно использовать ванты, причем $f = 1/6 \dots 1/8 l$, с тем чтобы не были очень пологие углы наклона вант (рис. 12.16, и, к). Эта система жестче обычной висячей.

В некоторых случаях, когда у комбинированной системы есть консоли, распор можно передать на балку жесткости (рис. 12.16, л, м, н, о).

Для покрытий производственных зданий можно применять своеобразные комбинированные рамные висячие системы, в которых оттяжной трос доведен до фундамента колонны (рис. 12.16, п). К балкам жесткости можно подвесить грузоподъемное оборудование.

От оттяжных тросов можно избавиться, применяя своеобразные шпренгельные системы с внутренней распоркой (рис. 12.16, р, с). Тросы предварительно напряжены, распорка работает на центральное сжатие с долей изгибающего момента, если учесть деформирование системы.

В. Как конструируются основные узлы висячих систем.

От. Это узлы крепления нити к опоре (пилону) и крепления подвески к тросу (рис. 12.16, в — узлы А и Б). Трос заанкерен в специальном коническом отвер-

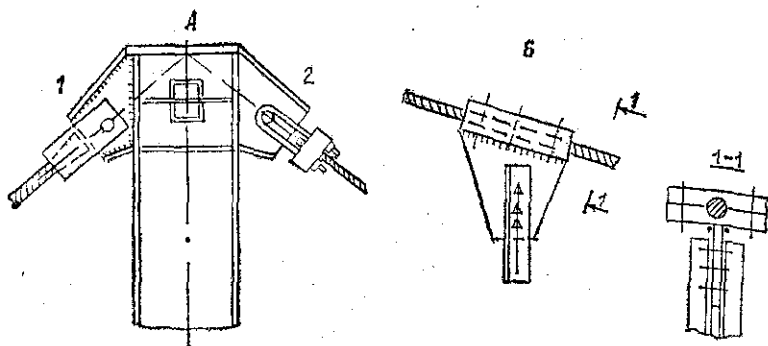


Рис. 12.17. Узлы в висячих системах

сти. В первом варианте это две пластины, соединяемые с фасонкой пилона с помощью цилиндрического вкладыша. Во втором — это две нити с натяжными гайками (рис. 12.17, узел А). Подвеска к тросу крепится с помощью двух пластин с круглыми ложами для троса. Пластины стягиваются болтами, а к фасонке несложно прикрепить подвеску из уголков или из троса, как в узле А (рис. 12.17, узел Б).

12.5.3. Схемы пространственных висячих систем

В. Что характерно для пространственных висячих систем?

От. Пространственные висячие системы по существу представляют собою различные оболочки, образованные перекрестными нитями. В оболочках нити подвергаются предварительному напряжению, за счет которого все нити участвуют в работе, в том числе и на сжатие до тех пор пока в них остается предварительное растяжение.

В. На какие группы делятся пространственные системы?

От. Висячие системы применяются в зданиях, имеющих в плане круглые, овальные, квадратные (прямоугольные) очертания. Системы также бывают однопоясные или двупоясные. Часть оболочек создается с внутренними жесткими элементами.

В. Какие опорные конструкции применяются для пространственных висячих систем?

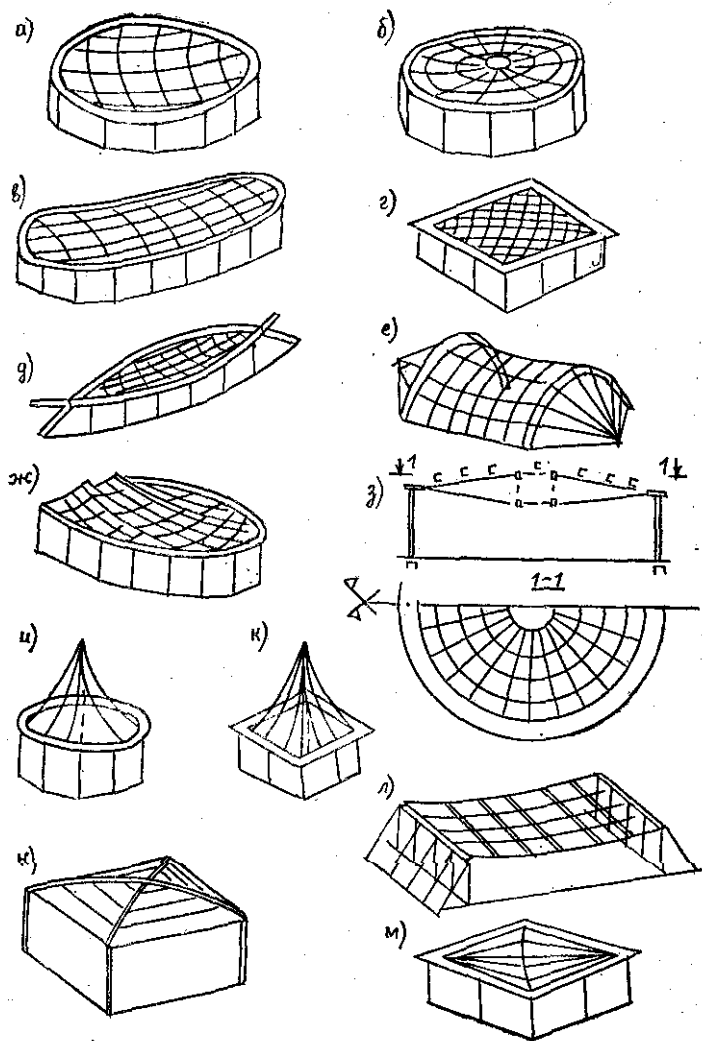


Рис. 12.18. Пространственные висячие системы

От. Это опорные кольца — круглые, овальные, опорные рамы — квадратные, прямоугольные (рис. 12.18). Кольца и рамы могут размещаться в одной плоскости, а могут занимать и пространственное положение.

В качестве опорных конструкций могут выступать

наклоненные друг к другу арки. В этом случае опорные контуры работают на сжатие или сжатие с изгибом. Они изготавливаются из металла либо из железобетона. В некоторых случаях применяют сталежелезобетонные конструкции (рис. 12.21). Находят применение трос-подборы, замыкающие неполный контур и работающие на растяжение (рис. 12.18, ж).

В. Каковы схемы пространственных висячих систем?

От. Геометрически — это простейшие оболочки, образованные свободно висячими несущими нитями взаимно перпендикулярного направления, либо радиального направления с кольцевыми тросами-прогонами (рис. 12.18, а, б). В этом случае тросы не подвергаются предварительному напряжению. Опорный контур — круглое кольцо.

Далее идет группа оболочек, которые представляют собою гиперболические параболоиды (гипары). Оболочки образуются тросами двух взаимно перпендикулярных направлений, из коих одни несущие, вторые стабилизирующие, подвергнутые предварительному напряжению.

Работа таких оболочек отличается от работы сплошных оболочек тем, что в них отсутствуют касательные напряжения, изгибающие и крутящие моменты.

Контур может представлять овал, размещенный в пространстве (рис. 12.18, в). Такое покрытие стало типовым для цирков. Контур может представлять квадратную раму, причем два ее противоположных угла подняты, два опущены (рис. 12.18, г). Контуров могут образовать две наклонные пересекающиеся арки (рис. 12.18, д) либо две отдельно стоящие арки, которые также могут быть наклонены (рис. 12.18, е). Во всех этих случаях образуются гипары или седловидные покрытия. Своеобразное покрытие может быть образовано на неполном жестком овальном контуре, замкнутом тросом-подбором, причем последний в двух точках поднят и опирается на колонны. Покрытие образуется висячими нитями, закрепленными в кольце и тросе-подборе (рис. 12.18, ж).

Примером двухпоясной висячей системы может служить так называемое велосипедное колесо (рис. 12.18, з). Нити подвергают предварительному напряжению, благодаря чему система становится достаточно жесткой и неизменяемой.

Висячие системы можно применить в зданиях с цен-

гральной опорой. В этом случае образуется шатровое покрытие на круглом либо квадратном плане (рис. 12.18, и, к).

С целью стабилизации, повышения жесткости, уменьшения изгиба в рамных опорных контурах применяются различные оригинальные схемы висячих систем. Введение жестких элементов превращает плоские висячие системы в пространственно работающие при локально действующих нагрузках (12.18, л). В качестве жестких элементов могут использоваться двутавры, уложенные плашмя. На квадратном контуре опорную раму можно избавить от изгиба, если два угла соединить тросом-подбором, а два других угла соединить расположенными веером нитями (рис. 12.18, м). В этом случае от нитей в углы рамы передаются сосредоточенные силы, которые лишь сжимают раму.

Еще одно возможное решение — квадратное в плане здание перекрывается по диагонали двумя перекрестными арками, опирающимися на колонны. На арки крепятся висячие нити, выполняющие одновременно роль и прогонов, и затяжек (рис. 12.18, н). Таким образом, покрытие является системой с воспринятым распором, на колонны передаются лишь вертикальные и ветровая нагрузки. Висячие системы быстро развиваются. Здесь приведены основные схемы, имеются десятки разновидностей, описанных в специальных монографиях.

12.5.4. Особенности расчета висячих систем

В. Как определить усилие в гибкой нити?

От. Если считать нить нерастяжимой и опоры несмещаемыми при равновесной нагрузке распор в нити равен (рис. 12.15, а)

$$H = M_0/f, \quad (12.8)$$

где M_0 — балочный изгибающий момент.

В действительности система весьма деформативна и ее расчет необходимо производить с учетом геометрической нелинейности. Материал работает упруго.

Для нитей с неподвижными опорами, находящимися на одном уровне, конечное значение распора H может быть найдено из уравнения

$$H^3 + [EAD_0/(2lH_0^2) - H_0] - EAD/(2l) = 0, \quad (12.8')$$

где H_0 — начальное значение распора; EA — жесткость

нити на растяжение; $D_0 = \int_0^l Q_0^2 dx$ и $D = \int_0^l Q^2 dx$ — параметры начальной и полной нагрузки, например, при равномерно распределенной нагрузке q $D = q^2 l^3 / 12$, $Q =$ соответствующая поперечная сила.

В. Как осуществляется расчет пространственных висячих систем?

От. Точный статический расчет пространственных висячих систем довольно сложен, обычно производится с помощью ЭВМ. При этом нужно учитывать упругую податливость опорного контура и растяжимость нитей, расчет вести по деформативной схеме. За неизвестные можно принимать усилия в местах контакта перекрестных тросов, а также условия неразрывности деформаций в местах крепления нитей к опорному контуру.

Приближенные расчеты основаны на результатах расчета сплошных аналогичных по очертанию оболочек с эквивалентными параметрами жесткости. Полученные затем силовые факторы приближенно приводятся к усилию в нитях.

Весьма сложны динамические расчеты висячих систем, связанных с учетом воздействий ветровых нагрузок. Различные приемы расчета таких систем изложены в специальной литературе.

12.5.5. Мембранные системы

В. В чем идея мембранных систем?

От. Мембранная система — это сплошная тонколистовая перевернутая оболочка, работающая во всех направлениях на растяжение. Поэтому бытует еще одно название этих систем — растянутые поверхности, не считая зон, примыкающих к опорному контуру.

Обладая всеми достоинствами и недостатками висячих систем, мембранные системы имеют дополнительные достоинства. В них совмещаются функции и несущих, и ограждающих конструкций. Толщина оболочки, благодаря работе на растяжение, очень невелика — 1...10 мм для покрытия с пролетом 24...250 м. При этом применяется сталь С235...С390. Впервые идея мембранных систем была воплощена в реальной конструкции покрытия павильона на Нижегородской ярмарке в 1896 г. В. Г. Шуховым.

В. Какие схемы мембранных систем применяются в современном строительстве?

От. Практически такие же однопоясные схемы, как в пространственных системах из гибких нитей. Это прежде всего цилиндрические поверхности (нулевой гауссовой кривизны), образованные из тонкого листа и прикрепленные к бортовым опорным балкам (рис. 12.19, а), а также конические поверхности (рис. 12.19, б) либо сферические (рис. 12.19, в). Последняя — положительной гауссовой кривизны. Наконец поверхности типа гипаров (отрицательной гауссовой кривизны), повторяющие всякие системы (рис. 12.18, в, г, д, е). Кроме того, можно создать оболочки в виде комбинаций, представленных выше.

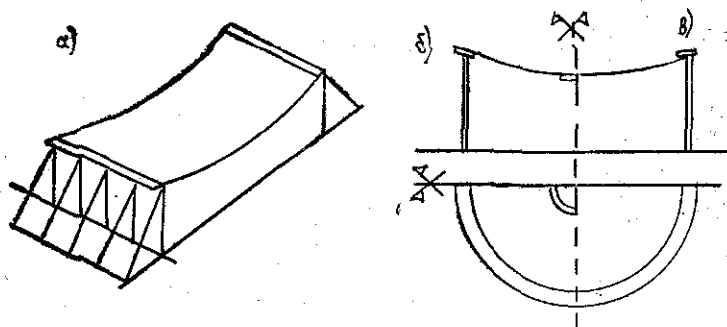


Рис. 12.19. Мембранные системы

В. Как осуществляется стабилизация мембранных систем?

От. Используются те же приемы, что и в покрытиях из гибких висячих нитей. Широко используются подкрепляющие изгибно-жесткие элементы в виде ферм (рис. 12.20).

В. Какие опорные контуры используются в мембранных системах?

От. Те же, что и в висячих системах. Это кольца из стали — сплошные или сквозные, железобетонные и сталежелезобетонные (рис. 12.21). Листы мембран крепятся к выступающим кон-

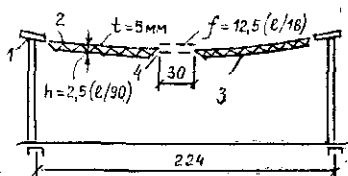


Рис. 12.20. Покрытие над универсальным спортивным зданием на проспекте Мира в Москве

1 — опорное овальное кольцо; 2 — мембрана; 3 — подкрепляющая ферма; 4 — центральное кольцо

сольным поясам с помощью болтов (рис. 12.21, а).

В. Как рассчитываются мембранные системы?

От. Как сплошные оболочки. В каждой точке действуют кольцевые и меридиональные нормальные напряжения σ_1 и σ_2 . Необходима проверка прочности (недопущения пластичности) по энергетической теории

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2} / (R_y \gamma_c) \leq 1. \quad (12.9)$$

Напряжения σ_1 и σ_2 являются главными, касательные напряжения отсутствуют.

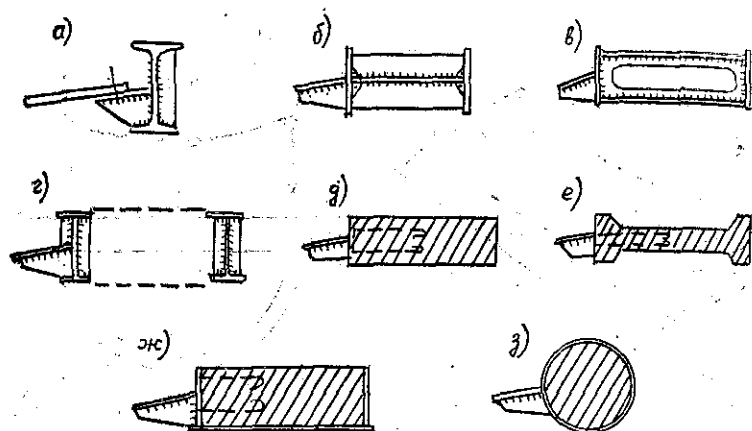


Рис. 12.21. Типы опорных колец

а — из прокатного двутавра; б — из сварного двутавра; в — в виде прямоугольной сварной трубы; г — в виде фермы с поясами из двутавров; д — прямоугольного сечения из железобетона; е — двутаврового сечения из железобетона; ж — в виде стального ящика, заполненного бетоном; з — в виде стальной трубы с бетоном

12.6. Пространственные системы

12.6.1. Структурные системы

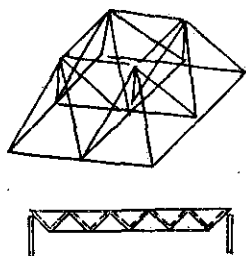
В. Какие конструкции называются структурными?

От. В основе структурных систем лежит определенный тип «кристалла», образованного из отдельных стержней, размещенных по его граням. В качестве таких «кристаллов» чаще всего применяют пирамиды с основанием в виде треугольника, квадрата, шестиугольника.

Установив пирамиды на плоскость, совместив их нижние грани друг с другом и соединив вершины стерж-

Рис. 12.22. Образование структурной плиты

нями в двух направлениях, получим плиту, образованную как бы из наклонных ферм (рис. 12.22). Это и есть структурная плита или просто структура, так как высота (толщина) в 15...20 раз меньше пролета.



В узлах структур сходится от 6 до 10 стержней. Способы их соединений в узлах весьма разнообразны и оказывают существенное влияние на свойства и технико-экономические показатели структур. В качестве стержней чаще всего используют круглые или прямоугольные трубы, прокатные и гнутые уголки и другие.

В. Какими достоинствами обладают структуры?

От. 1. Благодаря пространственной работе и большой степени статической неопределимости, эти системы весьма жестки, поэтому имеют относительно малую высоту ($1/15...1/25$ пролета).

2. Ячейки структур обычно 2×2 , 3×3 м, благодаря чему открывается возможность использовать облегченные панели покрытий, сравнительно свободно подвешивать пути для транспорта.

3. Максимальная унификация стержней и узлов делает возможной организацию их поточного высокомеханизированного и автоматизированного производства, при этом существенно снижаются удельные трудозатраты на изготовление.

4. Удобство транспортировки отдельных стержней, сложенных в пакеты, а пирамид одна в другую.

5. Удобство сборки болтовых структур, благодаря чему на монтаже не требуется дорогостоящий квалифицированный труд.

6. Возможность монтажа крупными структурными блоками.

7. Архитектурная выразительность, конструкции не нужно закрывать снизу.

В. Какие недостатки у структур?

От. Часто недостатки вытекают из достоинств.

1. Например, иногда несколько большая металлоемкость связана с унификацией.

2. Сложность конструктивных решений узлов, часть

их элементов приходится изготавливать на машиностроительных заводах.

3. Существенно меньшая степень заводской готовности, из-за чего много труда на площадке тратится на укрупнительную сборку, особенно при применении сварки.

Несмотря на эти недостатки, структуры имеют довольно широкую область применения в промышленном и гражданском строительстве.

В. Какие узловые сопряжения в структурах получили наибольшее распространение?

От. В настоящее время имеются патенты более чем на 130 разнообразных конструктивных решений узлов. Эти узлы можно разделить по таким признакам: со вставными узловыми элементами; с крепежными элементами на концах стержней; с сопряжениями стержней без дополнительных элементов. Само сопряжение может осуществляться с помощью болтов, монтажной сварки, крышек, шпонок, гибких тросов и др.

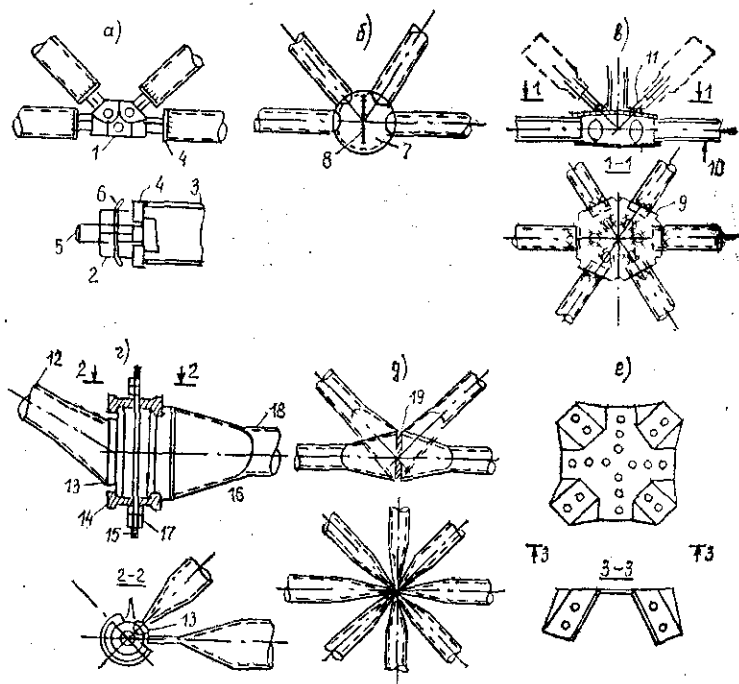


Рис. 12.23. Узлы структурных конструкций

Узел «МАрхИ» (в Европе «Меро») (рис. 12.23, а) состоит из многогранного элемента — коннектора 1 с высверленными в его теле отверстиями для болтов. Болт 5 пропущен через отверстие заглушки 4, приваренной к концу трубчатого стержня 3. Между коннектором и заглушкой размещается упорная гайка 2. Болт заворачивается с помощью шпильки 6 с некоторым предварительным напряжением. В этом решении стержни обладают хорошей компенсационной способностью. Под ним понимается возможность легкой сборки и крепления стержня, если даже в стержнях есть отклонения от проектных размеров по длине. Недостатки узла — значительная металлоемкость и сложность изготовления коннектора.

В распространенном узле «Октоплатт» (Германия) (рис. 12.23, б) применяются шаровые вставки 7, сваренные 8 из двух половинок, к которым привариваются на монтаже стержни из круглых труб, обрезанные под прямым углом. Достоинство узла в том, что нет ограничений для применения стержней, недостаток — в отсутствии компенсационной способности и большой объем монтажной сварки.

В узле системы «Дю Шато» (Франция) (рис. 12.23, в) применены узловые штампованные фасонки криволинейного очертания 9. В каждой из двух фасенок предусмотрены шесть полуovalов. Фасонки свариваются между собой по наружным линиям касания: стержни из круглых труб 10, входящие в образовавшиеся отверстия, обвариваются по контуру. Таким образом создается сетка верхнего и нижнего поясов. Раскосы и стойки привариваются к наружным поверхностям криволинейных фасенок, причем в трубы раскосов вставлены круглые сплошные стержни 11, которые по месту обвариваются. Этот узел сравнительно прост в изготовлении, обеспечивает хорошую компенсационную способность стержней. Недостаток — большой объем монтажной сварки.

В узле системы ИФИ (бывшая ГДР) (рис. 12.23, г) к сплюсненным концам 16 трубчатых стержней (пояс — 18, раскос — 12) привариваются клиновидные наконечники 13.

Прижимаясь друг к другу боковыми гранями, наконечники образуют как бы цилиндр с отверстием внутри. По краям цилиндр закрывается стальными крышками 14, которые стягиваются шпильками 15 с гайками 17.

Узел прост в сборке, но требует высокой точности изготовления.

Принципиально иное решение принято в узле «ЦНИИСК» (рис. 12.23, *д*). Никаких дополнительных элементов в узле на концах стержней нет. Концы труб сплющивают и в раскосах обрезают под нужным углом. Затем концы стержней сваривают с помощью ванной сварки 19. Из всех типов узлов этот узел наименее металлоемкий. Расход расплавленного металла около 1,5% от массы структуры, в то время как в других решениях он составляет до 5...7%. Недостаток — большой объем монтажной сварки, трудоемкая укрупнительная сборка.

Весьма прост узел системы «Юнистрат» (США) (рис. 12.23, *е*). Узловая фасонка штампуется так, что образуется восемь плоскостей с отверстиями для крепления стержней из уголков, швеллеров и других с помощью болтов. Благодаря такому решению, снижаются трудозатраты при изготовлении и монтаже.

В. Как решаются узлы из структур, собираемых из пирамид?

От. Покажем на примере структуры, разработанной в Уральском ПИ. Четырехгранные пирамиды, изготовленные из одиночных уголков 2, 3, стыкуются основаниями в углах, образуя верхнюю поясную сетку (рис. 12.24). Углы пирамид соединяются с помощью фланцев из гнутых фасонек с приваренными к ним ребрами 5. Вершина пирамиды — фасонка 1 с четырьмя отогнутыми краями 6, к которым крепятся уголки боковых гра-

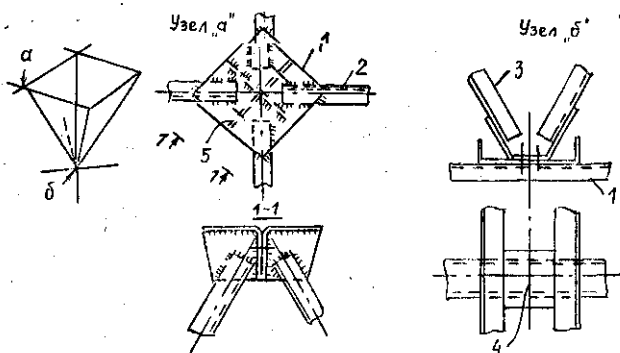


Рис. 12.24. Узлы структуры из пирамид, сваренных из уголков

ней пирамид. В фасонке предусмотрены отверстия для болтов. Нижние пояса развернуты под углом 45° по отношению к верхним и выполняются из двух расставленных уголков с перьями, направленными в разные стороны 4 либо один из поясов (нижний) может выполняться из швеллеров 7. Элементы нижней поясной сетки имеют значительную длину — до 12 м.

Главное достоинство таких структур — высокая заводская готовность, простота конструкции узла, болтовые соединения на монтаже, применение обычного проката, а не дорогостоящих труб, возможность изготовления таких структур на универсальных заводах МК, наконец, достаточная компенсационная способность.

В. Как рассчитывают структурные системы?

От. Такие многостержневые системы имеют большую степень статической неопределимости. Для расчетов используются программы, основанные на методе конечного элемента. В качестве элемента принимается стержень, а узловые сопряжения принимаются шарнирными, хотя некоторые из них фактически защемляют стержень. Имеются программы для ЭВМ, с помощью которых структурные плиты могут быть рассчитаны с учетом физической и геометрической нелинейности.

Приближенные методы основаны на использовании результатов расчета континуальных систем — плит, с превращением их в эквивалентные усилия в стержнях.

12.6.2. Оболочки и складки

В. Какие разновидности оболочек применяются в зданиях?

От. В принципе из металла можно создать любую, наперед заданную оболочку либо симбиоз оболочек. Наибольшее распространение получили сетчатые однослойные оболочки — цилиндрические своды.

Наиболее простой свод состоит из сетки двух диагональных направлений. По торцам свода предусматриваются диафрагмы в виде ферм, устанавливаемых в торцах покрытия и через каждые 1...1,5 пролета (рис. 12.25). Распор может восприниматься затяжками. Свод собирается из однотипных стержней (обычно гнутый швеллер). В узлах крепления на болтах. Высота сечения $h=1/120...1/150$ пролета. Сборка не требует квалифицированного труда, но нужна опалубка.

В. Что такое складки?

От. Идею складки можно пояснить на простом при-

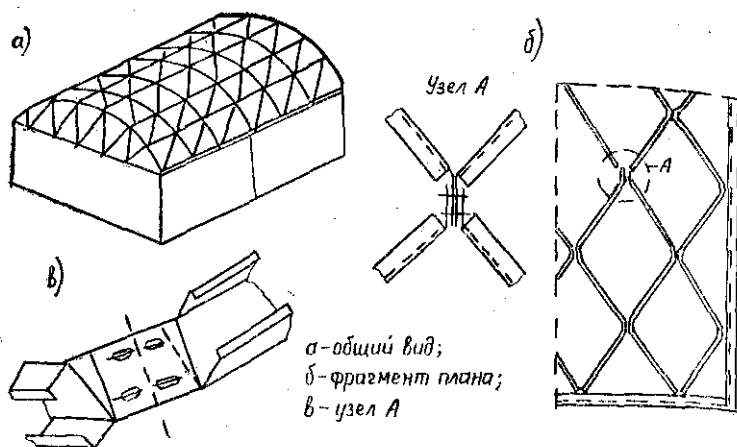


Рис. 12.25. Сетчатый свод

мере. Если взять тонкий лист, то он из своей плоскости обладает очень малой жесткостью. Если же этот же лист согнуть, в том числе и по кривым поверхностям, то жесткость возрастает в сотни раз. Новая система в состоянии воспринимать поперечные нагрузки. Грани складок могут иметь значительные размеры — 1...2 м и выполняться сплошными либо в виде ферм. Вот это и есть складки. Имеются примеры перекрытия складками пролетов 30...40 м и более.

В. Какие складки получили распространение в массовом строительстве?

От. Это складчатые полигональные своды, разработанные в институте УкрНИИпроектстальконструкция для пролетов 12...48 м (рис. 12.26). Основным элементом складки является тонкостенный лоток с отбортовками, обеспечивающими возможность соединения соседних листов по продольным граням. К торцам лотков приварены листы — фланцы, позволяющие сопрягать соседние лотки под заданным углом (рис. 12.27). Сечения лотков показаны на рис. 12.26. Высота конструкции $1/40...1/60$ пролета, толщина 1,5...2 мм, тонкостенность до $1/200$. Лоток выполняется из алюминиевого сплава АМг2 1/2Н или стали С235. При больших пролетах складку можно создать из двух лотков с высотой до 0,8 м. Возможно создание трехслойных лотков: два наружных слоя — металлических и эффективный вспенен-

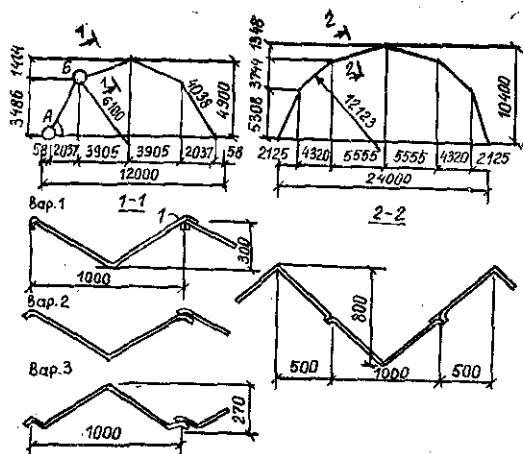


Рис. 12.26. Складчатые конструкции

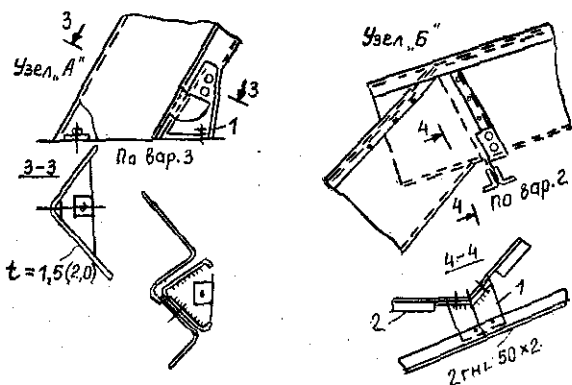


Рис. 12.27. Узлы складок (см. рис. 12.26)

1 — упорная деталь; 2 — фланцевая полоса

ный утеплитель. Благодаря небольшим размерам лотки могут изготавливаться на поточных линиях, на монтаже остается лишь их соединить.

12.6.3. Купола

В. Какие конструкции называются куполами?

От. Это оболочки на круглом или овальном плане. Купола начали применяться еще в глубокой древности,

примером может служить купольное покрытие Пантеона в Риме. Затем они применялись в покрытиях культовых зданий. В современных общественных зданиях диаметры купольных покрытий достигают до 300 м. Известны четыре разновидности купольных систем — радиально-балочные, ребристые, ребристо-кольцевые и сетчатые.

В. В чем особенность радиально-балочных куполов?

От. Простейший радиально-балочный купол (конический) может быть создан из радиально расположенных трапециевидальных ферм с общей центральной стойкой (рис. 12.28, а). Благодаря этой общей стойке, все фермы работают совместно и купол является пространственной системой. Прогоны, уложенные на фермы, образуют кольца, причем предусмотрены связи, как и в любом покрытии.

Второй пример — купол, образованный вращением арочной полуфермы (рис. 12.28, б). Купол состоит из плоских трехшарнирных арок, имеющих общее верхнее кольцо небольших размеров, т. е. он является радиально-арочным куполом. Полуарки к кольцу примыкают шарнирно, так что формально образуются четырехшарнирные арки. Но так как кольцо может занимать толь-

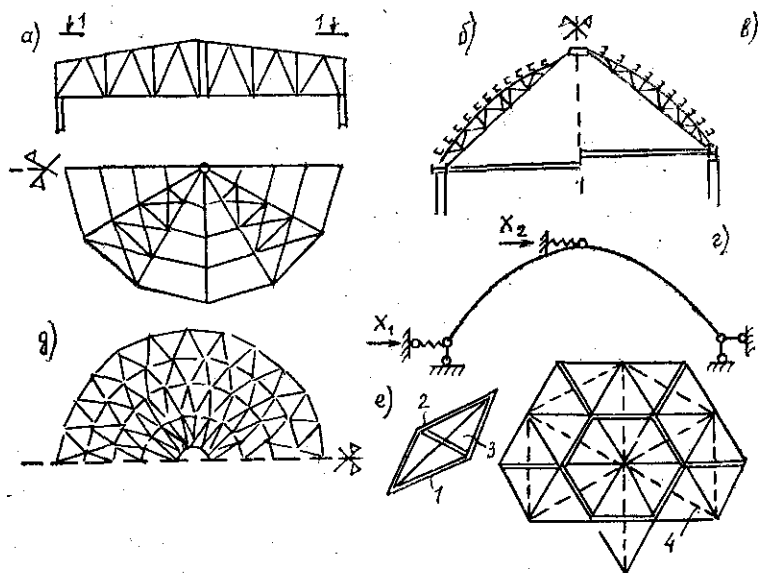


Рис. 12.28. Купольные системы

ко горизонтальное положение, то такие арки можно считать трехшарнирными, и следовательно, неизменяемыми системами. Распор от арок передается на кольцо, лежащее на стене, либо колоннах. Кольцо работает самостоятельно и в состав купола не входит.

В. В чем отличие ребристого купола?

От. Кольцо несколько поднято вверх и входит в состав купола (рис. 12.28, в). Ребра опираются на стены либо колонны, они должны иметь шаровые опоры, обеспечивающие свободу поворота в любом направлении. Кроме того, нужно обеспечить свободу смещения в радиальных направлениях всем ребрам, если их нечетное число (за исключением одного), и через одно ребро, если их четное число. Только при таком опирании ребристый купол будет представлять неизменяемую систему. На верхние пояса ребер также укладываются прогоны и устанавливаются связи.

В. Как рассчитывается ребристый купол?

От. Каждую пару ребер можно рассматривать как плоскую систему, причем кольцо заменяется условной упругой опорой, а влияние остальных полуарок в виде дополнительной опоры в ключе. Составляется уравнение метода сил, в котором за неизвестные принимаются усилия в упругих опорах X_1 и X_2 (рис. 12.28, г). После их определения арка рассчитывается как обычная плоская система на все действующие нагрузки. Можно использовать и более точные расчетные схемы.

В. В чем заключаются особенности ребристо-кольцевых куполов?

От. В ребристо-кольцевых куполах прогоны не просто свободно опираются на ребра, но жестко с ними сопрягаются. В этом случае прогоны образуют неразрезные кольца, работают на изгиб от поперечной нагрузки, на растяжение (в верхней части купола на сжатие) и имеют еще изгибающие моменты в защемлениях. В целом получаем жесткую (как бы пространственную рамную) систему. Благодаря этому ребра несколько облегчаются; даже для сравнительно больших диаметров куполов можно обойтись для ребер и прогонов прокатными или сварными двутаврами.

В. В чем идея сетчатых куполов?

От. Если в ребристо-кольцевом куполе в каждой ячейке добавить раскосы, то получим еще более многосвязную систему, часто менее металлоемкую. Сетки могут иметь различное очертание. Насчитываются де-

сятки схем сетчатых куполов. Их можно собирать из отдельных стержней; треугольных и ромбических элементов. Различают звездчатые купола, все грани которых образуют треугольники. Кроме того, имеются геодезические системы. В этом случае в сферу вписываются многогранники, стороны которых и образуют сетку. Характерным звездчатым куполом является покрытие выставочного павильона в г. Брно (Чехия). Сетка создается из труб, расположенных в трех уровнях — кольцевых и двух поднимающихся вверх в разных направлениях от нижнего кольца к верхнему (рис. 12.28, *д*).

Большое распространение получили геодезические купола, разработанные американским архитектором Б. Фуллером. В основе купола лежит ромбовидная панель из алюминиевого листа, согнутого под углом по длинной диагонали и отбортовкой по всем граням с отверстиями для болтов. По короткой диагонали установлены трубки. Панели собираются под углом друг к другу, грани соединяются болтами. В узлах сходятся либо шесть острых углов (они крепятся болтами на шестиугольной штампованной звездчатой фасонке), либо три тупых угла с трубками (бортики соединяются болтами) (рис. 12.28, *е*).

Эти купола весьма индустриальны, собираются на надувной опалубке из специальной ткани. Сборка купола не требует квалифицированного труда.

Приближенный расчет сетчатых куполов осуществляется по безмоментной теории как сплошной оболочки, по найденным напряжениям в которой определяют усилия в стержнях, образующих сетку.

Глава 13. КАРКАСЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

13.1. Особенности многоэтажных зданий

В. Как возникла потребность в многоэтажных зданиях?

От. В принципе к многоэтажным зданиям относятся здания и с двумя этажами, поскольку их каркас формируется так же, как и при большом числе этажей. Но обычно стальные каркасы применяются для зданий 10 и более этажей. Рекордное число этажей — 150, высота более 500 м, но это далеко не предел.

Многоэтажные здания начали строиться в конце XIX в. из потребности получить наибольшую отдачу от дорогостоящих городских территорий, сократить затраты на инженерные коммуникации. Проблема эффективного использования городских территорий несколько не потеряла своей остроты — отсюда массовое применение многоэтажных зданий. Это либо панельные здания (до 12...16 этажей), каркасные с железобетонным каркасом (до 25...30 этажей) и в зоне свыше 25...30 этажей — безраздельное господство металлических каркасов.

Современные многоэтажные здания применяются как производственные (2...12 этажей), административные, общественные и жилые. Архитекторы стремятся использовать многоэтажные здания как средство для украшения городов.

В. Какие преимущества и недостатки металлических каркасов?

От. Каркас многоэтажного здания несет ряд нагрузок — собственный вес и вес ограждения, полезную нагрузку. Но особенно возрастает роль ветровой нагрузки ибо, как известно, с ростом высоты она непрерывно увеличивается. Кроме того, ветровая нагрузка имеет динамический характер, она вызывает колебания всего каркаса. Такой же характер имеют и сейсмические воздействия.

Каркас в сущности вертикально стоящая консоль, а в защемлении консоли действует большой изгибающий момент $M = \omega_{\text{вкв}} H^2/2$, где $\omega_{\text{вкв}}$ — эквивалентная ветровая нагрузка, приведенная к равномерно распределенной; H — высота здания.

К каркасу предъявляются требования по обеспечению его жесткости. Горизонтальные смещения на уровне оси верхнего ригеля $\Delta \leq H/500$. При этих особенностях работы именно сталь, обладающая большей прочностью и модулем упругости по сравнению с бетоном, позволяет создавать многоэтажные каркасы. При этом габариты и колонн, и ригелей сравнительно небольшие.

Металлический каркас наиболее индустриальный, позволяет повысить скорость монтажа, быстрее вводить в эксплуатацию здание.

Приходится решать проблему защиты металла от огня при пожарах ибо, как известно, сталь быстро (при 600°) теряет прочность и деформируется. Радикальное средство — обетонирование колонн и ригелей. Кстати, это средство предохраняет сталь и от коррозии. Это

вторая проблема, которую надо учитывать при эксплуатации каркасов многоэтажных зданий, как, впрочем, и всех других металлических конструкций.

13.2. Схемы каркасов

В. Какие планы у многоэтажных зданий?

От. Чаще всего прямоугольные, а каркас представляет собой параллелепипед. Планы могут компоноваться из нескольких прямоугольников, например, здание МГУ из нескольких и при том разной высоты. Редко применяются круглые и овальные планы.

В. Какие размеры ячеек применяются в многоэтажных зданиях?

От. Это зависит от назначения здания. В жилых зданиях $4,5 \times 4,5$; $4,5 \times 6,0$ и $6,0 \times 6,0$ м. В производственных зданиях размеры ячеек имеют тенденцию возрастать. Это $6,0 \times 9,0$; $9,0 \times 9,0$; $12,0 \times 9,0$ и $12,0 \times 12,0$ м. Можно прогнозировать дальнейший рост размеров ячеек в связи с развитием различных технологий, в том числе роторных. В таких каркасах независимо от числа этажей рационально применять сталь.

В. Какие схемы каркасов применяются?

От. Во-первых, здания каркасные, бескаркасные из различных плит и смешанные. Из стали выполняют каркасы с навесными легкими панелями ограждения. Наиболее эффективны панели из алюминиевых сплавов. Бескаркасные здания состоят в основном из железобетонных панелей.

Во-вторых, известны следующие компоновочные схемы: рамные, связевые, рамно-связевые, ствольные (или ядровые), оболочковые и ствольно-оболочковые.

В. В чем заключается идея рамной схемы?

От. В рамных системах осуществляется жесткое сопряжение между колоннами и ригелями, причем такое соединение используется и в продольных рамах (рис. 13.1, а). Таким образом, неизменяемость и жесткость каркаса обеспечивается рамами, много раз статически неопределимыми. Достоинство этой схемы — свободные пространства между колоннами в любом направлении. Недостаток — несколько сложные узлы сопряжений колонн и ригелей.

Кроме того, поперечные силы вызывают в колоннах изгиб, самый невыгодный вид работы металла. Чем больше этажей, тем больше доля металла, необходимая

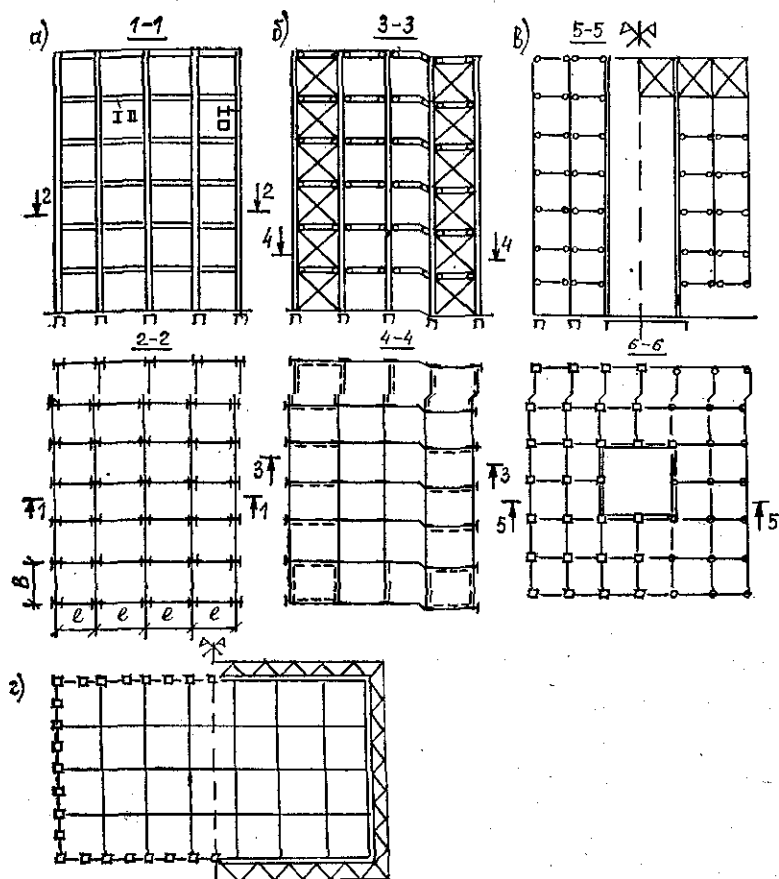


Рис. 13.1. Типы конструктивных схем каркасов многоэтажных зданий

для обеспечения жесткости каркаса. Поэтому рамные схемы применяются обычно в зданиях до 15...20 этажей.

В. Какова идея связевой схемы?

От. Связевая схема предусматривает применение вертикально стоящих ферм, у которых пояса — колонны, ригели — стойки (элементы решетки) и появляются дополнительно только раскосы (рис. 13.1, б). Раскосы воспринимают поперечные силы от ветровой нагрузки, работая на растяжение и сжатие. Это выгоднее,

чем изгиб, поэтому связевой каркас менее металлоемкий, но в то же время жестче.

Ригели свободно опираются на колонны, сопряжения проще. Связи устанавливаются во взаимно перпендикулярных плоскостях, обеспечивая неизменяемость и жесткость в этих направлениях. Связи можно ставить в каждой плоскости (рис. 13.1, б) либо в отдельных плоскостях (план справа). В этом случае соседние диски удерживаются за счет поперечных пластин — перекрытий. Особенно хорошо роль этих пластин выполняют монолитные железобетонные плиты. Они же распределяют ветровую нагрузку на все связевые фермы (по существу ветровые). Связевые каркасы позволяют освоить еще один-два десятка этажей.

В. Возможен ли симбиоз этих двух схем?

От. Да. Такая рамно-связевая схема отличается наличием связевых ферм и жестким сопряжением ригелей и колонн. Ясно, что появляется возможность еще увеличить высоту зданий, повысить этажность.

В. Какие схемы появились в последнее время?

От. Сравнительно новая (последние два-три десятка лет) схема — ствольная или ядровая. Она основана на реализации принципа концентрации материала. В каркасе размещается мощный ствол. Колонны в стволе объединяются либо сплошными стенками, либо с помощью решетки. Ствол опирается на один мощный фундамент (рис. 13.1, в). К стволу шарнирно примыкают ригели. Таким образом, ствол воспринимает всю ветровую нагрузку, примыкающие колонны передают вертикальную нагрузку.

В стволе за счет концентрации материал используется эффективно, относительно меньше доля металла, идущего на обеспечение устойчивости и жесткости. В то же время облегчаются и примыкающие колонны, работающие в основном на центральное сжатие. В ствольной системе возможна и подвеска этажей (рис. 13.1, в, правая часть разреза 5—5). Вместо колонн — растянутые тяжи, в некоторых случаях даже отсутствуют примыкающие фундаменты, в зоне первого этажа образуется свободное пространство. Ствол удобно использовать для размещения в нем лифтов и всех коммуникаций.

В. А как обеспечить жесткость в зданиях с очень большим числом этажей?

От. Решая эту проблему, пришли к оболочковой

системе. По существу создается тот же ствол, но не внутри здания, а по периметру (рис. 13.1, г). Оболочка создается за счет объединения колонн со стальными стенами либо за счет создания самостоятельной сквозной башни (рис. 13.1, г, правая часть плана). Внутренние колонны и ригели сопрягаются шарнирно. Фундамент — общая плита под всем зданием.

Преимущество такой системы — плечо всей этой гигантской консоли становится равным внешнему габариту здания, максимуму возможного. Именно такие системы позволяют увеличить число этажей за сотню.

В. Можно ли объединить последние две системы?

От. Конечно можно. Жесткость общего ствола с внешней и внутренней оболочкой возрастет еще больше, эффект пространственной работы усилится. Все это позволяет идти дальше ввысь, осваивать для людей объемы над землей, что позволит делать города компактными, беречь землю и природу.

13.3. Элементы каркаса

В. Из каких элементов состоят каркасы многоэтажных зданий?

От. Таких элементов несколько — колонны и ригели; в связевых схемах — стержни решеток в связевых фермах; в ствольных и оболочковых схемах — сплошностенчатые панели.

13.3.1. Колонны

В. Как работают колонны в каркасах многоэтажных зданий?

От. В них действуют продольные силы, увеличивающиеся по мере приближения к фундаментам. В рамных, ствольных и оболочковых системах возникают и изгибающие моменты в двух плоскостях от ветровой нагрузки, а в рамных каркасах и от вертикальной нагрузки.

В. Где устанавливаются монтажные стыки колонн и какова длина монтажных марок?

От. Обычно длина перевозочных марок колонн равна высоте двух этажей, редко трех (7...13 м). Монтажные стыки размещаются выше сопряжений с ригелями на 0,5...1 м. В этих сечениях изгибающие моменты резко уменьшаются; кроме того, удобнее устанавливать болты или сваривать стыки.

В. Какие сечения применяются в колоннах?

От. Прежде всего сечение должно удобно развиваться, так как усилия растут по мере приближения к фундаментам. Габариты сечений должны быть сравнительно невелики, иначе теряется часть полезной площади. Очень удобны сечения одинаково симметричные относительно обеих осей. Это даёт возможность применять однотипные узлы примыкания ригелей к колоннам.

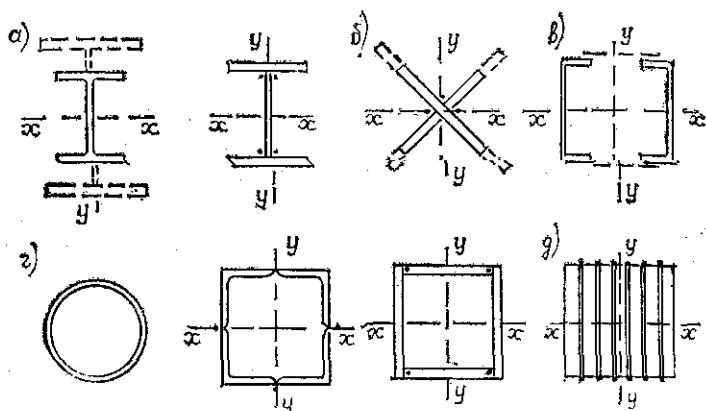


Рис. 13.2. Типы сечений колонн многоэтажных каркасов
а — двутавры; б — крестообразное; в — двойное швеллерное; г — замкнутое; д — из листов

Наиболее типичные сечения колонн показаны на рис. 13.2. Пунктиром показано развитие сечений, но предпочтительнее толщины не более 50...60 мм. Крестообразное сечение не эффективно, так как металл располагается вблизи центра тяжести и необходимы большие толщины для обеспечения местной устойчивости. Весьма рациональны замкнутые сечения, получающие большое распространение. При мощных продольных силах применяют сплошные квадратные сечения, причем колонна формируется из нескольких толстых листов (толщиной так же не более 50...60 мм, чтобы не снижать прочность металла). Листы свариваются между собой.

13.3.2. Балки и ригели

В. Как работают балки и ригели в каркасе многоэтажных зданий?

От. В основном они поддерживают элементы пере-

крытий — плиты либо иногда балки площадок. Если балки опираются свободно, они изгибаются и передают продольные силы от ветровой нагрузки на ствол, в других системах продольная сила может отсутствовать. В рамных системах ригель работает на изгиб с продольной силой, причем преобладает изгиб.

В. Какие сечения имеют ригели?

От. Учитывая вышесказанное, сечения ригелей выбираются как для балок. Это прокатные двутавры — балочные и широкополочные. При значительных пролетах (6...12 м) можно использовать и сварные двутавры. Для снижения металлоемкости ригели могут выполняться с тонкой гофрированной стенкой ($\lambda_w = 200...230$), с треугольными или волнистыми гофрами. Широко применяются двутавры с перфорированной стенкой, обладающие отверстиями, удобными для пропуска различных коммуникаций. При очень значительных нагрузках возможно применение ригелей в виде замкнутой прямоугольной трубы. В этом случае и колонны должны иметь замкнутое сечение. Если в перекрытиях применяются железобетонные или стальные настилы, то они могут иметь такую конструкцию, что вместе с металлической балкой образуют комбинированную систему, обеспечивая снижение металлоемкости.

13.3.3. Связи

В. Какие решетки применяют в фермах связевых каркасов?

От. Напомним, что связевые фермы образуются естественным путем: пояса — это колонны, стойки (распорки) в решетке — это ригели, а дополнительно вводятся только раскосы. Так как оба пояса обычно сжаты, то и в раскосах решетки появляются дополнительные напряжения от обжатия поясов. Наиболее удачна крестовая решетка (рис. 13.3, а), одинаково работающая при любом направлении ветровой нагрузки. Но при этой решетке невозможно разместить дверной или окон-

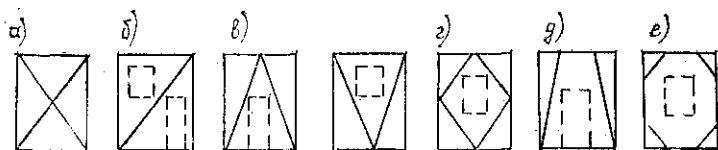


Рис. 13.3. Типы решеток связевых ферм в многоэтажных каркасах

ный проем. В этом смысле удобнее полураскосная решетка (рис. 13.3, *в*) или раскосная решетка, если проем размещается не в середине панели (рис. 13.3, *б*). Ромбическая решетка удобна для размещения окон, но сжатые раскосы вызывают изгиб колонн из плоскости (рис. 13.3, *г*, *е*). Наконец, можно использовать и подкосы (рис. 13.3, *д*), но в этом случае поперечная сила от ветровой нагрузки будет восприниматься и ригелем, заставляя его работать на дополнительный изгиб.

13.3.4. Сплошностенчатые панели

В. Какие дополнительные элементы применяются в ствольных и оболочковых системах?

От. Внутренние и наружные оболочки в этих системах образуются с помощью сплошностенчатых панелей — листов, которые привариваются к колоннам и ригелям. Толщина листов 6...16 мм. Если имеется оконный или дверной проем, то он обрамляется полосами. В этом случае в целом ствол может рассматриваться как составной стержень с упругими связями сдвига. В качестве таких связей выступают сплошные перемычки между соседними окнами. Проведенные эксперименты с крупномасштабными моделями подтвердили такой характер работы.

13.4. Узлы

В. Какие наиболее характерные узлы у каркасов многоэтажных зданий?

От. Таких узла три — сопряжение колонны с балкой (ригелем), монтажный стык и база колонны.

В. Какие имеются разновидности сопряжений балок (ригелей) с колоннами?

От. Это связано, во-первых, с видом применяемого соединения — сваркой или болтами, а во-вторых, с видом опирания — свободным, либо жестким.

Свободное опирание обеспечивает передачу только опорной реакции, жесткое сопряжение еще и опорного изгибающего момента. Последнее применяется в рамных и рамно-связевых системах. Примеры свободных опираний при колоннах двутаврового сечения и колоннах, набранных из нескольких листов, показаны на рис. 13.4, *а*, *б*. Поскольку во втором случае фланец (опорное ребро) к колонне такого сечения болтами не прикрепить, используется верхний уголок, у которого

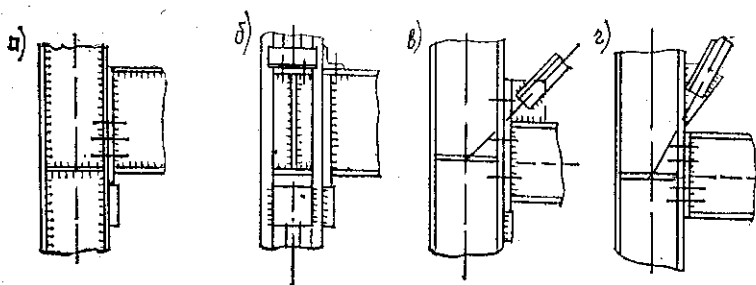


Рис. 13.4. Узлы свободного опирания ригелей на колонны

дыры для болтов имеют больший диаметр, чем диаметр болта, поэтому защемления балки не происходит.

При наличии раскосов в связевых фермах применяют решения, показанные на рис. 13.4, в. Видно, что раскосы крепятся либо к балке, либо к колонне, но так, чтобы жесткого сопряжения не было.

В. Как конструируются жесткие сопряжения ригелей и колонн?

От. В мировой строительной практике накоплен опыт применения самых разнообразных решений. Общее у них то, что и верхний и нижний пояса соединяются со стержнем колонны, что обеспечивает передачу момента. В этом случае применяются так называемые «рыбачные» сопряжения и «безрыбачные». «Рыбкой» называют планку, передающую усилие с пояса ригеля на пояс колонны. С помощью «рыбки», укладываемой на верхний пояс, соединяют последний с поясом колонны (рис. 13.5, а). Нижняя «рыбка» шире нижнего пояса ригеля.

Поперечная сила (опорная реакция) передается на вертикальную планку. Такое решение обладает хорошей компенсационной способностью, балку можно немного перемещать вдоль своей оси, имеющиеся зазоры позволяют компенсировать возможные отклонения от проектной длины. Недостаток — большой объем монтажной сварки. Нижние «рыбки» и планки могут быть погнуты во время перевозки.

Специального контроля требует зона пояса колонны, к которой перпендикулярно примыкает верхняя растянутая «рыбка». Металл работает поперек волокон, а в этом случае его прочность (σ — прочность) снижается в два раза. Особенно опасно, если в этом месте имеются трещины, образовавшиеся во время прокатки. Пояс может быть разорван.

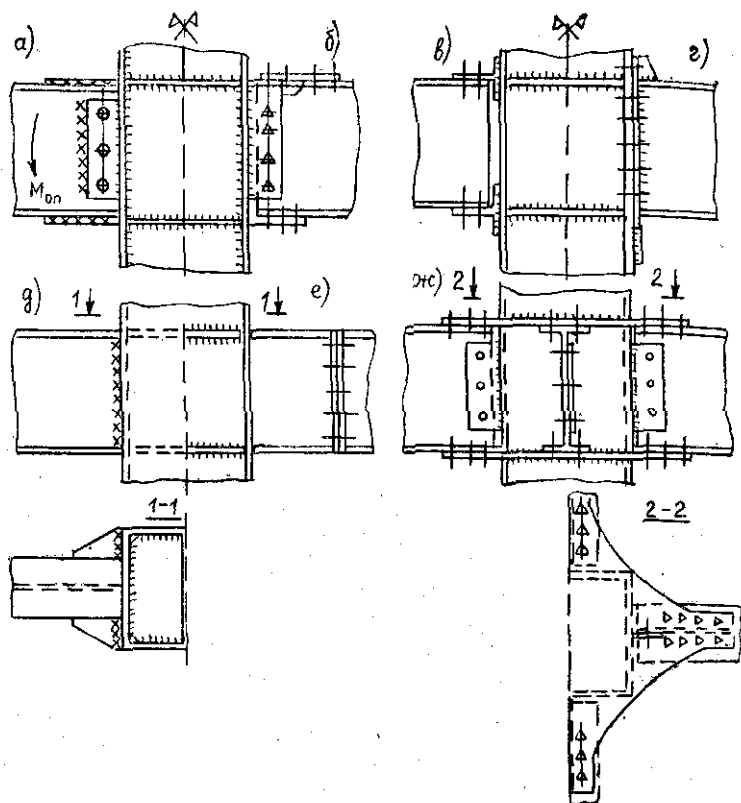


Рис. 13.5. Узлы жесткого сопряжения ригеля и колонны

Для снижения трудозатрат на монтаже удобно применить монтажные соединения на высокопрочных болтах (рис. 13.5, б, в), в том числе на фланцах (рис. 13.5, г). Во всех сопряжениях в местах примыкания поясов ригелей стенки необходимо укреплять поперечными ребрами, чтобы не произошло отрыва пояса колонны из-за растягивающих усилий и потери местной устойчивости стенки от давления сжатых поясов.

Ригели можно приваривать к колоннам без всяких «рыбок». В поясах сняты кромки так, чтобы монтажные швы были палубными.

При колоннах с замкнутыми сечениями пояса расширяются до размеров колонны с помощью планок уширения (рис. 13.5, д). Это решение не требует дополни-

тельного металла, но не обладает компенсационной способностью. Колонны приходится либо раздвигать, либо стягивать.

В узле (рис. 13.5, е) на заводе при надежном контроле приваривается консоль (часть ригеля), к которой на монтаже, в зоне, где изгибающий момент резко уменьшился, на фланцах крепится оставшаяся часть ригеля.

Для обеспечения надежной передачи усилий от поясов можно использовать листовые вставки (рис. 13.5, ж). Сначала ригели устанавливаются на нижние вставки и крепятся болтами к вертикальным планкам. Затем монтируется верхняя часть колонны с верхней вставкой, устанавливаются высокопрочные болты. Недостаток решения — монтажные узлы колонн в каждом этаже, колонна состоит из относительно коротких элементов.

В. Какие особенности у баз колонн?

От. Как правило, эти базы передают на фундаменты продольную силу и изгибающие моменты в двух плоскостях, а также две поперечные силы. Иногда изгибающие моменты отсутствуют или сравнительно малы.

Наиболее просты базы с фрезерованными торцами колонн и опорными плитами (рис. 13.6, а). При необ-

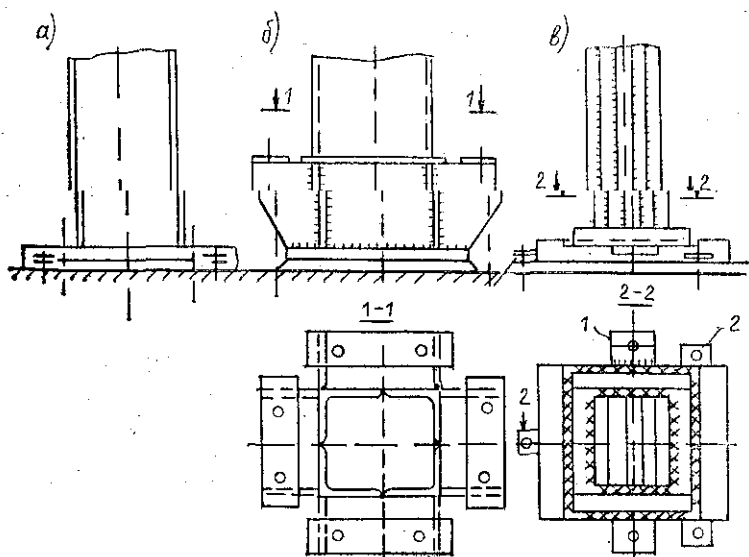


Рис. 13.6. Базы колонн многоэтажных зданий

ходимости восприятия двух изгибающих моментов можно создавать траверсы в двух плоскостях (рис. 13.6, б). База для мощной колонны представлена на рис. 13.6, г.

В. Какие монтажные стыки применяют у колонн?

От. При незначительных изгибающих моментах и фрезерованных торцах колонн можно обойтись только сборочными болтами (рис. 13.7, а), обеспечивающими несмещаемость колонн относительно друг друга.

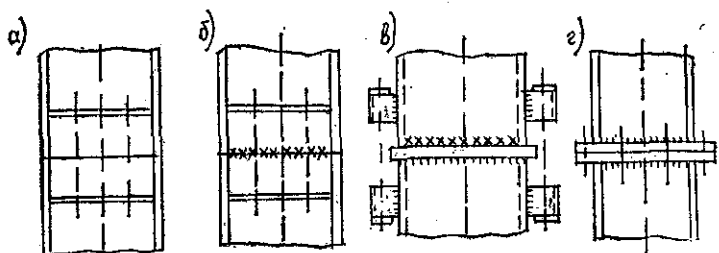


Рис. 13.7. Стыки колонн многоэтажных зданий

Стык на монтажной сварке не имеет каких-то особенностей, следует только строго соблюдать технологическую последовательность сварки для снижения сварочных деформаций и напряжений (рис. 13.7, б).

В стыках с прокладкой на монтажной сварке могут быть переданы существенные изгибающие моменты (рис. 13.7, в). В колоннах удобно применять фланцевые стыки на высокопрочных болтах, но фланцы должны быть строго притерты друг к другу без зазоров (рис. 13.7, г). Стыки на болтах резко снижают трудозатраты.

13.5. Особенности расчета

В. В какой последовательности рассчитываются каркасы многоэтажных зданий?

От. Как и в других системах, сначала выполняются статические (силовые) расчеты, затем конструктивные — подбор и проверка прочности, устойчивости и жесткости (гибкости) различных элементов. Кроме того, проверяется общая устойчивость и деформативность всего каркаса.

В. Как осуществляется силовой расчет?

От. Каркасы многоэтажных зданий много раз статически неопределимые системы. Рассчитывают их на

ЭВМ, используя различные программы. Для того чтобы предварительно задаться жесткостями, осуществляют приближенные расчеты, вырезая ригели или колонны из каркаса и условно закрепляя их на опорах либо жестко, либо шарнирно. Соотношения заданных и полученных изгибных жесткостей не должны отличаться более чем на 30%. В противном случае необходимо выполнять перерасчет.

В необходимых случаях расчет каркаса выполняют по деформированной схеме, учитывающей довольно существенные горизонтальные деформации от ветровой нагрузки, но не более $1/500$ от высоты каркаса. При высоте здания 100...200 м — это 40...80 см.

В. Какие особенности при выполнении конструктивных расчетов?

От. Колонны рассчитываются на прочность и устойчивость как внецентренно-сжатые элементы, причем изгибающий момент может действовать сразу в двух плоскостях — от воздействия ригелей в двух плоскостях и от воздействия ветра, если его направить по диагонали плана здания. Ригели работают также на сжатие с изгибом, но изгиб существенно преобладает.

В раскосах решетки связевых ферм нужно учитывать дополнительные напряжения от сжатия колонн.

Глава 14. ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

14.1. Область применения, классификация

В. Какие конструкции относят к листовым?

От. Под листовыми понимают конструкции, изготовленные в основном из стальных листов и предназначенные для хранения и транспортировки жидкостей, газов и сыпучих материалов.

Листовые конструкции широко используются в самых разных отраслях народного хозяйства: в металлургической и химической промышленности, в городском хозяйстве. К ним относятся трубопроводы больших диаметров, кожухи доменных печей, воздухонагревателей, сосуды химических и нефтегазовых установок, дымовые и вентиляционные трубы, градирни, защитные сооружения — оболочки АЭС и другие. Однако наиболее распространены следующие типы листовых конструкций: резервуары, тазгольдеры, бункера и силосы.

Таким образом, листовые конструкции имеют широкое распространение. Рациональное проектирование и строительство листовых конструкций позволит получить значительный технико-экономический эффект.

В. Какие особенности характерны для листовых конструкций?

От. В основном листовые конструкции представляют собой разнообразные емкости, состоящие из тонкостенных сплошных оболочек. Условия работы этих конструкций самые разнообразные. Они могут воспринимать динамические и статические нагрузки, обеспечивать работу под низким или высоким давлением, или под вакуумом, работать при низких или высоких температурах, в агрессивных средах. К тому же они могут быть подземными, наземными, полузаглубленными, иметь самые различные статические схемы.

Имеется целый ряд особенностей, которые практически одинаковы для большинства листовых конструкций. Использование этих особенностей позволяет выработать в значительной степени общий подход к проектированию и расчету конструкций из листов.

Одной из таких общих особенностей является то, что для листовых конструкций, состоящих из тонких оболочек, характерно двухосное напряженное состояние. При этом в местах сопряжения оболочек, на участках защемления у ребер жесткости, крыш и днищ возникают местные изгибные напряжения, которые затухают по мере удаления от мест защемления.

В. Каковы особенности изготовления листовых конструкций?

От. Почти всегда листовые конструкции совмещают несущие и ограждающие функции. При изготовлении листовых конструкций в заводских условиях применяются операции, не используемые при производстве обычных стальных конструкций: фасонный раскрой листов, вальцовка, изготовление рулонных заготовок, штамповка и т. д. Листовые конструкции характерны большой протяженностью сварных швов, при этом к сварным швам предъявляются повышенные требования: они должны быть не только прочными, но и плотными.

Применительно к листовым конструкциям наиболее целесообразны сварные соединения встык. В этом случае обеспечивается минимальная концентрация напряжений, наименьший расход металла. Соединения внахлестку требуют значительного удлинения сварных швов.

Их использование в листовых конструкциях объясняется только тем, что не требуется тщательной подгонки элементов. Учитывая специфику работы, сварные швы в листовых конструкциях требуют усиленного контроля их качества.

Для изготовления листовых конструкций используются листы толщиной до 4 мм из рулонной холоднокатаной стали, а при толщине от 4 до 10 мм — из рулонной горячекатаной стали.

В настоящее время при строительстве листовых конструкций широко используется метод рулонирования, повышающий индустриализацию и механизацию строительства за счет перенесения большей части работы на завод. Сущность этого способа заключается в том, что стенку и днище резервуара сваривают на заводе в большие полотнища автоматической сваркой и потом сворачивают в рулоны диаметром 2,5...3 м, которые можно перевозить по железной дороге. Эти рулоны разворачивают непосредственно на строительной площадке и устанавливают на место, производя сварку только монтажных стыков.

14.2. Особенности напряженного состояния и основы расчета тонких стальных оболочек

В. Как определяются напряжения в листовых оболочках?

От. Характерной особенностью листовых конструкций является то, что большинство из них тонкостенные оболочки вращения. В основном эти оболочки имеют одну или две оси симметрии и два радиуса кривизны, перпендикулярных поверхности.

Предположим, что рассматриваемая оболочка имеет два радиуса: r_1 — меридиональный, образующий кривизну вращения, и r_2 — кольцевой радиус вращения, имеющий начало на оси симметрии (рис. 14.1). Углы φ (широта) и α (долгота) характеризуют местоположение радиусов.

Если оболочка сферическая, то $r_1 = r_2$, в цилиндрической оболочке $r_1 = \infty$, $r_2 = r$, $\varphi = \pi/2$; в конусообразной $r_1 = \infty$, $r_2 \sin \varphi = r$, $\varphi = \text{const}$.

Рассмотрим вырезанный элемент оболочки, удаленный от краев, толщиной t со сторонами ds_1 и ds_2 (рис. 14.1, б). На вырезанный элемент действует равномерно распределенная нагрузка интенсивностью p . Принято,

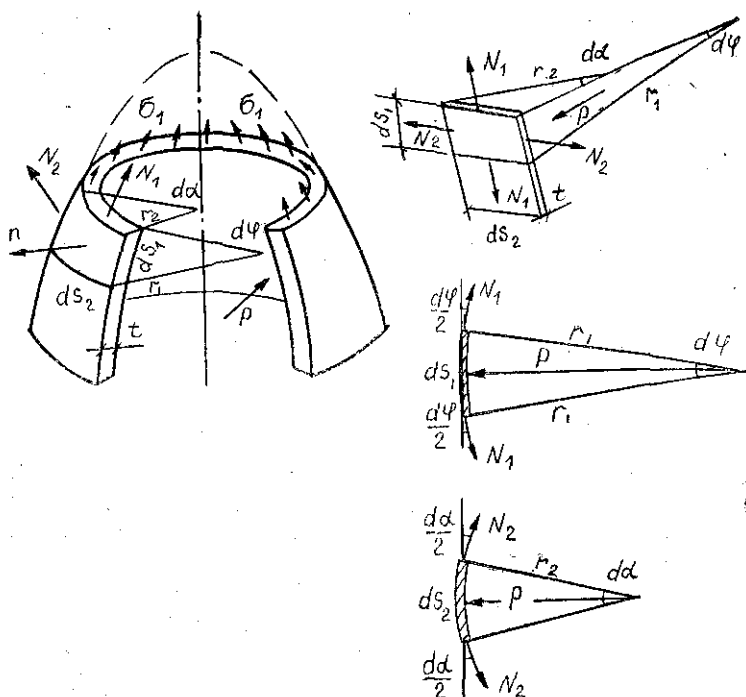


Рис. 14.1. Расчетная схема оболочки

что в тонких оболочках, при отношении толщины оболочки к радиусу $t/r < 1/30$ условия равновесия могут быть соблюдены при наличии только осевых сил — меридиональных N_1 и кольцевых N_2 , направленных по касательной к срединной поверхности оболочки. Эти силы представляют собой равнодействующие нормальных напряжений, приложенных к сторонам элемента.

При этом $N_1 = \sigma_1 ds_1 \cdot t$; $N_2 = \sigma_2 ds_2 \cdot t$.

Из условия равновесия сумма проекций всех сил на направления радиуса кривизны должна равняться нулю (рис. 14.1, б):

$$2N_1 \sin \frac{d\varphi}{2} + 2N_2 \sin \frac{d\alpha}{2} - p dA = 0. \quad (14.1)$$

При малых углах можно принять: $\sin d\varphi/2 = d\varphi/2$; $\sin d\alpha/2 = d\alpha/2$; $d\varphi = ds_1/r_1$; $d\alpha = ds_2/r_2$; $dA = ds_1 ds_2$.

Разделив обе части уравнения (14.1) на $ds_1 \cdot ds_2$, получим

$$N_1/(r_1 ds_2) + N_2/(r_2 ds_1) = p. \quad (14.2)$$

Если выразить N_1 и N_2 через напряжения, то получится основное уравнение для расчета гибких оболочек:

$$\sigma_1/r_1 + \sigma_2/r_2 = p/t, \quad (14.3)$$

где σ_1 — напряжение вдоль меридиана; σ_2 — кольцевое напряжение.

В цилиндрической оболочке кольцевые напряжения будут

$$\sigma_2 = pr_2/t \quad (14.4)$$

В шаровой оболочке

$$\sigma_1 = \sigma_2 = pr/(2t). \quad (14.5)$$

Из (14.5) следует, что шаровая оболочка испытывает в два раза меньше напряжения, чем цилиндрическая. В общем уравнении (14.3) содержится два неизвестных σ_1 и σ_2 . Для того чтобы решить задачу, необходимо второе уравнение. Его можно получить из равенства нулю суммы проекции на ось симметрии всех сил в сечении оболочки (рис. 14.1):

$$(N_2/ds_2) \sin \varphi \cdot 2\pi \cdot r - p \cdot \pi \cdot r_2 = 0.$$

Так как $\sin \varphi \cdot r_2 = r$; $N_1 = \sigma_1 ds_2 t$, то

$$\sigma_1 = pr_2/(2t). \quad (14.6)$$

После подстановки (14.6) в (14.3) получим соотношение между кольцевыми и меридиональными напряжениями:

$$\sigma_2 = \sigma_1 \cdot (2 - r_1/r_2). \quad (14.7)$$

В. Как проверяется прочность оболочек?

От. В соответствии с нормами расчет на прочность листовых конструкций (оболочек вращения) следует выполнять по формулам (3.12) и (3.13).

Формула для определения кольцевых напряжений в нормах записана в виде

$$\sigma_1 = F/(2\pi r t \cos \beta), \quad (14.8)$$

где F — проекция на ось симметрии полного расчетного давления, действующего на отсеченную часть оболочки; β — угол между направлением σ_1 и оси симметрии.

Приведенные выше уравнения пригодны только для

оболочек, находящихся в безмоментном напряженном состоянии (жесткость на изгиб и кручение равна нулю).

В. Как проверяется устойчивость оболочек?

От. При работе оболочек на всестороннее сжатие (например, при вакууме) необходима проверка на устойчивость. Сущность этой проверки состоит в том, что расчетные напряжения в оболочке не должны превышать критических напряжений, умноженных на γ_c .

Устойчивость цилиндрических оболочек, сжатых параллельно образующим, проверяется по формуле

$$\sigma_1/(\gamma_c \sigma_{cr.1}) \leq 1, \quad (14.9)$$

где $\sigma_{cr.1}$ — значение, равное меньшему из ψR_y и $E t/r$; r — радиус срединной поверхности оболочки. Значения коэффициентов ψ и c определяются в соответствии с указаниями норм.

При внецентренном сжатии или изгибе значения напряжений несколько увеличиваются. Расчет на устойчивость цилиндрической оболочки при действии равномерного давления p , нормального к боковой поверхности, выполняется по формуле

$$\sigma_2/(\gamma_c \sigma_{cr.2}) \leq 1, \quad (14.10)$$

где $\sigma_2 = p \cdot r/t$ — расчетное кольцевое напряжение в оболочке; $\sigma_{cr.2}$ — критическое напряжение, определяемое по формулам:

при $0,5 \leq l/r \leq 10$ $\sigma_{cr.2} = 0,55 E (r/l) (t/r)^{3/2}$;

при $l/2 > 20$ $\sigma_{cr.2} = 0,17 E (t/r)^2$;

при $10 < l/r \leq 20$ $\sigma_{cr.2}$ определяется линейной интерполяцией; l — длина цилиндрической оболочки.

Устойчивость замкнутых цилиндрических оболочек вращения, подверженных одновременному действию усилий, параллельных образующей и нормальных к боковой поверхности, проверяется по формуле

$$(\sigma_1/\sigma_{cr.1} + \sigma_2/\sigma_{cr.2})/\gamma_c \leq 1. \quad (14.11)$$

Расчет на устойчивость сферической оболочки при $r/t \leq 750$ и действия внешнего равномерного давления p , нормального к ее поверхности, выполняется по формуле

$$\sigma/(\gamma_c \sigma_{cr}) \leq 1, \quad (14.12)$$

где σ — определяется по формуле (14.6); $\sigma_{cr} = 0,1 E t/r$ (но не более R_y).

В. Как учитывается влияние краевого эффекта?

От. Приведенные выше формулы не предусматривают проверки напряжений от краевого эффекта. Однако в ряде случаев такая проверка необходима. Влияние краевого эффекта может снижаться с помощью конструктивных мероприятий: плавный переход от одной конструктивной формы оболочки к другой — устройство плавных скосов кромок при изменении толщины листов; применение сталей с гарантией загиба в холодном состоянии; электродов повышенного качества при сварке и т. д.

14.3. Вертикальные цилиндрические резервуары

В. Для чего предназначены резервуары?

От. Резервуарами называют емкости, предназначенные для хранения жидкостей (вода, нефтепродукты, сжиженные газы, химические жидкие вещества).

Вертикальные цилиндрические резервуары имеют плоские днища, расположенные на песчаной подушке, вертикальные стенки и крышу. Такие резервуары просты в изготовлении и монтаже и достаточно экономичны по расходу металла. Для хранения нефтепродуктов разработаны резервуары объемом 100...5000 м³. Имеются проекты резервуаров емкостью 10000, 20000 и 100000 м³.

При хранении нефтепродуктов происходит их испарение, меняющееся как при изменении температуры, так и при сливе и наливе. Это вызывает большие потери, с целью сокращения которых применяются резервуары различного типа: низкого, повышенного и высокого давления, а также с понтонами или плавающими крышами.

В. Из каких соображений назначаются толщины листов?

От. Днище цилиндрических резервуаров покоится на песчаной подушке и испытывает только сжатие от давления жидкости. Толщина днища назначается по конструктивным соображениям в следующих пределах: $t=4$ мм при диаметре резервуара $D<18$ м; $t=5$ мм при $D=18...25$ м; $t=6$ мм при $D>25$ м. Крайние листы днища принимаются более толстыми. Основная часть днища собирается из листов 1400×4200 мм. Листы соединяются между собой по продольным кромкам внахлестку с перекрытием на 30...60 мм при $t=4...5$ мм, а при $t=6$ мм соединение выполняется встык. Днище

изготавливается на заводе в виде сварных полотнищ и доставляется на строительную площадку рулонами.

Толщину стенок вертикальных резервуаров назначают по расчету от 4 мм и более. Расположение листов по высоте резервуара может быть встык, телескопическим или ступенчатым. Сопряжение встык выполняется только на заводе. При сборке стенки из отдельных листов на площадке наиболее удобным является телескопическое расположение поясов, позволяющее все наружные горизонтальные кольцевые швы делать в нижнем положении.

При вместимости резервуара 10000...100000 м³ его высоту назначают равной 14...22 м, а размер листов до 2200...8000 мм. Для экономии металла нижние пояса высоких резервуаров целесообразно проектировать из низколегированной стали повышенной прочности.

В. Какие крыши применяют в резервуарах?

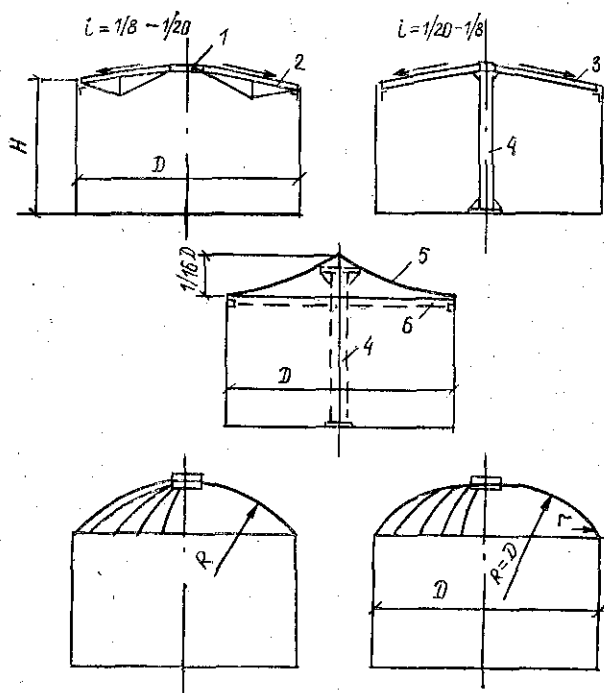


Рис. 14.2. Крыши резервуаров

От. Крыши резервуаров могут быть самыми разнообразными: коническими, сферическими, сфероцилиндрическими, висячими (рис. 14.2). Крышу конических резервуаров делают из щитов, состоящих из тонких листов, опирающихся на каркас. Щиты опираются или на центральную стойку и стенки резервуара, или образуют коническую кровлю с распорным кольцом. Щиты обычно изготовляют на заводе.

Сферические покрытия применяются в случаях, когда действуют большие вертикальные нагрузки: снег, вакуум. В этом случае изготавливаются щиты, имеющие сферическую поверхность с ребрами из двутавров или уголков. По контуру устраиваются жесткие кольца.

В случае, если преобладают нагрузки, действующие снизу (внутреннее избыточное давление паровоздушной смеси), рационально применять сфероцилиндрическое покрытие.

Для крыши резервуаров расчетными являются две комбинации нагрузок: нагрузки, направленные внутрь резервуара (снег, собственный вес и вакуум, образующийся в результате быстрого охлаждения паров), и нагрузка, направленная наружу (давление паров испаряющейся жидкости). Избыточное давление может возникать также при заливе нефтепродуктов и воздействовать не только на крышу, но и на стенку.

На стенки резервуаров действуют гидростатическое и избыточное давление, а также вертикальная нагрузка, передаваемая крышей.

В. Как определить оптимальные соотношения размеров резервуаров?

От. При проектировании резервуаров важно определение наивыгоднейших соотношений генеральных размеров — высоты H и диаметра D для заданного объема резервуара. Для назначения этих размеров акад. В. Г. Шухов установил два правила: при постоянной толщине стенок резервуар имеет наименьшую массу при условии, что стали в днище и покрытии в два раза меньше, чем объем стали в стенке; при переменной толщине стенки масса металла наименьшая при условии, что объем стали в днище и покрытии равен объему стали в стенке.

Исходя из этих правил, оптимальная форма получается, когда $H/D=1/1...1/4$ для объемов 100...600 м³ и $H/D=1/2...1/5$ для объемов до 10000 м³.

Высоту резервуаров назначают кратной ширине лис-

тов (1400 или 1500 мм). В настоящее время во всех типовых резервуарах объемом до 10 тыс. м³ принята унифицированная высота стенки, равная 18 м, а для резервуаров до 5 тыс. м³ — 15 м.

В. Как рассчитать цилиндрический резервуар?

От. Стенку резервуара рассчитывают на прочность по безмоментной теории как цилиндрическую оболочку, работающую на растяжение от гидростатического давления жидкости и избыточного давления газа. Избыточное давление определяется по формуле

$$p_n = \rho H + p_0. \quad (14.13)$$

Пояс стенки резервуара из условия обеспечения прочности (по первой группе предельных состояний) рассчитывается по формуле

$$(\gamma_{f1} \rho x + \gamma_{f2} p_0) r / (t \gamma_c R_y) \leq 1, \quad (14.14)$$

где γ_{f1} — коэффициент надежности по нагрузке для гидростатического давления, равный 1,1; γ_{f2} — то же, для внутреннего избыточного давления, $\gamma_{f2} = 1,15$; $\gamma_c = 0,8$; ρ — плотность хранящейся жидкости.

Из (14.14) можно вычислить толщину стенки резервуара

$$t \geq (\gamma_{f1} \rho x + \gamma_{f2} p_0) r / (\gamma_c R_y). \quad (14.15)$$

Стыки стенки резервуара, выполняемые встык или внахлестку, рассчитываются по соответствующим формулам.

В связи с тем, что стенки резервуаров имеют малую толщину, необходима проверка их устойчивости на продольные сжимающие напряжения σ_1 (вес крыши, снега, ветровая нагрузка, вакуум) и кольцевые сжимающие напряжения σ_2 (ветровая нагрузка, вакуум). Устойчивость проверяется по формуле (14.11).

Если по результатам расчета требуется значительно увеличить толщину стенки t , то целесообразно установить кольца жесткости.

В зоне сопряжения стенки резервуара с днищем возникает изгибающий момент и поперечная сила, которые вычисляются в результате решения системы канонических уравнений:

$$M_1 = 0,1 (1,1 \rho h + 1,15 p_0) r t. \quad (14.16)$$

Значение краевого момента M_1 максимально на расстоянии $x_2 = \pi s / 4$, где $s = 0,78 \sqrt{r t}$.

В. Какие особенности учитываются при расчете элементов покрытия?

От. Для резервуаров с щитовой конической кровлей расчет несущих радиальных балок выполняется по расчетной схеме простой балки на двух опорах (стенки и центральной стойки), воспринимающей нагрузки от грузовой площади в виде треугольника. Поперечные балки щитов рассчитываются также по схеме простых балок, опирающихся на несущие радиальные балки.

Для резервуаров без центральной стойки крыша представляет собой распорную конструкцию и расчет сводится к решению одинажды статически неопределимой системы. При расчете сферических щитовых покрытий допускается их условно расчленять на отдельные плоские двухшарнирные арки, состоящие из двух диаметрально расположенных криволинейных щитов.

14.4. Особенности резервуаров с давлением

В. Какие учитываются особенности при проектировании резервуаров с повышенным давлением?

От. Как правило, резервуары повышенного давления используют для хранения легко испаряющихся нефтепродуктов, а высокого давления — для хранения сжиженных газов.

Резервуары повышенного давления, рассчитанные на внутреннее давление 16000—20000 Па, чаще всего делают вертикальными со сферической крышей. Кровля изготавливается из листов толщиной 5...6 мм с одним радиусом кривизны, что упрощает вальцовку лепестков, из которых собирается покрытие.

При строительстве резервуаров повышенного давления следует учитывать опасность возможности подъема стенки от избыточного давления в паровоздушной среде при незначительном количестве жидкости в резервуаре. Для предотвращения отрыва краев днища от песчаного основания в нижней части корпуса производится анкеровка из железобетонных плит, заделанных в грунт.

К резервуарам повышенного давления относятся изотермические резервуары для хранения сжиженных газов при постоянной отрицательной температуре. В таких резервуарах крыша и стенки делаются двойными, а в промежутке между оболочками устраивается теплоизоляция плитами из стекловаты или засыпкой перлита.

Изотермические резервуары иногда изготавливают из нержавеющей стали или алюминиевых сплавов.

При повышенном давлении могут использоваться горизонтальные цилиндрические резервуары. Их диаметр может составлять 1,2...4 м, длина 2...30 м, толщина стенки 3...36 мм. Горизонтальные резервуары обладают несомненными преимуществами. К ним относятся простота конструктивной формы, возможность поточного изготовления на заводе и перевозки в готовом виде, возможность наземной и подземной установки. Имеется недостаток — необходимость устройства специальных опор.

Корпус горизонтального резервуара состоит из нескольких листовых оболочек, соединенных встык. Для обеспечения жесткости во время транспортировки, а также при наличии вакуума в резервуаре устраиваются кольцевые ребра жесткости. Днища, в зависимости от внутреннего избыточного давления, могут быть плоскими, коническими, цилиндрическими, сферическими или эллипсоидальными.

Наземные горизонтальные резервуары опираются на седловидные опоры с углом охвата $60...120^\circ$, а подземные — на сплошную седловидную опору.

В. Какие особенности при проектировании резервуаров с высоким давлением?

От. Для хранения сжиженных газов под высоким избыточным давлением (до 250 кПа) используются сферические резервуары.

По сравнению с цилиндрическими сферические резервуары более трудоемки при изготовлении. Трудоемкость изготовления сферических резервуаров в значительной степени определяется принятой схемой раскрытия сферы, которая может быть параллельно-меридиональной или меридиональной (рис. 14.3).

При изготовлении сферических резервуаров элементы оболочки вальцуют в холодном состоянии или штампуют в горячем состоянии на прессах. Для соединения лепестков, образующих сферу, необходимо использование автоматической сварки с последующим тщательным контролем ее качества.

Для опирания сферических резервуаров устраивают кольцевые опоры — системы стоек из труб или двутавров.

В связи с расширяющимся с каждым годом строительством резервуаров актуальным является экономия

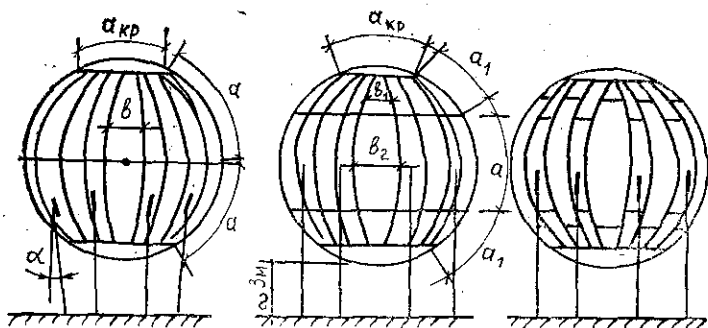


Рис. 14.3. Сферические резервуары

стали и использования промышленных способов их возведения.

Поэтому в настоящее время ведутся работы по поиску новых конструктивных форм, повышению технологичности изготовления и монтажа, типизации и унификации элементов, созданию резервуаров большой вместимости.

В последние годы предложены новые типы резервуаров: прямоугольные в плане с гибкой стенкой, мультицилиндрические, каплевидные и т. п. Эти и другие виды позволяют строить более рациональные листовые конструкции.

14.5. Газгольдеры

В. Что такое газгольдер?

От. Газгольдерами называют сосуды, предназначенные для хранения и смешивания газов.

Газгольдеры строят на металлургических, химических, нефтеперерабатывающих заводах, а также используют в городском хозяйстве для хранения природного и искусственного газа.

В зависимости от конструкции и особенностей эксплуатации газгольдеры подразделяются на газгольдеры постоянного и переменного объема.

В случае переменного объема в газгольдерах создается постоянное низкое давление, не превышающее 4...5 кПа. В газгольдерах постоянного объема может создаваться высокое давление в пределах 250...2000 кПа. Таким образом, они являются сосудами высокого давления.

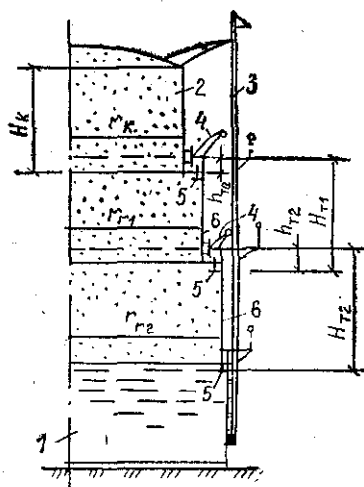


Рис. 14.4. Мокрый газгольдер
1 — водный бассейн; 2 — подвижный колокол; 3 — направляющая; 4 — упоры; 5 — гидравлические затворы; 6 — звенья телескопа

Газгольдеры переменного объема подразделяются на мокрые (газгольдеры с водным бассейном) и сухие (цилиндрические поршневые). Мокрые газгольдеры нашли более широкое распространение по сравнению с сухими и имеют объем от 100 до 30000 м³ (рис. 14.4).

Газ, поступающий в газгольдер, своим давлением поднимает колокол, который зацепляет затвор телескопа и поднимает за собой. В затворы захватывается вода из бассейна, в результате чего образуется газонепроницаемый гидравлический затвор. Правильность движения колокола и телескопа обеспечивается с помощью направляющих.

В. Какие особенности расчета и конструкции газгольдеров?

От. Расчет газгольдеров переменного объема производится при максимальном внутреннем давлении, которое создается в момент максимального поднятия колокола, в соответствии с нормами.

Стенки резервуара, телескопа и колокола выполняются из рулонных заготовок на заводе. В случае малого давления внутри резервуара расчетная толщина стенки может оказаться незначительной, однако она назначается не менее 3...5 мм.

Крыша газгольдера представляет собой тонколистовую оболочку, опирающуюся на радиально расположенные стропильные конструкции. Часто применяется «дышащая» кровля, в этом случае оболочка не скрепляется со стропилами.

Наружные направляющие рассчитываются как сквозные призматические стержни, загруженные сосредото-

ченными силами от давления роликов, передающими нагрузку от собственного веса элементов газгольдера, ветра, снега.

Сухие газгольдеры переменного объема применяют в случае, когда хранимые газы не допускают увлажнения (этилен, пропилен и т. п.). Объем этих газгольдеров колеблется в пределах 10...60 тыс. м³. Они состоят из цилиндрических стенок, соединенных с плоским днищем, и сферической кровли из листов толщиной 3 мм. Внутри газгольдера устраивается перемещающаяся под давлением газа конструкция в виде шайбы (поршня). Для изоляции газового пространства используется сплошной кольцевой фартук из прорезиненной ткани. Шайба удерживается в горизонтальном положении с помощью системы роликов и тросов. При наполнении газгольдера поршень поднимается, при этом вес поршня и трение о стенки создают расчетное давление газа.

Газгольдеры постоянного объема и ресиверы (емкости для хранения воздуха) предназначены для хранения газов под высоким давлением. Они могут быть как шаровыми, так и цилиндрическими (горизонтальными или вертикальными). Основной нагрузкой в этих газгольдерах является внутреннее давление, колеблющееся в пределах 70...2000 кПа. Эти газгольдеры более экономичны по сравнению с газгольдерами переменного объема по расходу металла на 1 м³ хранимого газа.

Конструктивное оформление газгольдеров постоянного объема незначительно отличается от резервуаров высокого давления.

14.6. Бункеры и силосы

В. Что собой представляют бункеры и силосы?

От. Бункерами и силосами называют емкости, предназначенные для хранения и перегрузки сыпучих материалов (рис. 14.5).

К бункерам относятся емкости, наименьший размер которых в плане не превосходит высоту. Силосы — относительно высокие и узкие сосуды. В бункерах плоскость обрушения, проведенная через пересечение вертикальной стенки и воронки, пересекается с поверхностью сыпучего материала, а в силосах — со стенкой.

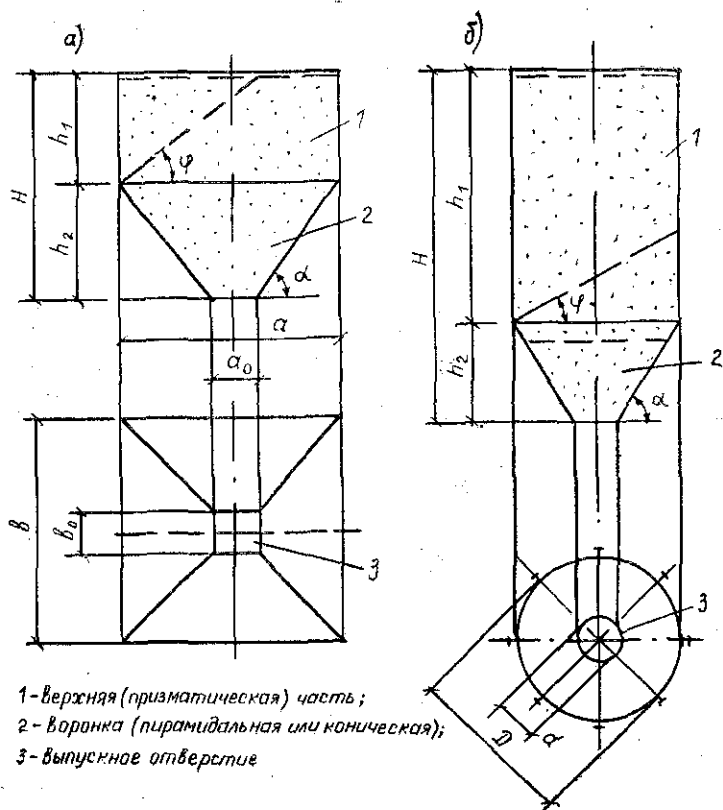


Рис. 14.5. Бункер (а) и силос (б)

Составные части бункеров и силосов — вертикальные стенки, воронки и выпускные отверстия. Стальные силосы применяются в основном круглыми в плане, а бункера подразделяются на пирамидально-призматические, лотково-призматические, гибкие (параболические), гибкие с жесткими разгрузочными воронками, конусно-цилиндрические.

Бункера и силосы могут быть одиночными или размещаться группами как на открытом воздухе, так и в помещениях.

Иногда поверхность бункеров и силосов футеруют внутри. Тип футеровки (стальная, чугунная, железобетонная, деревянная) зависит от истирающих свойств сыпучего материала.

В. Какова конструкция бункеров и силосов?

От. Передача усилий от бункеров и силосов на поддерживающие конструкции осуществляется через горизонтальные жесткие элементы, распределяющие нагрузку по горизонтальным сечениям оболочки. Для облегчения высыпания содержимого угол наклона стенки воронки назначается не менее 60° .

Бункера и силосы рассчитываются на нагрузки от засыпки, постоянные и атмосферные нагрузки и температурные воздействия. Чаще всего используются бункера с плоскими стенками, сохраняющими постоянную геометрическую форму в процессе загрузки и разгрузки (рис. 14.6). Вертикальные стенки в этих бункерах образуются несущими балками, имеющими горизонтальные и вертикальные ребра жесткости. Стенки воронки укрепляются только горизонтальными ребрами жесткости. Ребра жесткости предотвращают деформации

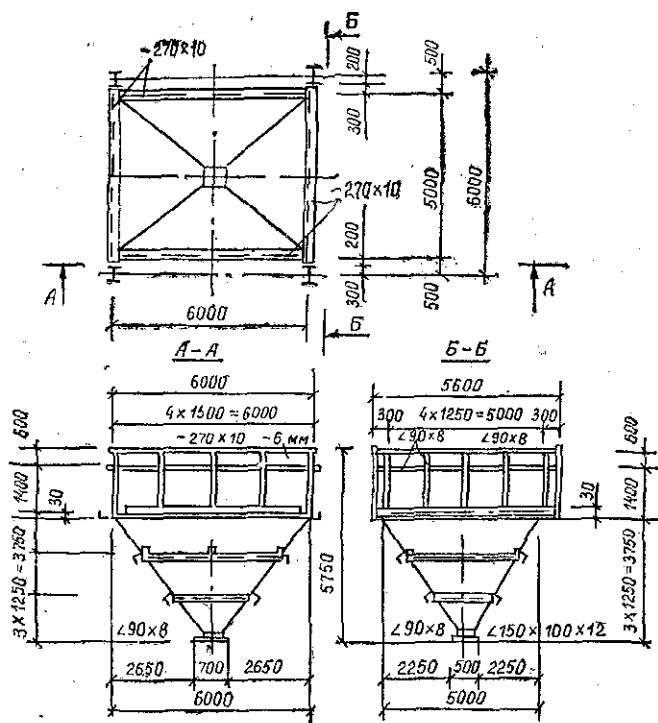


Рис. 14.6. Бункер

ции плоских стенок, потерю принятого контура у бункера и совместно с примыкающей частью стенки работают на растяжение с изгибом. Их выполняют, как правило, с наружной стороны из уголков (приваривают перо уголка к стенке), тавров, швеллеров.

Бункерные балки, опирающиеся на колонны, образуют поперечные рамы, общая устойчивость которых обеспечивается продольными связями.

В. Каковы особенности их расчета?

От. Расчет бункеров производится отдельно для призматической и пирамидальной части. Плоские стенки рассчитывают как шарнирно прикрепленные к ребрам пластинки, загруженные равномерно распределенной нагрузкой. При расчете следует помнить, что нагрузка от засыпки действует как вертикально, так и горизонтально в виде нормального давления (распора) на стенки. При определении вертикальных нагрузок в бункерах (в отличие от силосов) пренебрегают трением засыпки по вертикальным плоскостям.

Одной из основных несущих конструкций являются бункерные балки. Они рассчитываются как однопролетные шарнирно-опертые на равномерно распределенную нагрузку, вычисленную для середины пролета.

При расчете стенки воронки давление сыпучего материала принимается перпендикулярным ее поверхности, ребра стенки выполняются из одиночных уголков и рассчитываются на поперечный изгиб и продольную силу.

Гибкие или висячие бункера представляют собой цилиндрическую оболочку, подвешенную к двум продольным несущим балкам, замкнутую по торцам жесткими стенками — диафрагмами. Стенка этих бункеров работает на осевое растяжение. Установлено, что оптимальным является отношение пролета бункера к высоте оболочки $b/f=1,4$.

Расчет силосов отличается тем, что помимо основной нагрузки от массы засыпки приходится учитывать дополнительные усилия, возникающие при загрузке и опорожнении, возникающие благодаря трению.

Глава 15. ВЫСОТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

15.1. Область применения, классификация

В. Какие инженерные сооружения относят к группе высотных?

От. Высотными называют сооружения, в которых высота намного превышает размеры в плане (более чем в пять-восемь раз). К высотным сооружениям относят опоры антенных сооружений радио и телевидения, опоры воздушных линий электропередач, дымовые трубы, водонапорные башни и др. Высота этих сооружений может достигать 600 м и более. Существуют проекты башен высотой до 3500 м.

В. Как классифицируют высотные сооружения?

От. В зависимости от статической схемы все высотные сооружения можно подразделить на две группы — башни и мачты. При этом башней называют свободно стоящую, жестко заземленную в основании конструкцию, работающую как консоль (рис. 15.1, а, в). Мачта представляет собой шарнирно-опертый на фундамент тонкий ствол, устойчивость которого обеспечена системой оттяжек (рис. 15.1, б). Возможны и комбинированные конструкции, в состав которых входят оттяжки при жестком опирании ствола на фундамент.

Башням и мачтам присущи свои преимущества и недостатки. Башни надежнее в эксплуатации, занимают меньшую по сравнению с мачтами площадь застройки, но обладают большей металлоемкостью. Преимуществом мачт является экономия стали, высокая степень заводской готовности, меньшая стоимость. Однако в ус-

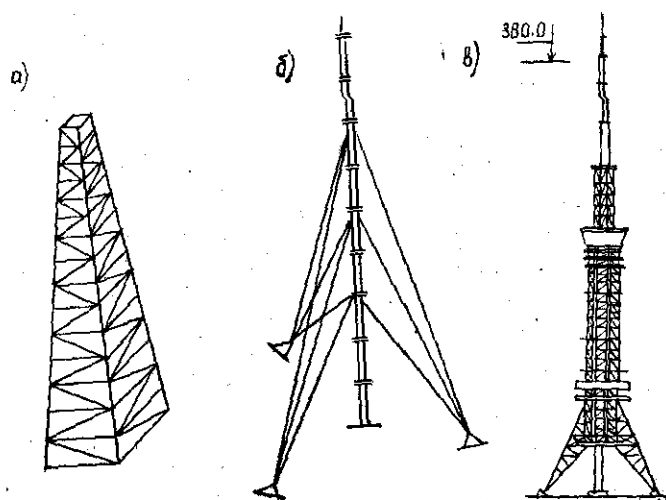


Рис. 15.1. Высотные инженерные сооружения

ловиях городской застройки, где остро стоит вопрос об ограничении площади застройки, предпочтение отдают башням.

В. Какие особенности работы наблюдаются у высотных сооружений и какие учитываются нагрузки?

От. Особенностью высотных сооружений является то, что они работают преимущественно на действие горизонтальных ветровых нагрузок, резко возрастающих по мере удаления от поверхности земли. Вследствие большой гибкости частота собственных колебаний конструкций может приближаться к частоте пульсаций ветрового напора, поэтому для башен и мачт необходим учет как статического, так и динамического воздействия ветрового напора.

На величину ветрового воздействия в значительной степени влияют формы и габариты сооружения и его отдельных элементов. Поэтому при строительстве башен и мачт отдают предпочтение сквозным конструкциям, состоящим из элементов цилиндрического профиля.

В соответствии с нормами ветровую нагрузку следует определять как сумму средней и пульсационной составляющих. При этом нормативное давление средней составляющей ветровой нагрузки определяется по формуле (10.13).

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки ω_p на высоте z определяется в зависимости от частоты собственных колебаний. Так, для сооружений, которые можно рассматривать как систему с одной степенью свободы при $f_1 < f_l$ (здесь f_1 — первая частота собственных колебаний; f_l — предельное значение собственной частоты):

$$\omega_p = \omega \xi v, \quad (15.1)$$

где ξ — коэффициент динамичности; ξ — коэффициент пульсаций давления ветра на уровне z ; v — коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра.

От собственного веса конструкций и оборудования возникают относительно небольшие напряжения в элементах башен и мачт, не превышающие 20...25% расчетных. Однако правильное распределение масс по высоте имеет существенное значение. Поэтому башни часто проектируют уширенными книзу в соответствии с возрастанием изгибающих моментов от вершины к ос-

нованию. Ширину башни у основания назначают в пределах $1/12 \dots 1/6$ высоты. С увеличением ширины снижаются усилия в поясах от действия изгибающих моментов, но возрастают усилия в элементах решетки. Ширину верхней части башни делают как можно меньшей.

В. Какие тенденции наблюдаются в развитии высотных сооружений?

От. Помимо целевых функций, современные башни, особенно расположенные в крупных городах, могут выполнять и некоторые дополнительные функции: расположение террас и балконов для осмотра местности, кафе, ресторанов и т. д. К таким высотным сооружениям предъявляются повышенные архитектурные требования.

В настоящее время наблюдаются два основных направления в развитии высотных сооружений: унификация конструкций для массовых сооружений и строительство уникальных сооружений, обеспечивающих как основные функции, так и отвечающие повышенным эстетическим требованиям. К таким сооружениям относятся построенные в разные годы башни С.-Петербургского (высота 315 м), Тбилисского (274,5 м), Ереванского (299,2 м), Киевского (380 м), Харьковского (240,7 м) телецентров. Одной из самых интересных является телебашня Киевского телецентра (рис. 15.1, в), при сооружении которой впервые был применен метод подращивания, заключающийся в том, что монтаж велся на нижней отметке, начиная с верхних ярусов. Таким образом, исключались трудоемкие работы по сборке конструкций на высоте. Башня состоит из ступенчатой призматической решетчатой части и цилиндрической системы. Основная часть башни опирается на базу portalного типа.

15.2. Башни

В. Каков порядок конструирования башен?

От. Конструирование и расчет башен начинают, исходя из технологических и других требований, с установления габаритных размеров и конструктивных схем. По аналогии с ранее построенными сооружениями задаются размерами и формами сечений. Решетка чаще всего принимается крестовой, так как она лучше других воспринимает усилия от ветровых нагрузок. Сечения

стержней — это прежде всего круглые трубы, иногда уголки — от двух до четырех. При круглых трубах наилучшее обтекание ветровым потоком и, следовательно, наибольшее снижение воздействия ветровой нагрузки.

В башнях предусматривается установка диафрагм, которые обеспечивают неизменяемость (в четырех- и многоугольных башнях), препятствуют закручиванию.

В. Каковы особенности расчета башен?

От. Важным является вычисление ветровых нагрузок. После определения статической составляющей ветровой нагрузки, нагрузки от собственного веса и оборудования, вычисляют динамическую составляющую ветровых воздействий.

В качестве расчетной схемы сквозных башен принимается пространственная стержневая система с шарнирным соединением в узлах. Если башня сплошная, то в качестве расчетной схемы принимается тонкостенная цилиндрическая или коническая консольная оболочка.

Для определения усилий в элементах сквозных башен возможно использование приближенных методов. Один из них заключается в том, что в трех- и четырехгранных башнях нагрузки раскладываются по граням башен, а усилия в элементах граней определяются как в плоских фермах. Возможно также в решетчатых башнях усилия в элементах выразить через моменты — M , продольные — N и поперечные — Q силы, определяемые в башне, как в сплошном вертикальном консольном стержне.

В случае, если башня в сечении имеет форму правильного n -угольника (рис. 15.2), продольную силу сжатия в любом из поясов можно определять по формуле

$$N = 2 \sum M_i \cos \varphi_i / (n r_i \cos \alpha_i) - \sum p_i / (n \cos \alpha_i), \quad (15.2)$$

где $\sum M_i$ — суммарный изгибающий момент в i -м сечении башни;

$\sum p_i$ — суммарная нагрузка от вышележащей части ствола башни и оборудования.

Прочность и устойчивость поясов и раскосов проверяют по расчетным усилиям как центрально-сжатых и центрально-растянутых стержней. Полностью ствол башни проверяется на устойчивость как сжато-изогнутый стержень составного сечения. Кроме того, прове-

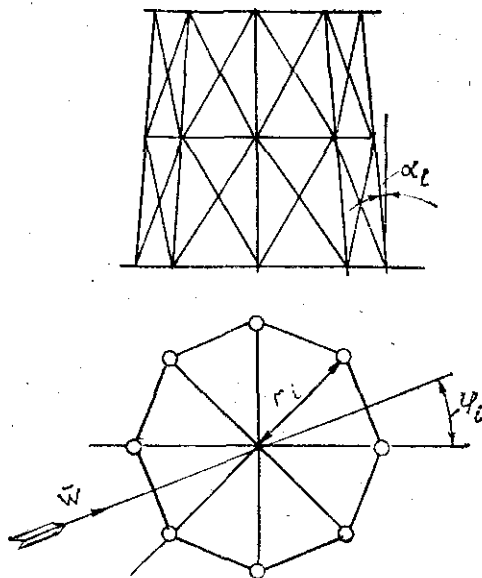


Рис. 15.2. Расчетная схема башни

ряются периоды собственных колебаний и производится расчет на резонанс.

В. Как монтируют башни и каковы монтажные узлы?

От. Спецификой строительства крупных башен является то, что составные элементы поступают на место строительства россыпью. Поэтому приходится большое внимание уделять конструкциям монтажных узлов. В типовых конструкциях башен наиболее широко используют фланцевые соединения на болтах (рис. 15.3).

В случае, когда грани призматической части башни размещаются в пределах габаритов железнодорожного транспорта, возможна их поставка с завода-изготовителя в виде плоских ферм. При монтаже башен обычно используется метод наращивания с помощью ползучего или самоподъемного крана, метод подращивания, т. е. подъема собранной части и установка очередной секции снизу. Применяется также способ, при котором собранную в горизонтальном положении башню устанавливают в проектное положение методом «падающей стрелы».

лы примыкания оттяжек. Помимо усилий растяжения, на оттяжки действуют распределенные нагрузки (собственный вес, ветер, оледенение).

При проектировании мачт задаются высота, характеристика технологического оборудования, значения возможных предельных перемещений. Разрабатывается конструктивная схема мачты с назначением основных ее размеров, так как это необходимо для определения ветрового давления. Ствол мачты обычно делают решетчатым трех- или четырехгранным. Учитывая возможность индустриального изготовления, обычно его делают призматическим. Ширину грани ствола принимают из условия размещения технологического оборудования и транспортабельности отдельных элементов. Установлено, что мачта имеет необходимую жесткость, если расстояние между соседними ярусами оттяжек составляет не более $40b$ при 4-гранной форме ствола и не более $30b$ при 3-гранной (b — ширина ствола). Обычно трехгранные мачты имеют системы оттяжек в трех плоскостях, расположенных под углом 120° в плане. В четырехгранных мачтах оттяжки расположены в двух взаимно перпендикулярных плоскостях.

Системы оттяжек, расположенных в одной плоскости, могут прикрепляться к одному или нескольким фундаментам. В случае, если каждая оттяжка прикрепляется к своему фундаменту, угол их наклона принимается близким к 45° . При креплении нескольких оттяжек к одному фундаменту угол наклона может достигать 60° .

В отдельных случаях строятся сплошностенчатые стволы мачт трубчатого сечения.

В. Каковы особенности работы и расчета мачт?

От. Сочетание жесткого ствола и гибких нитей-оттяжек отличается сложным характером поведения мачты под нагрузкой. В результате провисания оттяжек от воздействия ветра, обледенения, температурных перепадов возникают значительные перемещения узлов крепления и ствола мачты в целом. Эксцентриситет вертикальных сил в стволе изменяется под нагрузкой, и ее расчет выполняется по деформированной схеме методом последовательного приближения.

Рационально предварительное натяжение оттяжек.

Рассчитывая ствол как балку на жестких опорах на первом этапе, в узлы опирания вводят шарниры и предварительно определяют его сечение. На втором этапе

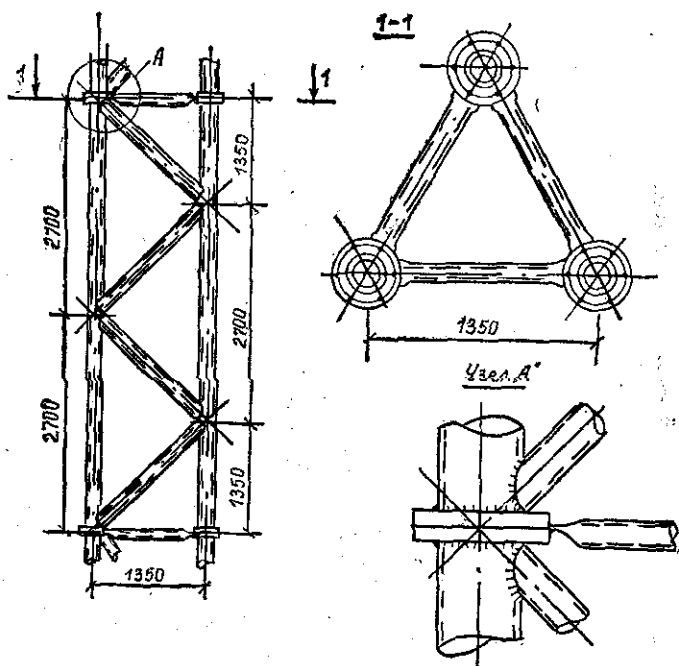


Рис. 15.4. Секция мачты

уточняют сечения оттяжек и определяют величины смещения узлов крепления. Прочность ствола проверяют как неразрезной многопролетной балки, опирающейся на податливые опоры.

После определения M , N и Q в сечениях ствола каждый участок проверяется по формулам внецентренного сжатия с учетом гибкости. Подбираются сечения как поясов, так и раскосов.

Секции ствола мачт делают чаще всего из труб (рис. 15.4). Оттяжки делают из оцинкованных стальных канатов. До установки канаты вытягивают усилием до 60% разрывного. Это обеспечивает более равномерную работу проволок, из которых свит канат.

Для крепления оттяжек к стволу и фундаменту чаще всего используются анкера стаканного типа,

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Основная литература

1. Металлич. конструкции. Общий курс: Учебник для вузов/Под ред. Е. И. Беленя.— 6-е изд.— М.: Стройиздат, 1985.— 560 с.
2. Беленя Е. И., Стрелецкий Н. Н., Ведеников Г. С. и др. Металлические конструкции. Спецкурс: Учебное пособие для вузов/Под ред. Е. И. Беленя.— 3-е изд.— М.: Стройиздат, 1991.— 687 с.
3. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. ЦНИИСК Госстроя СССР).— М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.— 148 с.
4. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81*).— М.: Стройиздат, 1989.— 158 с.
5. Бирюлев В. В., Кошин И. И., Крылов И. И., Сильвестров А. В. Проектирование металлических конструкций. Спецкурс: Уч. пособие для вузов.— Л.: Стройиздат, 1990.— 432 с.
6. СНиП 2.01.07—85. Нагрузки и воздействия//Госстрой СССР.— М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.— 36 с.
7. СНиП II-23—81*. Стальные конструкции//Госстрой СССР.— М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.— 96 с.
8. СНиП 2.03.06—85. Нормы проектирования. Алюминиевые конструкции.— М.: Стройиздат, 1986.— 55 с.

Дополнительная литература

9. Бирюлев В. В. Металлические неразрезные конструкции с регулированием уровня опор.— М.: Стройиздат, 1984.— 88 с.
10. Бирюлев В. В., Колъзеев А. А. Проектирование металлических конструкций с замкнутыми сечениями: Учебное пособие.— Новосибирск: НИСИ, 1988.— 87 с.
11. Валь В. Н., Кошутин Б. Н., Морачевский Т. Н., Путятю В. А., Уваров Б. Ю. Сб. задач по МК/Под ред. Т. Н. Морачевского: Учебное пособие для студ. ПГС.— М.: МИСИ, 1989.— 188 с.
12. Валь В. Н., Горохов Е. В., Уваров Б. Ю. Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при реконструкции.— М.: Стройиздат, 1987.— 220 с.
13. Кирсанов Н. М. Висячие покрытия производственных зданий.— М.: Стройиздат, 1990.— 128 с.
14. Клячин А. З., Фурманов Б. А. Структурные конструкции из пирамид с фланцевыми сопряжениями.— М.: Стройиздат, 1983.— 84 с.
15. Мембранные конструкции зданий и сооружений: Справочное пособие/Под ред. В. И. Трофимова и П. Г. Еремеева/ЦНИИСК.— М.: Стройиздат, 1990.— Ч. 1.— 248 с; Ч. 2.— 198 с.
16. Москалев Н. С. Конструкции висячих покрытий.— М.: Стройиздат, 1980.— 331 с.
17. Мурашко Н. И., Соболев Ю. В. Металлические конструкции производственных с.-х. зданий: Учебное пособие для студентов вузов.— Минск: Высшая школа, 1987.— 278 с.
18. Рекомендации по проектированию структурных конструкций/ЦНИИСК.— М.: Стройиздат, 1984.— 303 с.
19. Нилов А. А., Пермьяков В. А., Прицкер А. Я. Стальные конструкции производственных зданий: Справочник.— Киев: Будивельник, 1986.— 272 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Обозначения	4
РАЗДЕЛ I.	
Основы металлических конструкций	6
Глава 1. Характеристика металлических конструкций	6
1.1. Понятие о металлических конструкциях	6
1.2. Требования, предъявляемые к МК	7
1.3. Достоинства и недостатки МК	9
1.4. Область применения МК	11
1.5. Краткая история развития МК	12
1.6. Общие принципы проектирования	14
Глава 2. Характеристика и работа металлов	17
2.1. Разновидности строительных сталей	17
2.2. Работа стали при однократном и многократном статическом нагружении	19
2.3. Работа стали при различных нагружениях и условиях эксплуатации	24
2.4. Условия для выбора стали. Сортамент	29
2.5. Особенности алюминиевых сплавов	36
Глава 3. Основы расчета МК	39
3.1. Предельные состояния МК	39
3.2. Основы расчета МК	43
Глава 4. Соединения металлических конструкций	48
4.1. Характеристика соединений	48
4.2. Сварные соединения	51
4.3. Болтовые соединения	58
РАЗДЕЛ II.	
Элементы металлических конструкций	67
Глава 5. Балки. Балочные конструкции	67
5.1. Классификация	67
5.2. Теория расчета изгибаемых элементов	70
5.3. Проектирование балок	78
5.3.1. Прокатные балки	78
5.3.2. Генеральные размеры составных балок	78
5.3.3. Подбор и проверка сечения составной балки	83
5.3.4. Изменение сечения балки. Поясные швы	88
5.3.5. Обеспечение местной устойчивости	90
5.3.6. Стыки в балках	97
5.4. Балочные клетки	99
5.4.1. Схемы и сопряжения балок	99
5.4.2. Опорные части балок	101
5.5. Особенности балок из алюминиевых сплавов	105
Глава 6. Центально-сжатые колонны и стержни	105
6.1. Классификация	105
6.2. Теория расчета центально-сжатых стержней	108

6.2.1. Сплошные стержни	108
6.2.2. Понятие гибкости	112
6.2.3. Сквозные стержни	113
6.3. Проектирование центрально-сжатых колонн	115
6.3.1. Конструкция колонны	115
6.3.2. Методика подбора сечения сплошных колонн	116
6.3.3. Методика подбора сечений сквозных колонн	120
6.3.4. Выбор размеров планок и решетки в сквозных колоннах	122
6.3.5. Оголовки и стыки колонн	124
6.3.6. Базы колонн	125
6.4. Особенности колонн из алюминиевых сплавов	128
Глава 7. Внецентренно-сжатые колонны и стержни	129
7.1. Классификация	129
7.2. Теория расчета внецентренно-сжатых стержней	130
7.2.1. Сплошные стержни	130
7.2.2. Сквозные стержни	133
7.3. Проектирование внецентренно-сжатых колонн и стержней	134
7.3.1. Выбор сечения и его генеральных размеров	134
7.3.2. Методика подбора сечения сплошного стержня	135
7.3.3. Методика подбора сечения сквозного стержня	139
Глава 8. Фермы	140
8.1. Классификация	140
8.2. Проектирование ферм	141
8.2.1. Очертание ферм	141
8.2.2. Генеральные размеры ферм	142
8.2.3. Решетки ферм	144
8.3. Расчет ферм	147
8.3.1. Действительная работа ферм	147
8.3.2. Расчетные длины стержней. Статический расчет	149
8.4. Типы сечений стержней	151
8.5. Подбор сечений стержней	154
8.6. Узлы легких ферм	156
8.6.1. Центрирование стержней	156
8.6.2. Классификация узлов	158
8.6.3. Узлы с фасонками	159
8.6.4. Бесфасоночные узлы	160
8.7. Узлы тяжелых ферм	161
8.7.1. Конструкция узлов	161
8.7.2. Расчет узлов	163
8.8. Особенности ферм из алюминиевых сплавов	164
РАЗДЕЛ III.	
Каркасы производственных зданий	165
Глава 9. Основы компоновки каркасов	165
9.1. Функции и структура каркаса	165
9.2. Понятие и принципы компоновки	167
9.3. Выбор генеральных размеров каркаса	169
9.4. Типы поперечных рам, их выбор и размеры	173
9.5. Компоновочные схемы шатра	177
9.6. Системы связей в каркасе	179

Глава 10. Особенности работы и расчета каркаса	187
10.1. Расчетная схема поперечной рамы	187
10.2. Нагрузки, действующие на каркас	189
10.3. Особенности расчета рамы	195
10.4. Особенности работы каркаса	199
10.5. Автоматизированное проектирование	201
Глава 11. Элементы каркаса	204
11.1. Колонны	204
11.1.1. Классификация колонн	204
11.1.2. Особенности расчета колонн производственных зданий	206
11.1.3. Узлы колонн	208
11.2. Элементы шатра	216
11.2.1. Конструкция элементов шатра	216
11.2.2. Особенности расчета элементов шатра	219
11.3. Подкрановые конструкции	219
11.3.1. Назначение и состав подкрановых конструкций	219
11.3.2. Конструктивная форма подкрановых балок (ферм)	223
11.3.3. Тормозные и вспомогательные конструкции	225
11.3.4. Узлы	228
11.3.5. Особенности расчета подкрановых балок	229
11.3.6. Особенности подбора сечения подкрановых балок	231
11.4. Фахверк	234
11.5. Основы реконструкции и усиления	236
11.5.1. Реконструкция зданий и сооружений	236
11.5.2. Усиление конструкций	243

РАЗДЕЛ IV.

Каркасы большепролетных многоэтажных зданий и инженерных сооружений	249
---	-----

Глава 12. Каркасы большепролетных зданий	249
12.1. Область применения и классификация	249
12.1.1. Особенности большепролетных покрытий	249
12.1.2. Классификация систем. Порядок компоновки	250
12.1.3. Планировочные схемы	252
12.2. Балочные системы	254
12.2.1. Несущие системы покрытий	254
12.2.2. Опоры	255
12.2.3. Компоновки каркасов	256
12.3. Рамные и консольно-рамные системы	258
12.3.1. Схемы рам	258
12.3.2. Схемы консольно-рамных систем	259
12.3.3. Особенности компоновки	260
12.4. Арочные и комбинированные системы	261
12.4.1. Схемы арок	261
12.4.2. Комбинированные системы	264
12.4.3. Особенности расчета	265
12.4.4. Компоновка покрытий	266
12.5. Висячие и мембранные системы	269
12.5.1. Идея висячих систем, их характеристика	269
12.5.2. Схемы плоских висячих систем	271
12.5.3. Схемы пространственных висячих систем	274

12.5.4. Особенности расчета висячих систем	277
12.5.5. Мембранные системы	278
12.6. Пространственные системы	280
12.6.1. Структурные системы	280
12.6.2. Оболочки и складки	285
12.6.3. Купола	287
Глава 13. Каркасы многоэтажных зданий	290
13.1. Особенности многоэтажных зданий	290
13.2. Схемы каркасов	292
13.3. Элементы каркаса	295
13.3.1. Колонны	295
13.3.2. Балки и ригели	296
13.3.3. Связи	297
13.3.4. Сплошностенчатые панели	298
13.4. Узлы	298
13.5. Особенности расчета	302
Глава 14. Листовые конструкции	303
14.1. Область применения, классификация	303
14.2. Особенности напряженного состояния и основы расчета тонких стальных оболочек	305
14.3. Вертикальные цилиндрические резервуары	309
14.4. Особенности резервуаров с давлением	313
14.5. Газгольдеры	315
14.6. Бункеры и силосы	317
Глава 15. Высотные сооружения	320
15.1. Область применения, классификация	320
15.2. Башни	323
15.3. Мачты	326
Список литературы	329